

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Megaproyecto

“Evaluación de un Centro de Distribución de agua potable con bomba de ariete, en un desarrollo habitacional ubicado en el departamento de Guatemala”

Trabajo de graduación presentado por: José Andrés Cruz Casellas, José Camilo Galindo Molina, Pablo Ricardo Quintana Monterroso para optar al grado académico de Licenciados en Ingeniería Civil

Guatemala
2013

“Evaluación de un Centro de Distribución de agua potable con bomba de ariete, en un desarrollo habitacional ubicado en el departamento de Guatemala”

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Megaproyecto

“Evaluación de un Centro de Distribución de agua potable con bomba de ariete, en un desarrollo habitacional ubicado en el departamento de Guatemala”


Trabajo de investigación presentado por José Andrés Cruz, Camilo Galindo y Pablo Quintana para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil.

Guatemala
2013

Vo. Bo. :

(f) 
Ingeniera María Antonieta Castillo Holly

Tribunal Examinador:

(f) 
Ingeniero Roberto Godo Levensen

(f) 
Arquitecta Vanessa Ligorria

Fecha de aprobación: Guatemala, 11 de noviembre de 2013.

Prefacio

El megaproyecto *Evaluación de un Centro de Distribución de agua potable con bomba de ariete, en un desarrollo habitacional ubicado en el departamento de Guatemala* nació con la idea de proponer un sistema de distribución de agua potable a Vistas de la Comunidad en Mixco, Guatemala por medio de un sistema de bomba de ariete. Se buscó desarrollar una propuesta económica, ecológica y auto sostenible.

La comunidad estudiada es de bajos recursos. El diseño hidráulico de las instalaciones existentes no está bien elaborado. La propuesta tiene el potencial para cambiar la vida de muchas personas si se logra implementar.

Nos gustaría extender un agradecimiento a la Universidad del Valle de Guatemala por darnos los medios y el conocimiento para realizar proyectos como este, asimismo quisiéramos agradecer a los ingenieros Roberto Godo Levensen y Otoniel Echeverría por su valioso apoyo en la realización de este proyecto.

De igual manera agradecer a nuestras familias, Cruz Casellas, Quintana Monterroso y Galindo Molina por su incondicional apoyo en todo el proceso universitario.

Por último, pero no menos importante, quisiéramos agradecer a nuestra asesora la Ingeniera María Antonieta Castillo Holly ya que gracias a su guía y apoyo logramos nuestro objetivo en desarrollar un proyecto exitoso.

Índice

Contenido

Prefacio	v
Índice	vi
Lista de tablas	xi
Lista de figuras	xviii
Resumen	xxi
I. Introducción	1
II. Objetivos	2
2.1 Objetivos generales	2
2.2 Objetivos específicos	2
III. Marco teórico	4
3.1 Consideraciones generales	4
3.1.1 Agua	4
3.2 Fuentes de captación de agua	6
3.2.1 Aguas superficiales	7
3.2.2 Aguas subterráneas	9
3.2.3 Pozos artesanales	10
3.2.4 Pozos mecánicos	11
3.2.5 Métodos de perforación de pozos	14
3.2.6 Perforación del pozo	22
3.2.7 Fluidos de perforación	23
3.2.8 Entubamiento con tubería de acero al carbón	24
3.2.9 Alineamiento de la tubería del pozo	25
3.2.10 Captación del agua del pozo a través de rejillas perforadas	26
3.2.11 Nivel estático y nivel dinámico de un pozo	27

3.2.12 Bombas sumergibles en pozo mecánico.....	27
3.2.13 Diseño de acometida eléctrica.....	29
3.2.14 Mantenimiento del pozo y del sistema de bombeo.....	30
3.3 Requisitos de calidad del agua.....	31
3.3.1 Componentes microbiológicos.....	31
3.3.2 Métodos analíticos de la calidad del agua.....	39
3.3.3 Requisitos de calidad del agua según norma COGUANOR.....	43
3.3.4 Tratamiento del agua.....	46
3.4 Historia general de las bombas hidráulicas.....	52
3.5 Bombas hidráulicas.....	54
3.5.1 Consideraciones técnicas de las bombas.....	55
3.6 Tipos de bombas.....	56
3.6.1 Bombas de desplazamiento no positivo – hidrodinámicas.....	56
3.6.2 Bombas de desplazamiento positivo – hidrostáticas.....	59
3.7 Bombas utilizadas en Guatemala.....	59
3.7.1 Bombas sumergibles.....	59
3.7.2 Bombas centrífugas/turbinas verticales.....	68
3.8 Golpe de ariete.....	70
3.8.1 Definición.....	70
3.8.2 Causas.....	71
3.8.3 Consecuencias.....	72
3.8.4 Soluciones.....	72
3.9 Bomba de Ariete.....	73
3.9.1 Definición.....	73
3.9.2 Partes de una bomba de ariete.....	75
3.9.3 Funcionamiento.....	77
3.9.4 Potencial de uso.....	78
3.9.5 Factores de diseño.....	79
3.9.6 Rendimiento.....	79
3.9.7 Celeridad.....	80
3.9.8 Tiempo de cierre de la válvula.....	81

3.9.9 Sobrepresión.....	83
3.9.10 Factor de seguridad.	85
3.9.11 Cálculo de capacidad de cámara de aire.	90
3.10 Tubería	95
3.11 Sistemas de distribución de agua	98
3.11.1 Componentes del sistema.....	98
3.11.2 Fuente de agua.	99
3.11.3 Bombeo.	100
3.11.4 Sistema de conducción.	100
3.11.5 Tanques de almacenamiento de agua.	102
3.11.6 La red de distribución.	107
3.12 Drenajes	124
3.12.1 Parámetros a considerar para diseñar drenajes	125
3.12.2 Clima.	125
3.12.3 Características de la población.	125
3.12.4 Condiciones sanitarias.	125
3.12.5 Detalles topográficos	126
3.12.6 Diseño de los drenajes.....	126
3.12.7. Especificaciones para el diseño.	130
3.12.8 Obras accesorias para la red.....	131
3.12.9 Tratamiento para aguas residuales domésticas.	132
3.12.10 Evacuación de las aguas.....	134
IV. Metodología.....	136
4.1 Diagnóstico del área	136
4.1.1 Localización.....	136
4.1.2 Ubicación geográfica.	138
4.1.3 Condiciones del terreno.	138
4.1.4 Clima y relieve.....	139
4.1.5 Características de la comunidad.	139
4.1.6 Situación demográfica.	140
4.2 Diseño de la red de distribución de agua	140

4.2.1	Requerimientos de diseño.....	140
4.2.2	Caudal de diseño.....	145
4.3	Cálculo de pozo mecánico	151
4.3.1	Cálculo de carga dinámica total.....	153
4.3.2	Cálculo de carga dinámica total para bombas sumergibles.	154
4.3.3	Cálculo de potencia del equipo de bombeo.	158
4.4	Análisis de fuente de agua superficial del sector	162
4.4.1	Resultados de análisis de aguas superficiales en el sector.	163
4.4.2	Propuestas descartadas.....	165
4.4.3	Resultados de cálculo de pozo mecánico	167
4.4.4	Plan de mantenimiento del pozo mecánico	169
4.5	Cálculos y desarrollo: Sistema basado en bomba de ariete	170
4.5.1	Planteamiento final.	171
4.5.2	Alternativas de aplicación.....	172
4.5.3	Cálculos generales bomba de ariete.....	173
4.5.4	Dimensionamiento de tanque de almacenamiento.....	177
4.5.5	Cálculo de factor de seguridad.....	180
4.5.6	Cálculo de volumen de cámara de aire.....	196
4.6	Cálculos y desarrollo: Sistema basado en bomba centrífuga sumergible	203
4.6.1	Dimensionamiento de diámetro.....	206
4.6.2	Amortización de la tubería.	207
4.7	Diseño hidráulico	211
4.7.1	Volumen o capacidad del tanque de almacenamiento.	211
4.7.2	Método de diseño de la red de distribución (Hardy Cross).	213
4.7.3	Diseño de la red con software de computación EPANET	228
4.8.	Bases para el diseño de drenajes funcionales.....	233
4.8.1	Periodo de diseño.	233
4.8.2	Población futura.	234
4.8.3	Contribución por habitante.	235
4.8.4	Caudal promedio diario.	235
4.8.5	Caudal máximo de origen doméstico.	236
4.8.6	Caudal de infiltración.....	237

4.8.7 Caudal de diseño para drenajes.....	238
4.9 Cuantificación de material.....	239
4.9.1 Costo total del pozo mecánico.	242
4.9.2 Costo de tanque de almacenamiento.....	242
4.9.3 Costo de sistema de bombeo.	244
4.9.4 Costo de red de distribución.....	246
V. Conclusiones	253
VI. Recomendaciones.....	256
VII. Bibliografía	259
VIII. Anexos	267
Guía de mantenimiento.....	267
Instalación.....	267
Operación	267
Mantenimiento.....	268

Lista de tablas

Tabla 1: Diámetros recomendados de pozo.	14
Tabla 2: Requisitos de agua potable.	32
Tabla 3: Requisitos de agua potable para sistemas de abastecimiento.	32
Tabla 4: Organismos que representan riesgos para la salud.	33
Tabla 5: Organismos que afectan la distribución del agua.	34
Tabla 6: Características físicas del agua.	34
Tabla 7: Componentes químicos que pueden causar problemas de salud.	35
Tabla 8: Características físicas del agua.	38
Tabla 9: Parámetros radioactivos.	39
Tabla 10: Método de análisis de calidad bacteriológica del agua.	39
Tabla 11: Métodos de análisis de calidad hidrobiológica.	40
Tabla 12: Métodos de análisis de componentes físicos y características físicas.	40
Tabla 13: Métodos de análisis de componentes inorgánicos.	41
Tabla 14: Métodos de análisis de componentes inorgánicos.	42
Tabla 15: Continuación de métodos de análisis de componentes orgánicos.	42
Tabla 16: Límites según COGUANOR.	44
Tabla 17: Límites físicos según COGUANOR.	45

Tabla 18: Límites de toxicidad según COGUANOR.....	45
Tabla 19: Sustancias no deseadas en el agua según COGUANOR.	46
Tabla 20: Rendimiento de bomba de ariete.	80
Tabla 21: Valores K para celeridad.....	81
Tabla 22: Comparativo de redes abiertas y redes cerradas.....	116
Tabla 23: Crecimiento poblacional en Guatemala.....	143
Tabla 24: Cálculo de tasa de crecimiento.	143
Tabla 25: Cálculo de tasa de crecimiento.	144
Tabla 26: Cálculo de población futura.	144
Tabla 27: Cálculo de consumo medio diario.	147
Tabla 28: Cálculo de consumo máximo diario.	148
Tabla 29: Cálculo de consumo máximo horario.....	149
Tabla 30: Cálculo de caudal de bombeo.	151
Tabla 31: Datos de perfil de pozo mecánico.....	152
Tabla 32: Altura de nivel dinámico a boca del pozo.	154
Tabla 33: Altura de boca del pozo a nivel de descarga.....	155
Tabla 34: Cálculo de pérdidas por medio de Hazen y Williams.....	156
Tabla 35: Carga dinámica total a vencer en Vistas de la Comunidad.	157
Tabla 36: Potencia del equipo de bombeo.	159

Tabla 37: Costo de bombeo.	160
Tabla 38: Costo de bombeo segunda opción.....	161
Tabla 39: Resultado de análisis fisicoquímico en Río Molino.	164
Tabla 40: Resultados de análisis bacteriológico en Río Molino.....	165
Tabla 41: Propuestas descartadas de fuentes de agua.	166
Tabla 42: Resumen pozo mecánico en Vistas de la Comunidad.....	167
Tabla 43: Comparativa de opciones de captación de agua.	168
Tabla 44: Desglose de gastos de mantenimiento.	170
Tabla 45: Presión a vencer.	174
Tabla 46: Datos generales bomba de ariete.	175
Tabla 47: Cálculo de diámetro de entrada y fuerza a vencer por embolo.	175
Tabla 48: Cálculo de masa necesaria para embolo.....	176
Tabla 49: Diámetro de salida.	176
Tabla 50: Datos iniciales.....	177
Tabla 51: Caudal necesario diario.	177
Tabla 52: Cálculo de volumen necesario de agua para tanque de almacenamiento	178
Tabla 53: Valores K para celeridad.....	180
Tabla 54: Cálculo de celeridad.	181

Tabla 55: Datos de tiempo de cierre de válvula.	182
Tabla 56: Cálculo de C, Hm/L.	183
Tabla 57: Valor de K.	183
Tabla 58: Tiempo de cierre de válvula.	184
Tabla 59: Tiempo de oscilación de la onda de impulsión.	184
Tabla 60: Cálculo de sobre presión con cierre lento.....	185
Tabla 61: Presiones máximas y mínimas.	186
Tabla 62: Datos de la tubería electa.	186
Tabla 63: Cálculo de resistencia a la fatiga.	187
Tabla 64: Cálculos de resistencia de fatiga real.	188
Tabla 65: Esfuerzo anular máximo.....	189
Tabla 66: Esfuerzo anular mínimo.	189
Tabla 67: Cálculo de esfuerzo medio.	191
Tabla 68: Cálculo de esfuerzo alternante.	192
Tabla 69: Datos a utilizar para criterio de Soderberg.	193
Tabla 70: Cálculo de geq	194
Tabla 71: Cálculo de factor de seguridad.....	194
Tabla 72: Cálculo de pérdidas por fricción en tubería de descarga.....	196
Tabla 73: Presión máxima y mínima dentro de la cámara de aire.	197

Tabla 74: Presiones máximas y mínimas de trabajo de cámara de aire.....	198
Tabla 75: Caudal de salida.....	199
Tabla 76: Cálculo de variación de volumen.	200
Tabla 77: Cálculo de volumen de aire comprimido en cámara de aire.	201
Tabla 78: Cálculo de volumen de agua dentro de la cámara de aire.....	201
Tabla 79: Cálculo de volumen total de cámara de aire.	202
Tabla 80: Cálculo de altura de cámara de aire.....	203
Tabla 81: Datos iniciales.....	204
Tabla 82: Rango de diámetros.	207
Tabla 83: Costo mensual.	208
Tabla 84: Consumo en Kw/h	208
Tabla 85: Consumo real.....	209
Tabla 86: Altura a vencer por bomba centrífuga.	209
Tabla 87: Curva de bomba centrífuga.	210
Tabla 88: Capacidad de tanque de distribución.....	212
Tabla 89: Cotas de nodos de red de distribución.	216
Tabla 90: Diámetro de tubería.	217
Tabla 91: Diámetro para tramo BC.	217
Tabla 92: Diámetro para tramo FC.....	217

Tabla 93: Diámetro para tramo AF.	217
Tabla 94: Diámetro de tramo CD.	218
Tabla 95: Diámetro de tramo ED.	218
Tabla 96: Diámetro de tramo FE.	218
Tabla 97: Pérdidas de carga.	219
Tabla 98: Cálculo de ΣH_f , $\Sigma H_f/Q$ y Δ	220
Tabla 99: Tabla de valores Delta.	222
Tabla 100: Caudal corregido.	222
Tabla 101: Primera iteración Hardy Cross.	223
Tabla 102: Segunda iteración Hardy Cross.	224
Tabla 103: Tercera iteración Hardy Cross.	224
Tabla 104: Caudales corregidos finales de la red.....	225
Tabla 105: Pérdidas por tramo finales de la red.	226
Tabla 106: Cota piezométrica y presión en nodo A.	227
Tabla 107: Cota piezométrica y presión en nodo B.	227
Tabla 108: Resultados de nodos del diseño.....	231
Tabla 109: Resultados de la tubería del diseño.	232
Tabla 110: Cálculo de Población futura para red de drenajes.....	234
Tabla 111: Cálculo de caudal promedio diario.....	236

Tabla 112: Cálculo de Caudal máximo de origen doméstico.	237
Tabla 113: Cálculo de caudal de infiltración.	238
Tabla 114: Cálculo de Caudal de diseño.	239
Tabla 115: Descripción de costos de pozo mecánico.	239
Tabla 116: Cotización equipo de bombeo Vistas de la Comunidad.....	241
Tabla 117: Costo total del proyecto.....	242
Tabla 118: Cuantificación y costeo de material del tanque.....	243
Tabla 119: Cuantificación de material para bomba de ariete	244
Tabla 120: Comparación de costos.	246
Tabla 121: Cuantificación de tubería de red de distribución.....	247
Tabla 122: Precio tubería Amanco.....	248
Tabla 123: Precio tubería Gerfor.....	248
Tabla 124: Presión máxima en la tubería.....	249
Tabla 125: Presión máxima de la red en PSI.	249
Tabla 126: Cuantificación de accesorios de la red.....	250
Tabla 127: Precio accesorios Amanco.....	251
Tabla 128: Precio accesorios Gerfor.	252
Tabla 129: Costo total de material.....	252

Lista de figuras

Figura 1: Ciclo del agua.	5
Figura 2: Esquema de percusión.	15
Figura 3: Componentes de equipo de perforación por percusión.....	16
Figura 4: Componentes principales del sistema de rotación.....	19
Figura 5: Broca para método de roto percusión.....	22
Figura 6: Perfil de un pozo mecánico.....	29
Figura 7: Filtración lenta en arena.	49
Figura 8: Filtro de discos AZUD (marca comercial).	50
Figura 9: Proceso explicativo de AZUD (marca comercial).	51
Figura 10: Tornillo de Arquímedes.....	52
Figura 11: Primera bomba de succión, Al - Jazari	53
Figura 12: Esquema de una bomba hidrodinámica.	57
Figura 13: Esquema de una bomba centrífuga.	58
Figura 14: Bomba sumergible serie AS.	60
Figura 15: Gráfica de rangos de rendimiento (AS Información General, 2013).	62
Figura 16: Bomba sumergible Serie ASPLUS.	63
Figura 17: Bomba sumergible serie ST.....	66

Figura 18: Explicación de golpe de ariete.	73
Figura 19: Imagen de bomba de ariete.	74
Figura 20: Tubería de suministro hacia tubería de sistema de bombeo.	75
Figura 21: Sistema de bombas de ariete en paralelo.	76
Figura 22: Funcionamiento de una bomba de ariete.	78
Figura 23: Línea de Soderberg.	89
Figura 24: Variación de volúmenes de aire y agua.	92
Figura 25: Esquema de componentes del sistema.	99
Figura 26: Ejemplo de red abierta.	113
Figura 27: Ejemplo de red cerrada.	114
Figura 28: Detalle de malla biorreactor anaeróbico.	134
Figura 29: Mapas de localización.	136
Figura 30: Vista de perfil de pozo mecánico establecido.	153
Figura 31: Sistema de arietes en paralelo.	172
Figura 32: Valores de C según Mendiluce.	182
Figura 33: Valores de K, según Mendiluce.	183
Figura 34: Esfuerzos anulares o perimetrales dentro de la tubería.	188
Figura 35: Representación gráfica de esfuerzos.	191
Figura 36: Zona segura trazada con línea de Soderberg.	195

Figura 37: Variación de volúmenes de aire y agua.	199
Figura 38: Diagrama de bomba a tanque elevado.....	205
Figura 39: Red de distribución de agua.....	215
Figura 40: Esquema de diseño EPANET.....	229
Figura 41: Propiedades con las que se trabaja EPANET.....	230
Figura 42: Indicador de análisis satisfactorio.....	230

Resumen

Un recurso natural y mundial muy importante y necesario es el agua. Este recurso se puede encontrar en océanos, lagos, ríos y glaciares. Tras el paso de los años la población de Guatemala ha ido creciendo y se han ido ocupando con más viviendas lugares a donde el agua no tiene como llegar.

El ser humano necesita de este recurso para poder vivir en armonía y suplir sus necesidades, así como también requiere agua para el riego de sus cosechas. El país tiene abundantes recursos naturales en donde se encuentran, ríos, lagos, de un lado el Océano Atlántico y del otro lado el Océano Pacífico. Tiene también la suerte de poseer una flora muy abundante y muchos bosques por los cuales el agua de lluvia se logra infiltrar y de esta manera el nivel freático del agua se puede mantener alto. No obstante, consecuente al uso excesivo de este recurso, especialmente por el sector industrial, y la urbanización excesiva, el nivel freático ha ido disminuyendo con el paso del tiempo.

En este trabajo se analizará la comunidad llamada “Vistas de la Comunidad” ubicada en Mixco, Guatemala. Se evaluará el suministro de agua que tienen actualmente y se propondrá un sistema de distribución optimizado que podría servir para mejorar la calidad de vida de sus habitantes. Al tener identificado el suministro y la manera de obtenerlo, se evaluará el diseño de un centro de distribución de agua completo desde su fuente de agua, luego su sistema de bombeo, tomando en cuenta el sistema de bombeo con bomba de ariete así también como el utilizado comúnmente como lo es el sistema por bombeo sumergible con bomba centrífuga vertical, y ya con esto, hasta la red de distribución.

I. Introducción

La comunidad estudiada, “Vistas de la Comunidad”, no cuenta con un servicio óptimo de distribución de agua. Las viviendas tienen acceso al recurso por medio de una red poco confiable que es alimentada por un pozo privado, externo a la comunidad. Los sistemas de drenajes no son los adecuados y la gente se ha visto en la necesidad de realizar sus propios drenajes para poder evacuar las aguas servidas; en la comunidad se ven tuberías que únicamente aprovechan la gravedad para dirigir las hacia el barranco y este luego conduce al río que pasa por debajo del valle.

Con este proyecto se pretende realizar un sistema de distribución de agua para que la gente pueda tener una mayor seguridad en cuanto al suministro de agua potable. Localizar una fuente de agua es el primer paso para poder diseñar un sistema de distribución con el cual se puedan satisfacer las necesidades de la comunidad en el presente y el futuro. Luego, se debe calcular un sistema de bombeo, tanto por bombeo de ariete como por centrifuga sumergible vertical. Las dos anteriores son fases indispensables para poder cumplir con la demanda de la comunidad, obtenida con el diseño de la red de distribución cumpliendo con las presiones de diseño.

II. Objetivos

2.1 Objetivos generales

Analizar si el proyecto de distribución de agua con bomba de ariete en conjunto es:

1. Ejecutable
2. De mantenimiento económico
3. Autosostenible

2.2 Objetivos específicos

- Evaluar las diferentes formas de captación de agua, sus ventajas y desventajas tanto en la instalación, mantenimiento y estimación costos de las mismas.
- Sugerir la forma más conveniente de captación de agua para el lugar estipulado de estudio.
- Calcular con base en las necesidades poblacionales del sector y del proyecto general, un sistema de captación de agua.
- Realizar un análisis cualitativo del agua disponible en el sector y determinar la calidad de la misma.
- Identificar los parámetros de potabilidad y condiciones del agua para consumo humano.
- Proponer un organigrama de responsabilidades en cuanto al mantenimiento e instalación del método de captación de agua establecido.
- Proponer opciones de sistemas de bombeo que pueden ser utilizados en esta comunidad.

- Comparar los distintos tipos de bombas, encontrando la más eficiente y accesible en precio.
- Diseñar un sistema de bombeo utilizando la bomba de ariete sujeto a condiciones específicas de la región donde se quiera adaptar.
- Identificar bajo qué condiciones puede mejorarse la eficiencia de la bomba de ariete.
- Evaluar la viabilidad del sistema de bombeo por bomba de ariete en el proyecto asignado, así también como el método más eficiente para utilizar en el sistema de bombeo dependiendo de la necesidad de la comunidad, tanto de agua para consumo humano, cómo también agua para riego.
- Ofrecer una guía de mantenimiento para el sistema de bombeo por ariete hidráulico.
- Proponer un sistema de distribución de agua óptimo para la comunidad.
- Evaluar cuál es la alternativa de red o sistema más eficiente para distribuir el agua dependiendo de la necesidad de la comunidad.
- Utilizar los diferentes métodos de la hidráulica para resolver el sistema, tomando en cuenta la utilización de software de diseño de redes de distribución.
- Proporcionar bases para el diseño de drenajes funcionales para la evacuación de las aguas negras.

III. Marco teórico.

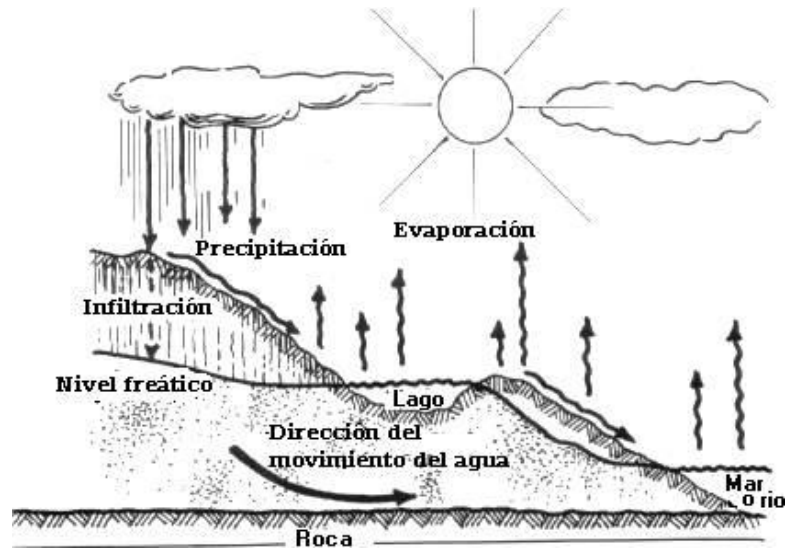
3.1 Consideraciones generales.

3.1.1 Agua. El agua es la materia constituida por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno, es una sustancia presente de muchas formas en la naturaleza. Debido a que tiene propiedades físicas y químicas muy especiales. Existen muchas formas de presentarse ya que las partículas de esta sustancia cambian de forma y de posición. El agua se puede encontrar de forma líquida, sólida y gaseosa. (De león, 2005)

3.1.1.1. El ciclo del agua. El ciclo del agua consiste en la evaporación, condensación y finalmente la precipitación, ninguna de las anteriores mencionadas son el principio o el fin. Todas las fases de este ciclo tuvieron que tener una antes para que pudieran darse. En cuanto a la cantidad de agua que hay en la tierra se apela a la definición de que la materia no se crea ni se destruye, solo se transforma. Por consiguiente, la cantidad de agua que hay hoy en la naturaleza siempre es y ha sido la misma desde hace muchos años. Lo que sí es muy probable es que ya se haya transformado en otro estado físico. (De león, 2005)

La Figura 1 muestra un ejemplo del ciclo del agua.: CC

Figura 1: Ciclo del agua.



Fuente: Marcano, Jose E. (2013)

- **Formas de la presencia del agua:** El agua contiene sustancias del lugar en donde se encuentra almacenada, por ejemplo: el agua en el mar es salada debido a la presencia de bancos de sal. Al evaporarse esta agua se convierte en agua dulce porque la sal es eliminada de su contenido. Ya que el agua salada no es apta para el consumo humano, se convierte en el objeto de interés el agua dulce. (De león, 2005)

Normalmente, las fuentes más comunes de agua dulce son:

- Agua superficial
- Agua subterránea

A continuación se describen los dos tipos de fuentes:

- **Aguas superficiales:**

Es el agua que está almacenada o retenida sobre el nivel o superficie del terreno en diferentes zonas. Usualmente, se encuentra en contacto

con la atmosfera. Estas se manifiestan a través de corrientes, que serían los ríos y otras veces en estanques naturales, lagos o lagunas.

En Guatemala, se utiliza de abastecimiento el lago de Atitlán y también la laguna de Ipala aunque conforme van pasando los años estos sufren más contaminación, en especial el lago de Atitlán. (De león, 2005)

- Aguas subterráneas:

Como su nombre señala, el agua subterránea es el agua que se encuentra debajo del nivel de la superficie o que proviene de estratos ubicados bajo el nivel del terreno. Estas fuentes aportan menor cantidad de agua que los ríos pero muchas veces son más numerosas. También presentan un área de toma o captación, es decir, existe una zona definida dentro de la sección del terreno, de donde es posible extraer cierto volumen o caudal de agua.

Debe tomarse en cuenta que la recarga de agua subterránea se produce por infiltración y esto a veces puede ser menos eficiente que utilizando agua superficial. (De león, 2005)

3.2 Fuentes de captación de agua

Las fuentes de captación de agua, se refiere a la posibilidad que brinda un proceso ya sea natural o creado por el hombre, de contar con el recurso hídrico para uso de una sociedad, ya sea para consumo o bien para otro tipo de actividades como riego.

Estas fuentes pueden variar dependiendo las condiciones naturales del lugar de estudio, algunas pueden ser superficiales o bien otras pueden ser subterráneas, o inclusive ambas. Pueden encontrarse en modo estático o dinámico, como por ejemplo un lago o un río.

Más importante aún, estas fuentes pueden encontrarse en condiciones aceptables o no aceptables, esto se clasifica según criterios establecidos por la legislación del lugar en estudio acerca de los parámetros de potabilidad del agua o bien por criterios internacionales establecidos.

3.2.1 Aguas superficiales. Son las aguas que circulan sobre la superficie de la tierra. El agua superficial se produce por la escorrentía generada a partir de las precipitaciones o por el afloramiento de aguas subterráneas. Pueden presentarse en forma corrientosa, como en el caso de corrientes, ríos y arroyos. Estáticas, si se trata de lagos, reservorios, embalses, lagunas, humedales, estuarios, océanos y mares. (PUN, S. F.)

Sin embargo, no toda fuente de agua es para consumo humano, es decir, dentro de todas las aguas superficiales del planeta, solo el 20% aproximadamente es agua dulce, y dentro de ese porcentaje de agua dulce, solo se puede tomar el agua que no ha sido contaminada hasta ciertos niveles descritos posteriormente, por lo que la disponibilidad de agua superficial es muy poca.

Concretamente en Guatemala, la disponibilidad de agua superficial es complicada, debido a la contaminación de la gran mayoría de sus ríos, lagos o reservorios de agua, esto es un grave problema ya que en muchos casos, a pesar de tener el recurso hídrico presente, no se puede aprovechar por los niveles de contaminación.

En dado caso, es necesario realizar estudios cualitativos del agua, tanto de partículas físicas como químicas, para ver si el agua superficial disponible es usable tanto para riego como para consumo humano. En nuestro país, la norma que dictamina los parámetros para la potabilidad de agua, entre otras características, es la COGUANOR.

Como definición, agua potable y agua para consumo humano no son exactamente lo mismo. El agua para consumo humano es aquella que es destinada al consumo directo, preparación de alimentos, higiene personal y otros usos domésticos habituales, mientras que el agua potable es aquella que es apta para el consumo humano y que no representa ni va representar problemas para su salud o rechazo del consumidor, en toda su vida.

Para determinar si el agua es apta o no para consumo humano se tiene la siguiente escala:

- Aceptable: Calificativo que aprueba las características de una muestra de agua para consumo humano.
- No aceptable: Calificativo que se usa cuando al menos uno de los requisitos especificados en la guía de Coguanor, no cumple con los requisitos físicos, químicos o bacteriológicos establecidos.

Estos parámetros son altamente estrictos con el fin de que la calidad del agua sea óptima para el consumo humano y no represente problemas para la salud, es por esta razón que al no cumplir con algún parámetro descrito en Coguanor, inmediatamente es tomada como no aceptable, esto sin embargo, no significa que no pueda ser tratada para posteriormente ser consumida, pero es un proceso que incluye más material químico controlado y tratamientos especializados para garantizar la calidad de la fuente, lógicamente esto conlleva un alza en el costo del recurso.

Es importante mencionar que este tipo de calificativo se puede aplicar a una muestra que invalida totalmente la fuente de agua, por lo que al ser descartada la muestra, es descartada la fuente y es necesario realizar otros estudios para determinar si dicha fuente puede ser recuperable o no,

dependiendo el grado de contaminación, los agentes contaminantes que se encuentren en los análisis y el costo del proyecto.

3.2.2 Aguas subterráneas. Estas son conocidas como acuíferos, básicamente es agua que fluye debajo de la superficie terrestre, a diferentes profundidades. Esta agua, generalmente se encuentra en condiciones aceptables para el consumo humano debido a la poca contaminación que llega a la profundidad a la que se encuentra, sin embargo, hoy en día existe la preocupación que los acuíferos subterráneos o reservas de agua, puedan verse afectadas por la contaminación cada vez mayor de la superficie de la tierra.

Existen diferentes tipos de aguas subterráneas, podemos encontrar los acuíferos, que son la diferencia entre la cantidad de precipitación y la cantidad de agua arrastrada por los ríos que se filtra bajo el suelo. Estos dependen de las características físicas de las rocas y del suelo, en algunos casos el suelo no es permeable y no permite la formación o suministro adecuado del acuífero para su formación.

En los acuíferos, si hay una capa impermeable que forme una depresión, se puede formar un lago subterráneo, mientras que si la capa se encuentra inclinada se puede dar un río subterráneo. Existen también los acuíferos confinados, que es una capa permeable dispuesta entre dos capas impermeables de suelo. Un acuífero libre es cuando la capa permeable no encuentra límite más que la propia profundidad.

También se pueden encontrar pozos y manantiales, los manantiales son un flujo de natural de agua que surge del interior de la tierra desde un solo punto o un área limitada pequeña, pueden aparecer en tierra firme o bien dar en ríos, lagos o lagunas. Pueden ser permanentes o intermitentes, y tener su origen en

agua de lluvia que se filtra o ígneo, que es básicamente los manantiales de agua caliente.

En cuanto a los pozos, estos aprovechan las aguas superficiales para convertirse en fuentes de agua mediante la extracción de la misma a través de volver el acuífero un surtidor, existen pozos artesanales y mecánicos.

3.2.3 Pozos artesanales. Este tipo de pozos realizados a mano, pueden variar en profundidad según los requerimientos aunque se consideran precarios, el proceso consiste en cavar el pozo a mano de un diámetro específico hasta el punto de encontrar un acuífero o fuente de agua subterránea, es importante que al momento de encontrar agua dichos pozos sean sellados y obtener algún tipo de filtro, que pueden ser rocas en su pared circular.

Estos pozos son conocidos alrededor del mundo, ya que antes de la invención de los pozos mecánicos y desde tiempos muy remotos se han cavado pozos manuales para obtener agua, sin embargo, los filtros naturales que se pueden poner en dichos pozos no son lo más adecuado en cuestión de salubridad, ya que son filtros rústicos que no garantizan la limpieza del agua.

- **Ventajas de los pozos artesanales:**

- Conocidos por la población en general.
- Proceso sencillo de construcción.
- Bajo costo.
- Amigables con el medio ambiente.
- Funcionan como fuente de agua mínima para una población reducida.
- Mantenimiento barato y sencillo.

- **Desventajas de los pozos artesanales:**
 - De difícil y peligrosa realización.
 - Sistema lento y precario.
 - No garantizan grandes cantidades de agua ni bombeo automatizado.
 - No garantizan la limpieza del agua.
 - Son de poca profundidad, por lo que tienen una alta posibilidad de no encontrar agua.
 - Es imposible alcanzar acuíferos profundos no contaminados con este tipo de pozo.

3.2.4 Pozos mecánicos. Los pozos mecánicos, son mucho más eficientes y de mejor funcionamiento para el abastecimiento de agua que uno artesanal.

Para la construcción de un pozo mecánico, es importante tomar muy en cuenta que se debe disponer de una vía de acceso que sea capaz de ser transitada en toda época del año, de manera que la maquinaria pueda llegar al lugar que se ha predeterminado para la perforación del pozo, y por temas de mantenimiento, vigilancia y servicio también es importante el acceso al mismo.

En Guatemala, empresas privadas cuentan con una base de datos de trabajos realizados previamente para conocer aproximadamente a cuanto se encuentra de la superficie el agua, dato que es muy importante para la realización del pozo.

Los niveles y las profundidades que podemos tener en un pozo mecánico varían considerablemente dependiendo el sector, y es importante desde el inicio, tomar en cuenta la nivelación y verticalidad de la perforación, es decir mantener un alineamiento del pozo dentro de ciertos límites prácticos.

La verticalidad en un pozo puede ser verificada con una plomada y que la rectitud se verifique con un calibrador cilíndrico de 12 metros de longitud y de un diámetro ligeramente mayor que el del ademe del pozo. Estos métodos tienen como objetivo garantizar, sobre todo durante el proceso constructivo, que el pozo se encuentra totalmente vertical, sin imperfecciones no tolerables que pueden complicar el entubamiento posterior.

Las principales causas que un pozo se tuerza o se halle fuera de plomo, como constructivamente se conoce a la falta de alineación vertical, son: carácter del material del subsuelo que se atraviesa mientras se perfora, alineamiento del tubo que se usa como ademe, y la fuerza de empuje aplicada a la tubería de perforación, cuando se usa el sistema rotatorio, que será descrito posteriormente. (González, 2007)

En el proceso constructivo, es recomendable verificar el alineamiento del agujero constantemente al momento de una perforación gran profundidad, esto es altamente usual en la perforación por percusión, se puede economizar tiempo y dinero cuando se toman las medidas necesarias para corregir el alineamiento del pozo tan pronto como se observe alguna tendencia de éste a torcerse o estar fuera de nivelación.

Respecto a la profundidad esperada del pozo, se determina mediante el registro de otros pozos cercanos en el mismo acuífero, que usualmente poseen las empresas privadas, o bien durante la perforación en sí. En la mayoría de casos, se perfora el pozo al fondo del acuífero, ya que al realizar esta perforación se capta la totalidad del agua en el acuífero, permitiendo así una producción y un caudal de operación mayor.

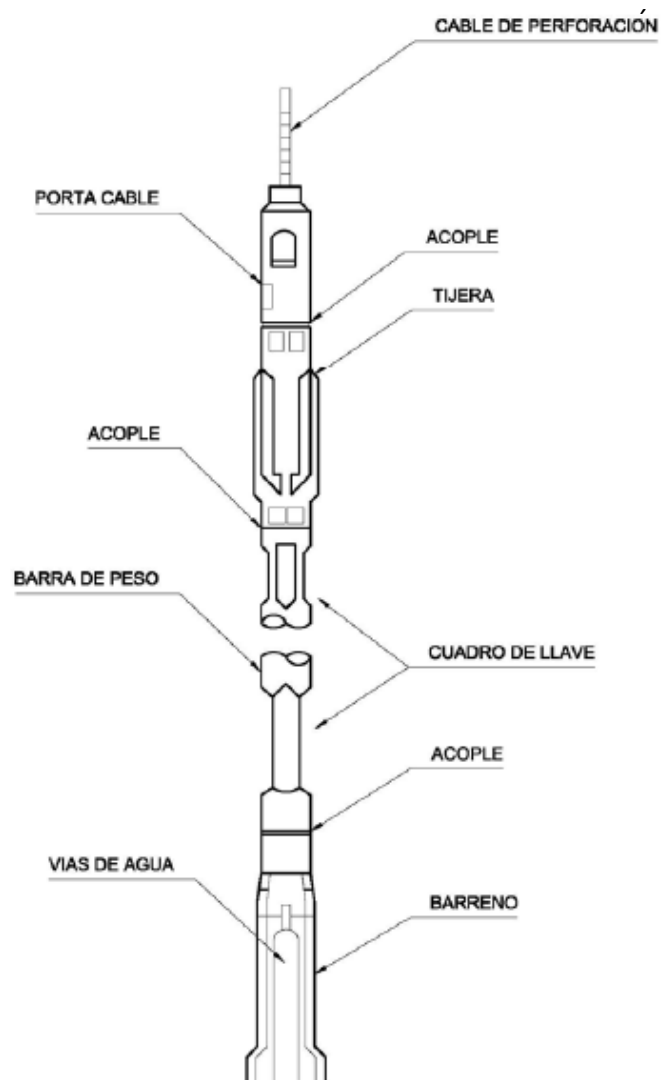
<<La elección de un diámetro adecuado es uno de los elementos más significativos en la perforación de un pozo mecánico, ya que incide significativamente en el costo de la obra y al mismo tiempo satisfacer la demanda de agua necesaria; sin embargo; un pozo puede ser o no ser del mismo diámetro, desde la superficie hasta el fondo. Una vez comenzada la perforación con un entubado de diámetro dado, puede que las condiciones internas en la perforación u otros factores hagan necesarios la reducción del diámetro y así terminar la parte inferior del pozo en un diámetro menor.

En la elección del diámetro se deben tomar en cuenta dos requisitos:

1. El entubado debe ser lo suficientemente amplio para que permita acomodar la bomba con la tolerancia adecuada para su instalación y eficiente funcionamiento.
2. El diámetro de captación del pozo debe ser tal que garantice una buena eficiencia hidráulica del mismo.

Al escoger el tamaño del entubado el factor determinante es por lo general el tamaño de la bomba que ha de necesitarse para la descarga deseada o potencial del pozo. El diámetro del entubado deberá ser de dos números mayor que el diámetro nominal de la bomba. El diámetro mínimo del entubado nunca deberá ser menor que un número mayor que el diámetro de la bomba. (González, 2007)>>

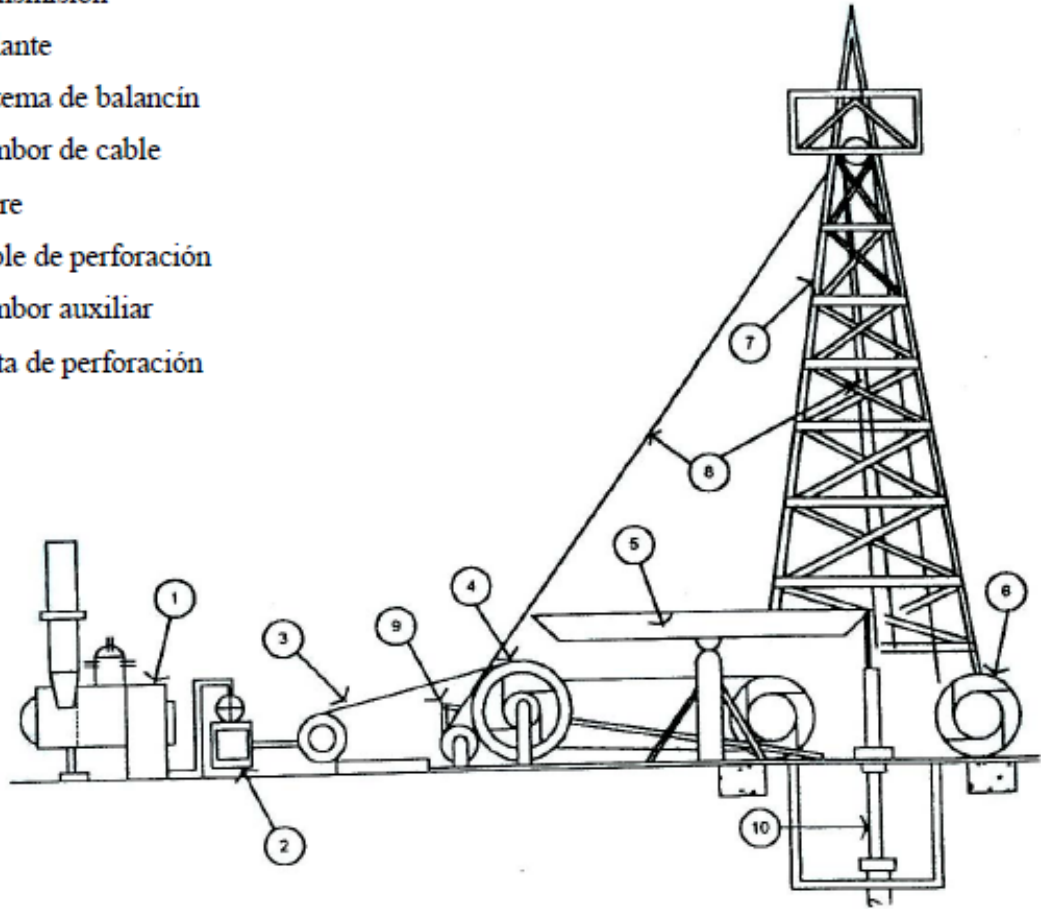
Figura 2: Esquema de percusión.



Fuente: Tinajero, 1992.

Figura 3: Componentes de equipo de perforación por percusión.

1. Fuente de potencia
2. Maquina motriz
3. Transmisión
4. Volante
5. Sistema de balancín
6. Tambor de cable
7. Torre
8. Cable de perforación
9. Tambor auxiliar
10. Sarta de perforación



Fuente: Tinajero, 1992.

- **Ventajas del método de percusión:**
 - Equipos fácilmente transportables
 - Costos de operación económicos, por cuadrilla de trabajo reducida y baja potencia consumida.
 - Bajo consumo de agua.
 - La porosidad y permeabilidad originales de los acuíferos, se conservan mejor, debido a la reducida cantidad de materiales coloidales y químicos necesarios para el acarreo de los detritos, durante las maniobras de limpieza en los avances de la perforación.
 - Posibilidad de determinar el nivel freático durante la perforación.

- **Desventajas del método de percusión:**
 - Su falta de rigidez en la perforación puede ocasionar problemas de verticalidad del pozo.
 - El cable que opera la herramienta de perforación es relativamente elástico, lo que dificulta el golpeo y la efectividad del trabajo a medida que se avanza en la perforación del pozo.
 - No es posible perforar en cualquier formación de tierra.
 - Profundidad limitada.
 - Cuando se rompe el equilibrio de las paredes perforadas, puede ocasionar derrumbes que atrasan el trabajo de la obra.

3.2.5.2 Método de perforación por rotación. Este método consiste en hacer un agujero mediante la acción rotatoria de un trepano y remover los fragmentos que se producen con un fluido que continuamente se hace circular, conforme el trepano penetra en los materiales de la formación. El trepano se coloca en la punta de un grupo de tubería, el lodo de perforación es bombeado a

través de la tubería expulsado por la boquillas de esta, el lodo entonces fluye verticalmente hacia la superficie a través del espacio anular que se halla alrededor de la tubería.

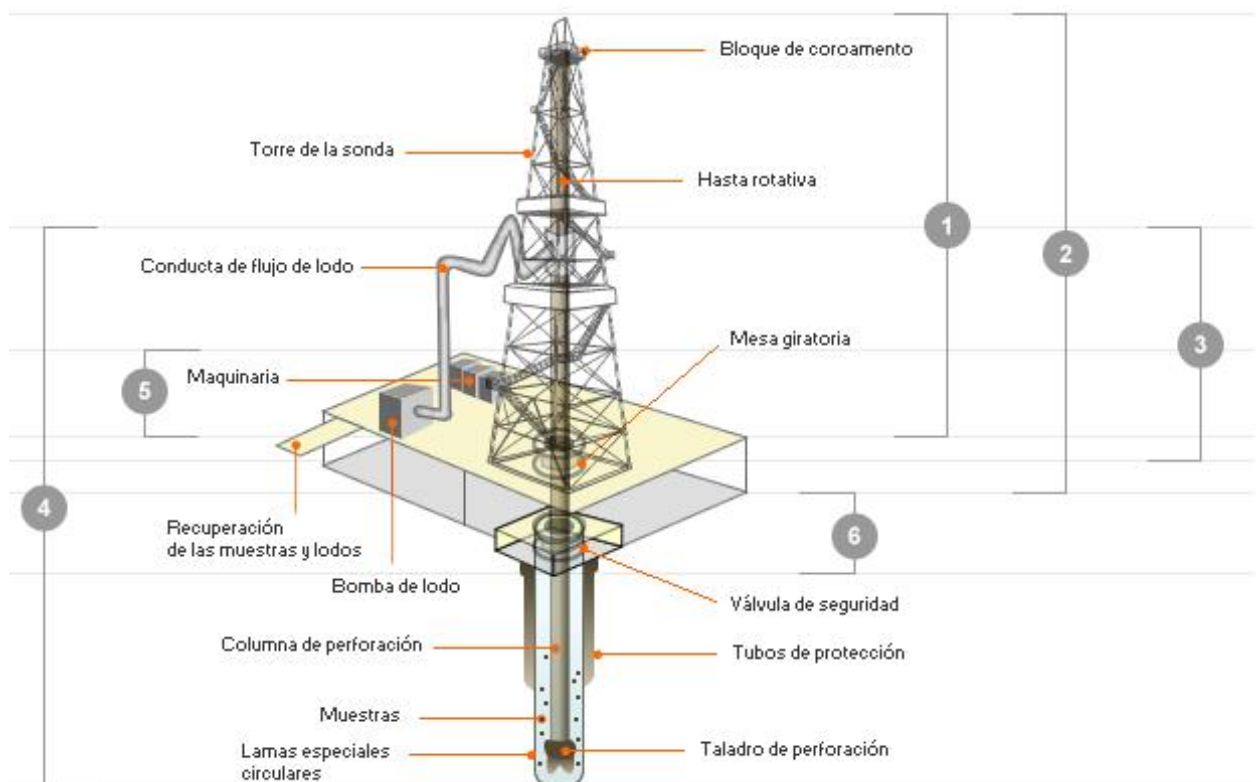
Posteriormente, el fluido es conducido a una fosa de sedimentación y de ahí a otro de reserva, en este es nuevamente succionado por la bomba una vez que su contenido de fragmentos de halla sedimentado. (Tinajero, 1992)

En terrenos rocosos es necesario instalar la barra de peso, ya que esta proporciona un mayor empuje al grupo de herramientas y consecuentemente aumenta la velocidad de perforación en este tipo de terrenos. En la utilización de este método es necesario consideras varios aspectos para su utilización:

- En formaciones sedimentarias el método de rotación es uno de los más recomendables.
- El método de rotación es muy bueno para perforar en roca.
- Es fundamental tener en cuenta la interrelación esencial del trépano con el fluido, para comprender claramente los fundamentos de la perforación rotatoria.
- Los elementos claves de este método, es el trépano y el fluido o lodos de perforación. Ambos resultan indispensables al cortar y mantener el avance de corte del agujero, todos los elementos que constituyen la máquina de perforación de este método, se diseñan para realizar las funciones de: operación del trépano y para la circulación de los lodos de perforación.
- Es muy importante comprender las funciones esenciales del fluido o de los lodos de perforación, ya que éste debe de realizar las siguientes actividades:
 - Estabilizar las paredes del agujero.
 - Recoger los fragmentos del fondo del pozo.

- Sellar las paredes del agujero para reducir la pérdida de circulación.
- Mantener los fragmentos en suspensión cuando la circulación cesa.
- Enfriar y limpiar el trépano.
- Lubricar los cojinetes del trépano, la bomba de lodo y la tubería de extracción,

Figura 4: Componentes principales del sistema de rotación.



Fuente: Galp, ND

- **Ventajas de la perforación por rotación:**

- El uso de los lodos de perforación y sus propiedades de los fluidos químicos que circulan durante la perforación ayudan a mantener en equilibrio las paredes del pozo. Con una hidráulica de circulación apropiada mantiene limpio el pozo, previniendo en muchos casos la invasión de agentes extraños a las zonas saturadas con agua, además de que dicha limpieza en el pozo ayuda a mantener el efecto cortante de las barrenas. Las tuberías utilizadas por este método, son perforadas por el centro para permitir el paso de los lodos de perforación.
- Las sartas de perforación a base de tuberías lastra-barrenas y estabilizadores, pueden obtener una rigidez que permiten mantener el pozo dentro de su verticalidad.
- Permite un trabajo generalmente más rápido y de mucha mayor profundidad que el de percusión.

- **Desventajas de la perforación por rotación:**

- Requieren de un suministro de agua continuo, por lo que es necesario contar con un fuerte abastecimiento del mismo en el sector de construcción.
- Cuando se perforan zonas de baja presión o muy permeables, puede dificultarse la obra y crear daños en el acuífero por la circulación de los lodos de perforación.
- Alto costo de operación, ya que se requiere de personal capacitado y equipo especializado, así como de un alto consumo de potencia, por lo que esto dispara los costos.

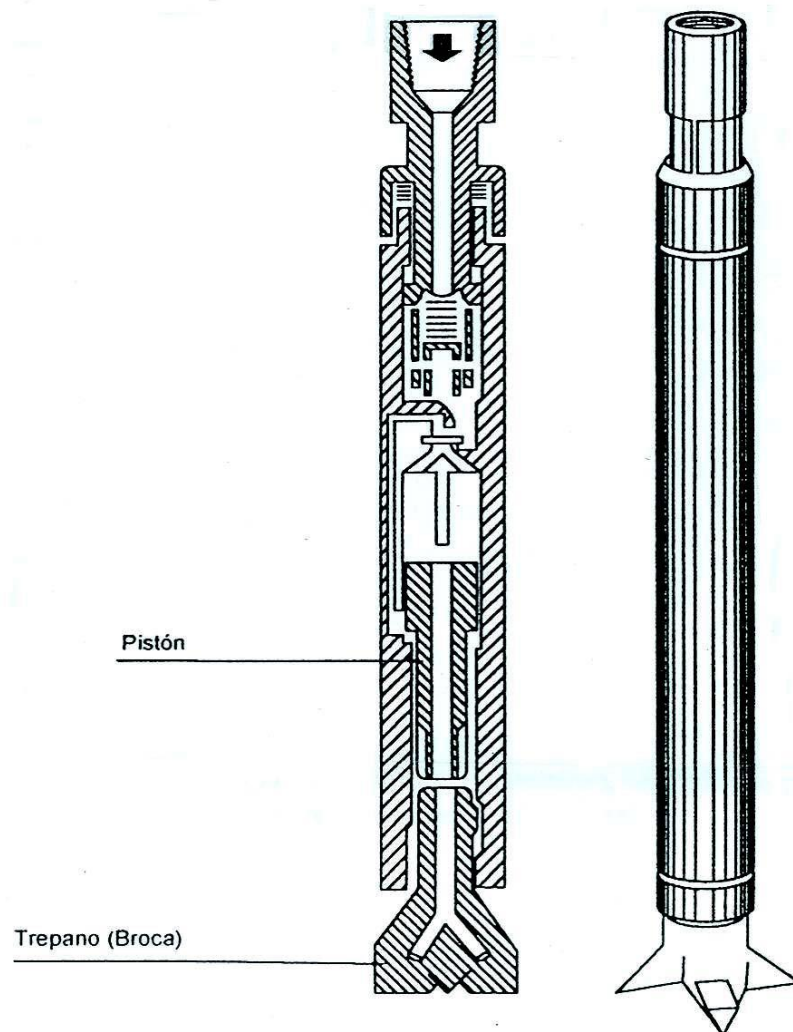
- La transportación del equipo requiere en algunos casos de grúas y vehículos especiales, por lo que transportarlo a lugares de difícil acceso puede ser especialmente problemático.

3.2.5.3 Método de perforación por roto-percusión. Este método se define como la combinación de los métodos de percusión y el de rotación, en el cual utiliza un martillo de fondo que tiene forma cilíndrica, terminando en un trépano sobre el que golpea un pistón accionado por aire comprimido. Para que este proceso funcione adecuadamente y que el pistón golpee sobre el trépano, es necesario que el martillo este en compresión, es decir, apoyado sobre el fondo y con un cierto peso encima, al elevarse el martillo unos centímetros del fondo el aire suministrado es empleado para el barrido de los fragmentos y limpieza del agujero.

Los martillos tienen su principal empleo en rocas duras y estables, si se perforan en formaciones blandas su avance es muy poco. La perforación con este método permite hacer agujeros de hasta 14 pulgadas de diámetro.

Las ventajas y desventajas de este método están sujetas a las características de los métodos anteriores, con una condición especial y es que se evita, por medio del uso de fluidos de perforación, la desestabilización de las paredes del pozo y se logra también un mejor enfoque de perforación hacia diferentes tipos de suelo. Este método es considerado el más moderno y efectivo, por lo que su uso está siendo bastante fuerte en la industria en estos momentos. (Tinajero, 1992)

Figura 5: Broca para método de roto percusión.



Fuente: Tinajero, 1992.

3.2.6 Perforación del pozo. Al momento de iniciar propiamente la perforación del pozo, es necesario tomar en cuenta varios aspectos:

- Tomar en cuenta el tamaño de la bomba seleccionada para la identificación del diámetro del pozo. Este es un error común, sin embargo, el tamaño del equipo de bombeo es principalmente el criterio restrictivo del diámetro del pozo.
- La industria de la perforación de pozos mecánicos para el abastecimiento de agua subterránea, hace necesario el uso de herramientas de corte, ya sea que éste se realice golpeando la roca o efectuando el corte en una rotación de la herramienta, independientemente de la forma en que se realice el corte, necesitamos un fluido que enfríe la superficie de contacto de la herramienta de perforación que está realizando el corte con la superficie de la roca, además este fluido también servirá para la lubricación de las partes que tienen el movimiento del corte.
- Tomar en cuenta siempre y controlar la verticalidad del pozo, realizando controles permanentes durante la perforación del mismo.
- Realizar una prueba de bombeo de por lo menos 24 horas al momento de haber instalado el sistema, esto con el fin de garantizar que la producción del pozo es la esperada.

3.2.7 Fluidos de perforación. En Guatemala, los dos fluidos más utilizados para la perforación de pozos son los siguientes:

- QUIK FOAM (nombre comercial)
- QUIK GEL (nombre comercial)

La principal diferencia entre ambos radica en que uno es un agente espumante mientras que el otro es un agente gelatinizador, el QUIK GEL se utiliza con una mezcla de bentonita para lograr las propiedades ideales al momento de realizar la perforación. (González, 2007)

Las dos principales funciones de los fluidos de perforación son las siguientes:

- **Lubricación y enfriamiento:** La rotación en la perforación por la fricción de los materiales generan temperaturas excesivamente altas que pueden resultar en la pérdida del equipo, por lo que los fluidos de perforación limitan y ayudan con el control de la temperatura en el momento de la perforación, asimismo sus propiedades lubricantes permiten que la perforadora se abra paso de un modo más sencillo que si lo hiciera sobre la roca completamente seca y sin lubricar.
- **Soporte a la pared del pozo:** La formación puede caer dentro del pozo antes de que el soporte haya sido asentado, a menos que este sea reemplazado por fluido de perforación. El soporte que evita que esto ocurra depende de la formación que está siendo perforada. Solo se necesita una pequeña cantidad de este soporte en una formación muy firme, mientras que las formaciones consolidadas o bastante firmes pueden ser soportadas solo mediante la densidad del lodo; sin embargo; en formaciones débiles o no consolidadas el fluido de perforación debe tener la capacidad para formar un revoque delgado y duro dentro del pozo.

3.2.8 Entubamiento con tubería de acero al carbón. Los productos tubulares de acero se designan de diferentes maneras tales como: tubos, conductos, tubería, cañería, y ademe. La tecnología empleada para describir el tamaño y otras características de estos productos tubulares, ha incrementado conforme lo ha hecho la demanda y sus aplicaciones. (González, 2007)

La tubería de acero más apropiada para la perforación de pozos y su entubamiento, es la que se fabrica de acuerdo a las especificaciones de American

Petroleum Institute (API), por lo general se prefiere la tubería sin costura y soldada eléctricamente. La tubería API se fabrica de la clase A y B; estas dos designaciones se refieren a las resistencias del material, a la tensión y fluencia. (API, S.F.)

La tubería clase A, debe tener una resistencia a la tensión de 3,360 Kg/cm², en tanto que la tubería de clase B debe tener una resistencia a la tensión de 4,200 Kg/cm², cualquiera de estas dos tuberías puede ser empleada satisfactoriamente para el entubamiento de pozos. (API, S.F.)

La utilización de la tubería clase A o B dependerá exclusivamente del criterio de la empresa contratada para la perforación del pozo, con sus lógicas consideraciones de incremento de costo.

3.2.9 Alineamiento de la tubería del pozo. La verticalidad del pozo es muy importante para el funcionamiento correcto de todo el sistema, ya que al momento del entubado se pueden generar serios problemas de instalación si esta no es la adecuada, lo cual derivará en altos costos de reparación y se perderá la rentabilidad del proyecto

Es importante mencionar que un pozo nunca se encontrará 100% recto o vertical, ya que siempre se generan pequeñas desviaciones que son prácticamente imposibles de observar, sin embargo, es necesario que el perforador procure desde el inicio mantener el alineamiento del pozo dentro de ciertos límites razonables.

El empleo de una plomada para la verificación de la verticalidad es suficiente. Esta puede avanzar a una profundidad razonable, según criterio del

analista, es aceptable alcanzar hasta $3/8$ de la profundidad del pozo, o bien en otra profundidad que se designe por requerimiento especial.

La utilización de alineadores desde la superficie para verificar la rectitud del pozo es el otro dato indispensable para proceder al entubamiento. Estos alineadores consisten en un tubo calibrador cilíndrico de 12 metros de longitud y de un diámetro ligeramente menor que el del ademe del pozo. (González, 2007)

3.2.10 Captación del agua del pozo a través de rejillas perforadas. Una rejilla sirve como sección de captación de agua en un pozo, la misma es tomada de un acuífero de material no consolidado, como por ejemplo la arena. La rejilla permite que el agua fluya libremente hacia el pozo desde la formación saturada, evitando que la arena ingrese, y además actúa como un retenedor estructural que estabiliza la perforación del material no consolidado, convirtiéndose en un filtro.

La rejilla, para llenar plenamente su cometido, debe ser eficiente y estar bien diseñada para permitir que el agua pase libremente sin incrustaciones de arena hacia el pozo. El agua debe pasar a través de la rejilla en cantidades abundantes y con un mínimo de pérdida de carga, solo de esta forma se considera una rejilla adecuada para la máxima captación de agua del acuífero y de su máximo aprovechamiento en cuanto a su recarga después de un lapso emergente de bombeo. La longitud óptima de la rejilla debe de escogerse con relación al espesor del acuífero y el abatimiento disponible; así como; a la estratificación de la formación.

Es considerada la mejor opción instalar la rejilla en el tercio inferior del acuífero, ya que se obtiene el mejor rendimiento. En algunos pozos, sin embargo, se puede captar la mitad inferior del acuífero para obtener una mayor capacidad específica. En ciertos casos, se prefiere una mayor eficiencia a un mayor

rendimiento, esto depende exclusivamente de requerimientos específicos del proyecto. (Gonzalez, 2007)

El abatimiento disponible es la distancia comprendida entre el nivel estático del agua y el plano superior de la rejilla o un punto por encima de éste. Por lo general, un pozo freático se bombea de modo que el nivel dinámico o de bombeo se mantenga un poco arriba del extremo superior de la rejilla. La rejilla se enfrenta a la porción inferior del acuífero, puesto que la zona superior de éste necesariamente se deseca al desplazarse el agua hacia el pozo. (Hernández, S.F.)

3.2.11 Nivel estático y nivel dinámico de un pozo. El nivel estático es la medida desde la parte superior del pozo hasta el punto en que se encuentra el agua en reposo. El nivel dinámico es la distancia desde la boca del pozo hasta el nivel de bombeo, durante la actividad propia de impulso del agua. El abatimiento, es la reducción en el nivel del agua en un pozo debido a una extracción sostenida.

Estos parámetros están definidos con el fin de ser útiles al momento de calcular las propiedades del pozo. Son importantes ya que permiten tomar en cuenta factores como la carga dinámica total a vencer y la profundidad de instalación de la bomba. Es recomendable instalar la bomba a una distancia aproximada de 30cm del nivel dinámico del pozo. (Conferencia magistral, Ing. Otoniel Echeverría, Universidad Del Valle de Guatemala, 2013).

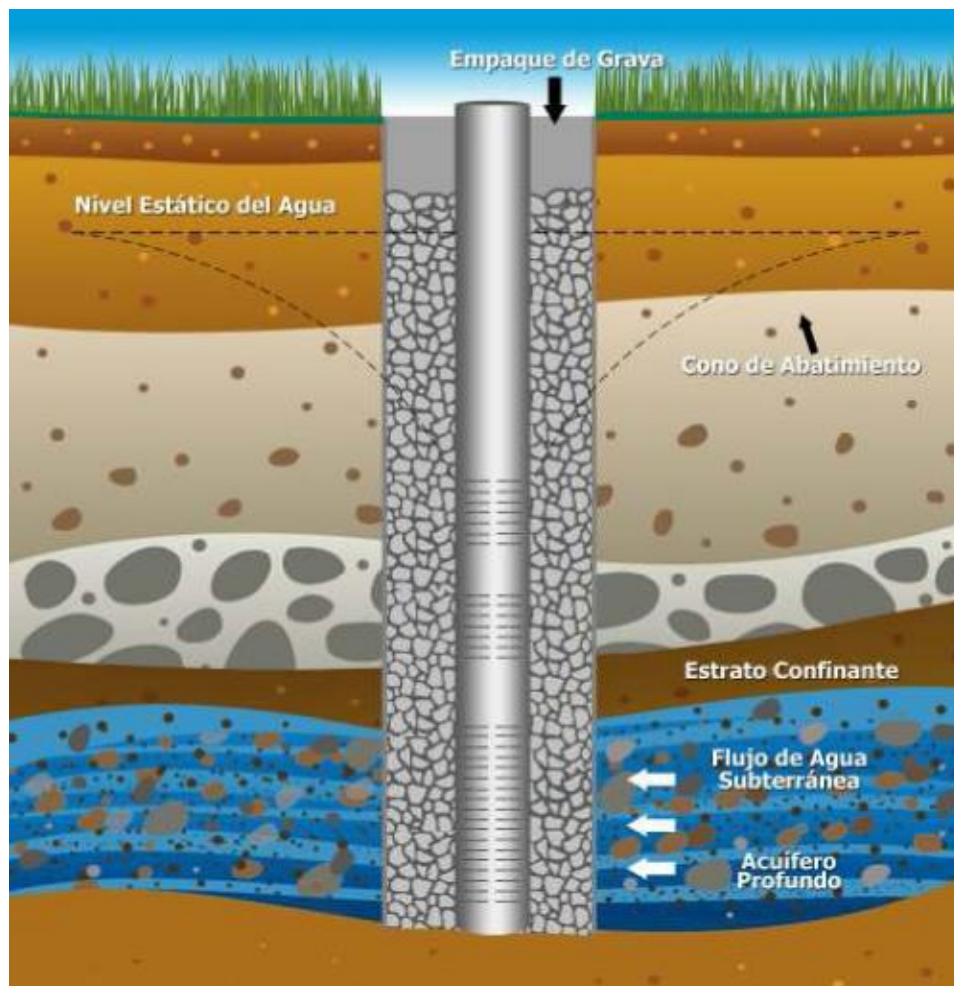
3.2.12 Bombas sumergibles en pozo mecánico. Una bomba sumergible se encuentra completamente sellada a la carcasa y se encuentra sumergida dentro del fluido que bombea. Actualmente son las de mayor uso comercial para pozos mecánicos profundos debido a su eficiencia y buen funcionamiento, sin mencionar otros aspectos claves como el poco ruido que generan en comparación con otro tipo de bombas. Se usan para diferentes aplicaciones, las bombas de

etapa simple son empleadas en el drenaje o agotamiento de aguas residuales, el bombeo industrial general y el bombeo de la mezcla.

Estas bombas se colocan habitualmente en la parte inferior de los depósitos de combustible y también se utilizan para la extracción de agua de pozos y para fuentes ornamentales.

Requieren especial atención las bombas sumergibles a emplear según el líquido donde se ha de sumergir. En la mayoría de las aplicaciones se utilizan motores asíncronos de corriente alterna que accionan una bomba centrífuga radial, que puede ser de varias etapas conectadas en serie. Las bombas sumergibles pueden trabajar también con tubería de aspiración, colocando la bomba por encima del nivel del depósito.

Figura 6: Perfil de un pozo mecánico.



Fuente: Manual de perforación de Daho Pozos, S.F.

3.2.13 Diseño de acometida eléctrica. El diseño de la acometida eléctrica, ya que hoy en día los pozos cuentan con equipos de bombeo eléctricos, es una parte importante del sistema, para este punto es necesario referirnos al manual de E.E.G.S.A. donde se dictaminan los parámetros acerca del diseño general de un pozo.

- Llenar la solicitud de acometida de un servicio nuevo para motores trifásicos mayores de 5 hp. No efectuar nada; esperar hasta; obtener la resolución de la empresa de que proveerá el servicio del fluido eléctrico.
- Caja metálica para flipones T2 de 460 voltios
- Protección para motores trifásicos en las tres líneas con un dispositivo automático que los desconecta cuando falta una fase, es un elemento adicional, además de los protectores requeridos para sobrecarga y sobre-corriente.
- 3 transformadores de 50 Kva de 460 voltios.
- 1 flip-on industria ITE de 3x 250 amperios.
- 10 metros de cable AWG núm. 0/3.
- Anclaje a tierra de acuerdo al artículo 5 de la sección VI de instalaciones especiales.
- La caja socket que albergara al contador eléctrico, otros accesorios y materiales de la instalación de la acometida son competencia de la empresa que se contrató para proveer el fluido eléctrico, y la competencia de un electricista autorizado por la empresa eléctrica para el efecto de las conexiones. (E.E.G.S.A.; S.F.)

3.2.14 Mantenimiento del pozo y del sistema de bombeo. De acuerdo con el Lic. Roberto Cabrera, de Daho Pozos Guatemala. Al momento de realizar la instalación en un pozo libre de sedimentos y que funcione bajo condiciones normales, el equipo de bombeo, en este caso sumergible, usualmente no necesita una atención especial en un tiempo predeterminado. Los motores eléctricos de la bomba están diseñados para funcionar por largos periodos de tiempo.

Al contrario, si un equipo de bombeo es instalado en un pozo que con el paso del tiempo, permita la entrada de sedimentos o material que pueda ser

dañino para el mismo, esto podría llevar al cambio total del equipo o bien su extracción para revisión y evaluar una posible reparación. Esto es tomado como mantenimiento del equipo de bombeo, sin embargo es importante considerar un fondo de salvamento del equipo, así como llevar un record de funcionamiento e instalación del equipo. (Entrevista personal, 22 de Agosto del 2013)

3.3 Requisitos de calidad del agua

3.3.1 Componentes microbiológicos. El agua tiene muchas partículas que son componentes microbiológicos de la misma y es necesario realizar estudios para determinar que agentes efectivamente se encuentran en la muestra de agua, este es uno de los requisitos para cumplir con el calificativo de aceptable ya que una sola partícula puede ser causante de enfermedades severas y posibles epidemias por contaminación.

- **Calidad bacteriológica:** El agua potable no debe contener bacterias patógenas, es decir, bacterias que pueden causar enfermedades infecciosas. Algunos ejemplos de este tipo de bacterias son las siguientes:
 - Mycobacterium Tuberculosis (Tuberculosis)
 - Streptococcus (neumonía)
 - Causantes de enfermedades como tétanos, fiebre tifoidea, sífilis, lepra, entre muchas otras enfermedades.

La muestra de agua debe cumplir con los siguientes requisitos:

Tabla 2: Requisitos de agua potable.

AGUA TRATADA Y DISTRIBUIDA	
Coliformes totales	Ausencia en 100 mL
Coliformes termotolerantes o <i>Escherichia coli</i>	Ausencia en 100 mL
<i>Pseudomona aeruginosa</i>	Ausencia en 10 mL
NOTA: Aunque <i>E.coli</i> es el indicador de contaminación fecal más preciso, el recuento de bacterias Coliformes termotolerantes es una opción aceptable. El volumen a analizar debe ser 100 mL por el método que se especifique en la sección correspondiente.	

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Posteriormente, cuando ya el agua es utilizada en un sistema de distribución autorizado, debe cumplir con los siguientes requisitos:

Tabla 3: Requisitos de agua potable para sistemas de abastecimiento.

AGUA DISTRIBUIDA	
Consideraciones estadísticas:	
Coliformes totales	<p>a) Para sistemas de abastecimiento que analizan 40 o más muestras mensuales, debe cumplirse ausencia en 100 mL, en el 95% de las muestras examinadas en el mes.</p> <p>b) Para sistemas que analizan menos de 40 muestras por mes, solamente 1 muestra mensual puede presentar resultado positivo en 100 mL.</p> <p>En ningún caso se acepta la presencia de Coliformes termotolerantes o <i>Escherichia coli</i>.</p>
Bacterias Aerobias Heterotróficas	<p>Se recomienda el recuento de bacterias heterotróficas en el 20% de las muestras mensuales para análisis de Coliformes totales en los sistemas de distribución.</p> <p>En caso de superar 500 UFC/mL, se debe implementar las medidas correctivas que correspondan.</p>

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

- **Calidad hidrobiológica:** Este examen es necesario para identificar los posibles organismos que pueden afectar en cierto grado la calidad

sanitaria del agua o su calidad organoléptica, que quiere decir las propiedades físicas que pueden percibir los sentidos del ser humano, color, textura, presencia de sedimentos, olor, entre varias otras características similares.

Es necesario indicar que el control de calidad hidrobiológica debe ser realizado en principio a componentes de agua en distribución y es extensible cuando se considere necesario a la fuente de recolección del agua, es posible realizarlo después que el agua ha sido tratada para su purificación.

Tabla 4: Organismos que representan riesgos para la salud.

COMPONENTES PLANCTONICOS DIFERENCIADOS		
Organismo	VMR	Observaciones
Cianobacterias potencialmente tóxicas	Ausencia en 25 mL	Las cianobacterias son productoras potenciales de cianotoxinas, por lo que se debe prestar especial atención al valor recomendado. El análisis hidrobiológico cuali-cuantitativo permite la identificación y recuento de cianobacterias, pero no mide la toxicidad que puedan llegar a producir estas algas (ver Tabla 5 – B.3)

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Organismos que pueden afectar en la operación o distribución del agua o ya sea en cualquier elemento de su calidad organoléptica.

Tabla 5: Organismos que afectan la distribución del agua.

COMPONENTES PLANCTÓNICOS NO DIFERENCIADOS		
Organismo	VMR	Observaciones
Algas, actinomycetes, rotíferos, copépodos, dáfnidos, insectos, nemátodos, hongos, diatomeas, cianobacterias no tóxicas, otros	Ausencia en 25 mL	Según las Guías OMS/ 2004 Cap. 10.1.1 estos organismos no presentan riesgo para la salud pública, pero se recomienda evitar su presencia, por generar modificaciones diversas en la calidad del agua (turbiedad, sabor y olor).

Nota: Cuando se constaten residuos biológicos (presencia en 25 mL), se complementará con análisis del significado sanitario y estudio de las técnicas de tratamiento que correspondan en cada caso.

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Otros componentes biológicos: Es importante mencionar que el agua debe carecer de cualquiera de los siguientes elementos:

- Virus patógenos
- Formas resistentes de parásitos intestinales (huevos, quistes u ooquistes)

Para su control, es necesario referirse a la siguiente tabla:

Tabla 6: Características físicas del agua.

(cr): control recomendado

PARÁMETRO		VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
A. Características físicas				
Color verdadero		15	U. Pt-Co	
Olor y sabor		No objetable		Olor y sabor característicos, ausencia de olores extraños
PH		6,5 – 8,5		
Temperatura			°C	Preferentemente menor que 25 °C
Turbiedad	Agua Tratada	1,0	N.T.U.	VMR < 0,5 N.T.U. para favorecer la adecuada remoción de microorganismos patógenos (enterovirus, quistes de <i>Giardia</i> y ooquistes de <i>Cryptosporidium</i>).
	Agua Distribuida	3,0	N.T.U.	

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

- Componentes químicos que representan un problema para la salud: Hay diferentes sustancias químicas que por contaminación se pueden encontrar en el agua, debido a desechos de industrias o bien por cualquier otro factor.

En la siguiente tabla de componentes químicos se describe el químico, el valor máximo permitido de presencia con su unidad de medida respectiva y observaciones que indican en qué tipo de fuente próxima se pueden dar estos casos.

Tabla 7: Componentes químicos que pueden causar problemas de salud.

(cr): control recomendado

PARÁMETRO	VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
A. Componentes inorgánicos			
Antimonio	0,005	mg/l	(cr) - Descargas de refinerías de petróleo; cerámicas; electrónica.
Arsénico	0,05	mg/l	Este límite fue establecido de acuerdo con las características geológicas de algunos depósitos naturales cercanos a pozos de extracción. La OMS recomienda 0,01 mg/l. En próximas revisiones de esta norma, los valores presentarán tendencia decreciente para homologar criterios. Erosión de depósitos naturales; residuos agropecuarios y de las industrias del vidrio y la electrónica.
Bario	0,7	mg/l	(cr) - Residuos en perforaciones; descargas de metalúrgicas; erosión de depósitos naturales.
Boro	0,5	mg/l	(cr)
Cadmio	0,003	mg/l	Corrosión de tuberías galvanizadas; erosión de depósitos naturales; descargas de metalúrgicas; residuos de baterías y pinturas.
Cianuro (como CN libre)	0,1	mg/l	(cr) - Descargas de minería, acerías y metalúrgicas; fábricas de plásticos y fertilizantes.
Cobre	Ver Tabla 6 - B		A concentraciones > 1 mg/l afecta la calidad organoléptica del agua. Corrosión de tuberías domésticas; erosión de depósitos naturales.

Continuación Tabla 7

PARÁMETRO	VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
Selenio	0,01	mg/l	Descargas de refineras de petróleo y minerías; erosión de depósitos naturales.
(*) <i>NOTA</i> – Cuando están presentes nitratos y nitritos se debe cumplir que la suma del cociente entre la concentración de cada uno y su VMP correspondiente, no debe ser mayor a 1: $[NO_3]/50 + [NO_2]/3 \leq 1$			
B. Componentes orgánicos			
B.1 Generales			
Acilamida	0,5	µg/l	(cr) - Aditivos de tratamiento.
Benceno	10	µg/l	Descargas industriales; filtraciones de tanques de reserva de gas y rellenos sanitarios.
Benzo (a) pireno(PAHs)	0,7	µg/l	Desprendimientos de revestimientos de tanques de reserva de agua y líneas de distribución.
Bifenilos policlorados - PCBs-Arocloros como decaclorobifenilos)	0,5	µg/l	(cr)-Uso como dieléctricos en transformadores.
Cloruro de vinilo	5	µg/l	(cr) - Descargas de industrias químicas
1,2-Diclorobenceno	Ver Tabla 6 - C		(cr) - A concentraciones >1 µg/l afecta la calidad organoléptica del agua.
1,2-Dicloroetano	30	µg/l	(cr)- Descargas de industrias químicas.
1,1-Dicloroetano	30	µg/l	(cr)- Descargas de industrias químicas
Diclorometano	20	µg/l	(cr) - Descargas de industrias químicas y residuos de la industria farmacéutica.
1,3-Dicloropropeno	20	µg/l	(cr) - Descargas de industrias químicas
Dioxina (2,3,7,8-TCDD) (COP)	3 x 10 ⁻⁶	µg/l	(cr) - Emisiones de la incineración de desechos y otras combustiones; descargas de industrias químicas.
Epilclorhidrina	0,4	µg/l	(cr) - Aditivos de tratamiento
Estireno	20	µg/l	(cr) - Descarga de industrias químicas
Etilbenceno	Ver Tabla 6 - C		(cr) - A concentraciones >200 µg/l afecta las características organolépticas del agua.
Monoclorobenceno	Ver Tabla 6 - C		(cr) - A concentraciones > 30 µg/l afecta las características organolépticas del agua.
Tetracloroetano	40	µg/l	(cr)- Descargas de industrias químicas
Tetracloruro de carbono	5	µg/l	Descargas de industrias químicas
Tolueno	Ver Tabla 6 - C		(cr) - A concentraciones > 170 µg/l afecta las características organolépticas del agua. Descarga de refineras de petróleo.
Tricloroetano	70	µg/l	(cr)- Descargas de industrias químicas
Triclorobencenos (totales)	20	µg/l	(cr) - Descargas de industrias químicas.
Xileno	Ver Tabla 6 - C		(cr) – A concentraciones > 300 µg/l afecta las características organolépticas del agua. Descarga de refineras de petróleo e industrias químicas.
B.2 Agrotóxicos			
Alaclor	20	µg/l	Residuo de herbicidas
Aldrin y Dieldrin	0,03	µg/l	Residuo de insecticidas
Atrazina	3	µg/l	Residuo de herbicidas
Ciordano (total isómeros)	0,2	µg/l	Residuo de insecticidas
2,4 D (total isómeros)	30	µg/l	Residuo de herbicidas
DDT (total isómeros)	2	µg/l	Residuo de insecticidas
Endrin	2	µg/l	Residuo de insecticidas
Glifosato	900	µg/l	(cr) - Residuo de herbicidas

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Continuación Tabla 7

PARÁMETRO	VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
Heptacloro y heptacloroepóxido	0,03	µg/l	Residuo de insecticidas
Hexaclorobenceno	1	µg/l	Descargas de refineras de metales e industrias de agroquímicos
Lindano	2	µg/l	Residuo de insecticidas usados en ganadería y agricultura
Metoxicloro	20	µg/l	Residuo de insecticidas usados en frutas, vegetales, alfalfa
Molinate	6	µg/l	(cr) - Residuo de herbicidas usados en cultivos de arroz
Pentaclorofenol	9	µg/l	Descargas de industrias madereras
Permetrina	20	µg/l	Residuo de insecticidas
Propanil	20	µg/l	Residuo de herbicidas
Simazina	2	µg/l	Residuo de herbicidas
Para evaluar la presencia de insecticidas organofosforados y carbamatos en el agua, se recomienda la determinación de la actividad de la enzima acetilcolinesterasa, considerando límites máximos de 15% o 20% de inhibición enzimática, cuando la enzima utilizada fuera proveniente de insectos o mamíferos, respectivamente			
B.3 Cianotoxinas			
Microcistina	1	µg/l	Es aceptable una concentración de 10µg/l de microcistina hasta en 3 muestras, en los análisis realizados en los últimos 12 meses
C. Desinfectantes y productos secundarios de la desinfección			
<u>Ácidos acéticos clorados:</u>			Subproductos de la desinfección con cloro
Ácido monocloroacético	0,02	mg/l	(cr)
Ácido dicloroacético	0,05	mg/l	(cr)
Ácido tricloroacético	0,2	mg/l	(cr)
Tricloroacetaldehído(hidrato de cloral)	0,01	mg/l	(cr)
Aldehídos (totales)	0,9	mg/l	(cr) - Incluye: Formaldehído; Acetaldehído; Glioxal; Metilglioxal
Bromato (BrO ₃ ⁻)	0,01	mg/l	(cr) - Subproducto de la desinfección con ozono
Cloraminas totales	3	mg/l	Subproducto de la desinfección con cloro
Clorato (ClO ₃ ⁻)	0,7	mg/l	(cr) - Subproducto de la desinfección con dióxido de cloro
Clorito (ClO ₂ ⁻)	0,7	mg/l	(cr) - Subproducto de la desinfección con dióxido de cloro
Cloro libre	Ver Tabla 6 - B		A concentraciones > 2.5 mg/l afecta las características organolépticas del agua
Dióxido de cloro (ClO ₂)	0,8	mg/l	(cr) - Agente desinfectante / oxidante
2,4,6 Triclorofenol	Ver Tabla 6 - C		(cr) - A concentraciones > 0,002 mg/l afecta las características organolépticas del agua
<u>Trihalometanos</u>			Subproductos de la desinfección
Bromoformo	0,1	mg/l	
BDCM (bromodiclorometano)	0,1	mg/l	
Cloroformo	0,2	mg/l	
DBCm (dibromoclorometano)	0,06	mg/l	
Trihalometanos Totales	0,5	mg/l	

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

- Características físicas y químicas que afectan la calidad organoléptica del agua: Como todos sabemos, hay ciertos componentes y características en el agua físicas que son importantes también para su consumo, por físico se refiere a características palpables con los sentidos del ser humano, en la siguiente tabla se indican estos factores, el valor máximo permitido, su unidad de medida y observaciones generales.

Tabla 8: Características físicas del agua

(cr): control recomendado

PARÁMETRO		VMP	UNIDAD	OBSERVACIONES
A. Características físicas				
Color verdadero		15	U. Pt-Co	
Olor y sabor		No objetable		
PH		6,5 – 8,5		
Temperatura			°C	Preferentemente menor que 25 °C
Turbiedad	Agua Tratada	1,0	N.T.U.	VMR < 0,5 N.T.U. para favorecer la adecuada remoción de microorganismos patógenos (enterovirus, quistes de <i>Giardia</i> y oocistos de <i>Cryptosporidium</i>).
	Agua Distribuida	3,0	N.T.U.	
B. Sustancias inorgánicas				
Aluminio		0,2	mg/l	Principal fuente como coagulante en procesos de potabilización
Amonio (como NH ₄ ⁺)		1,5	mg/l	VMP sólo para muestras con pH > 8.0
Cloro libre		2,5	mg/l	A concentraciones > 5 mg/l puede afectar la salud
Cloruros		250	mg/l	
Cobre		1	mg/l	A concentraciones > 2 mg/l puede afectar la salud
Dureza total		500	mg/l	
Hierro		0,3	mg/l	
Manganeso		0,1	mg/l	A concentraciones > 0,5 mg/l puede afectar la salud
Sodio		200	mg/l	
Sólidos totales disueltos		1000	mg/l	
Sulfatos		400	mg/l	Según OMS a valores > 1000 mg/l puede tener efectos laxantes.
Sulfuro de hidrógeno		0,05	mg/l	(cr) - (como H ₂ S) – Olor característico a huevo podrido
Zinc		5	mg/l	
C. Sustancias orgánicas				
Detergentes sintéticos		200	µg/l	(cr) - (como laurilsulfato de sodio)
2,4,6 Triclorofenol		2	µg/l	(cr) – A concentraciones >200 µg/l puede afectar la salud
1,2 Diclorobenceno		1	µg/l	(cr) - A concentraciones > 1000 µg/l puede afectar la salud
Etilbenceno		200	µg/l	(cr) - A concentraciones > 300 µg/l puede afectar la salud
Monoclorobenceno		30	µg/l	(cr) - A concentraciones > 300 µg/l puede afectar la salud
Tolueno		170	µg/l	(cr) - A concentraciones > 700 µg/l puede afectar la salud
Xileno		300	µg/l	(cr) - A concentraciones > 500 µg/l puede afectar la salud

Fuente: Dr. Urlarte, 2006

- Componentes radioactivos: Este análisis es bastante extraño que tenga que realizarse, usualmente es exigido cuando se sospecha de posible exposición del recurso hídrico a fuentes radioactivas tanto naturales como artificiales.

Tabla 9: Parámetros radioactivos.

PARÁMETRO	VMP	Unidad	Observaciones
Radioactividad alfa global	0,1	Bq./l	Será exigida la investigación de los parámetros radioactivos cuando se presuma la existencia de radioactividad natural o artificial.
Radioactividad beta global	1	Bq./l	

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

3.3.2 Métodos analíticos de la calidad del agua. En el siguiente rubro, se demuestran por medio de tablas que análisis se deben realizar para determinar las diferentes características detalladas previamente, esto con el fin de tener información sobre la debida prueba que debe realizarse para determinar la calidad del agua.

- Componentes microbiológicos

Tabla 10: Método de análisis de calidad bacteriológica del agua.

PARÁMETRO	MÉTODO DE ANÁLISIS	REFERENCIA
Coliformes Totales	- Membrana Filtrante y Sustrato Cromogénico	- SMEWW, Ed.20 (9222B y 9223)
<i>Escherichia coli</i>	- Sustrato Cromogénico	- SMEWW, Ed.20 (9223)
Coliformes Termotolerantes	- Membrana Filtrante	- SMEWW, Ed.20 (9222D y 9222G)
<i>Pseudomona aeruginosa</i>	- Presencia/Ausencia y Membrana Filtrante	- SMEWW, Ed.20 (9213F) y Norma UNIT 942:1994, 943:1994
Bacterias Aerobias Heterotróficas	- Agar incorporado	- SMEWW, Ed.20 (9215B)

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Tabla 11: Métodos de análisis de calidad hidrobiológica.

PARÁMETRO	MÉTODO DE ANÁLISIS	REFERENCIA
Plancton	Cuantificación: Sedimentación y conteo en invertoscopio	SMEWW-Ed 20 (10200 C ₁ ,E ₂ ,F ₁)
	Identificación: Claves taxonómicas y bibliografía específica.	SMEWW-Ed20 (10900 A,B)

SMEWW- Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Tabla 12: Métodos de análisis de componentes físicos y características físicas.

PARÁMETRO	MÉTODO DE ANÁLISIS	REFERENCIA
Color Verdadero	-Comparación visual, escala platino-cobalto -Método espectrofotométrico platino-cobalto	- SMEWW. Ed.20 (2120B) - SMEWW. Ed.20 (2120C) modificado
Olor	-Test de olor	- SMEWW, Parte I, pág 202,1955. Calidad de olor.
pH	- Método Electrométrico	- SMEWW Ed 20 (4500HB)
Temperatura	- Lectura con termómetro de mercurio	- SMEWW Ed 20 (2550 B)
Turbiedad	- Método Nefelométrico	- SMEWW Ed.20 (2130 B)

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Tabla 13: Métodos de análisis de componentes inorgánicos.

PARÁMETRO	MÉTODO DE ANÁLISIS	REFERENCIA
Aluminio	- Método espectrofotométrico con eriocromocianina	- SMEWW, Ed 20.(3500 Al B)
Amonio	- Nesslerización directa. Método espectrofotométrico. - Método espectrofotométrico con Fenato - Método de electrodo de ión selectivo.	- SMEWW, Ed 14(418 B) - SMEWW, Ed 20 (4500-NH ₃ - F) - SMEWW, Ed 20 (4500-NH ₃ - D)
Arsénico	- E A A por horno de grafito	- SMEWW. Ed 20 (3113 B)
Cadmio	- E A A por llama - E A A por horno de grafito	- SMEWW. Ed 20 (3111 B y C) - SMEWW. Ed 20 (3113 B)
Cianuro	- Método colorimétrico, previa destilación	- SMEWW. Ed 20.(4500 CN - E)
Cloro libre	- DPD.Método colorimétrico	- SMEWW. Ed 20 (4500-Cl G)
Cloruros	- Método Nitrato Mercúrico	- SMEWW. Ed 20 (4500 Cl-C)
Cobre	- E A A por llama - E A A por horno de grafito	- SMEWW. Ed 20 (3111 B y C) - SMEWW. Ed 20 (3113 B)
Cromo Total	- E A A por llama - E A A por horno de grafito	- SMEWW. Ed 20 (3111 B y C) - SMEWW. Ed 20 (3113 B)
Detergentes sintéticos	- Surfactantes aniónicos, azul de metileno	- SMEWW. Ed 20 (5540C)

PARAMETRO	METODO DE ANALISIS	REFERENCIA
Dureza Total	- Método tritrimétrico. EDTA.	- SMEWW. Ed 20. (2340C)
Fluoruro	- Método de electrodo de ión selectivo.	- SMEWW. Ed 20 (4500-F.C)
Hierro	- E A A por llama - Método colorimétrico con Fenantrolina	- SMEWW. Ed 20.(3111 B y C) - SMEWW. Ed 20 (3500 Fe-B)
Manganeso	- E A A por llama - E A A por horno de grafito	- SMEWW Ed 20 (3111 B y C) - SMEWW Ed 20 (3113 B)
Mercurio	- E A A método del vapor frío	- SMEWW Ed 20 (3112 B)
Nitrato	- Método espectrofotométrico UV.	- SMEWW Ed 20(4500-NO ₃ B)
Nitrito	- Método colorimétrico con naftiletilendiamina.	- SMEWW Ed 20 (4500-NO ₂ B)
Plomo	- E A A por llama - E A A por horno de grafito	- SMEWW. Ed 20 (3111 B y C) - SMEWW Ed 20 (3113 B)
Selenio	- E A A por horno de grafito	- SMEWW Ed 20 (3113 B)
Sodio	- E A A por llama	- SMEWW Ed 20 (3111 B)
Solidos Totales Disueltos	- Filtración y secado a 180°C	- SMEWW Ed 20 (2540 C)
Sulfatos	- Método turbidimétrico	- SMEWW Ed 20 (4500-SO ₄ -E)
Zinc	- E A A por llama	- SMEWW Ed 20 (3111 B y C)

SMEWW – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater –
E A A - Espectrometría de Absorción Atómica

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Tabla 14: Métodos de análisis de componentes inorgánicos.

PARÁMETRO	MÉTODO DE ANÁLISIS	REFERENCIA
Alaclor	- LLE / GC – ECD o MSD - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Aldrin+Dieldrin	- LLE / GC – ECD o MSD - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20(6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Atrazina	- SPE /GC – ECD o MSD	- EPA 525 y 525.2
Clordano (total de isómeros)	- LLE / GC – ECD o MSD - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Benceno	- P & T / GC - MSD	- EPA 524.2
2,4 D(total de isómeros)	- LLE - Deriv / GC –ECD	- SMEWW Ed 20 (6640 B)
DDT(total de isómeros)	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20(6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

Tabla 15: Continuación de métodos de análisis de componentes orgánicos.

PARÁMETRO	MÉTODO DE ANÁLISIS	REFERENCIA
Endrin	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	-SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
HCB(Hexaclorobenceno)	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	-SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Heptacloro Heptacloroepóxido	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	-SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Lindano(Gama-HCH)	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Metoxicloro	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Microcistina	- HPLC. PEC:TOX 071 - Test de ELISA	- LA Lawton, Ch Edwards y GA Codd. Analyst 119,1994, 1525-1530 - O.M.S. Toxic cyanobacteria in water- Edited by I.Chorus, J Bartram, 1999.
Pentaclorofenol	- LLE / GC – ECD o MSD - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Permetrina	- LLE / GC – ECD o MSD - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Propanil	- LLE / GC – ECD o MSD. - SPE / GC – ECD o MSD	- SMEWW Ed 20 (6630 D) y EPA 508.1 - EPA 525 y 525.2
Simazina	- SPE /GC- ECD o MSD	- EPA 525 y 525.2
Tetracloruro de carbono	- P & T / GC – MSD.	- EPA 524.2.
Trihalometanos: Bromoforno BDCM (bromodiclora metano) Cloroforno DBCM (dibromoclorometano) Trihalometanos Totales:	P & T / GC – MSD.	EPA 524.2

Fuente: Dr. Urlarte, 2006.

3.3.3 Requisitos de calidad del agua según norma COGUANOR. Para determinar la calidad del agua en Guatemala, se encuentra en el Ministerio de Economía, mediante el Centro Nacional de Metrología, se encuentra la COGUANOR, que por sus siglas significa Comisión Guatemalteca de Normas. (COGUANOR, 2005)

- **Definición de conceptos:** De acuerdo a la normativa, es necesario identificar los siguientes conceptos para el correcto entendimiento de la misma, es por esto que se copian textualmente las siguientes definiciones.
- **Agua potable:** Es aquella que por sus características de calidad especificadas en la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR 29001), es adecuada para el consumo humano.
- **Límite máximo aceptable (LMA):** Es el valor de concentración de cualquier característica del agua, arriba del cual el agua pasa a ser rechazada por los consumidores, desde un punto de vista sensorial, pero sin que implique daño a la salud del consumidor.
- **Límite máximo permisible (LMP):** Es el valor de la concentración de cualquier característica de la calidad del agua, arriba del cual, el agua no es adecuado para el consumo humano.
- **Características físicas:** Son aquellas relativas a su comportamiento físico, que determinan su calidad.
- **Características químicas:** Son aquellas características relativas a sustancias contenidas en ella, que determinan su calidad.
- **Características bacteriológicas:** Son aquellas características relativas a bacterias que determinan su calidad.
- **Grupo coliforme total:** Son bacterias en forma de bacilos aerobios y anaerobios facultativos, Gram. Negativos no esporulados que fermentan la lactosa con producción de ácido y de gas a $35\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 0.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ en un período de 24 a 48 horas.

- **Grupo coliforme fecal:** Son bacterias que forman parte del grupo coniforme total, que fermentan la lactosa con producción de gas 44.5°C a ± 2 °C cuando se investigan por el método de los tubos múltiples de fermentación. Termotolerante o termoresistente.
- **Escherichia coli:** Son las bacterias coliformes fecales que fermentan la lactosa y otros sustratos adecuados como el manitol a 44°C a ± 44.5 °C con producción de gas, y que también produce indol a partir de triptofano.
- **Características químicas del agua:** Son aquellas debidas a elementos o compuestos químicos orgánicos e inorgánicos.
- **Características microbiológicas del agua:** Son aquellas que se originan por presencia de microorganismos que determinan su calidad.

Tabla 16: Límites según COGUANOR.

Características	Límite Máximo Aceptable	Límite Máximo Permisible
Cloro residual libre (1) (2)	0.5 mg/ml	1.0 mg/L
Cloruro (Cl)	100.000 mg/L	250.000mg/L
Conductividad	-----	< de 1500 $\mu\Omega/cm$
Dureza total (CaCO ₃)	100.000 mg/L	500.000mg/L
Potencial de hidrogeno (3)	7.0 - 7.5	6.5 - 8.5
Sólidos totales disueltos	500.0 mg/L	1000.0 mg/L
Sulfato (SO ₄)	100.000 mg/L	250.000 mg/L
Temperatura	15.0 °C a 25.0 °C	34.5 °C
Aluminio (Al)	0.050 mg/L	0.100 mg/L
Calcio (Ca)	75.000mg/L	150.000 mg/L
Cinc (Zn)	3.000mg/L	70.000 mg/L
Cobre (Cu)	0.050000mg/L	1.500 mg/L
Magnesio (Mg)	50.000mg/L	100.000 mg/L

Fuente: COGUANOR, 2005.

- **Características físicas del agua:**

Tabla 17: Límites físicos según COGUANOR.

Características	LMA	LMP
color	5.0 u	35.0 u (1)
olor	No rechazable	No rechazable
sabor	No rechazable	No rechazable
turbiedad	5.0 u	15.0 UNT (2)
(1) unidades de color en la escala de platino cobalto		
(2) unidades nefelométricas de turbiedad (UNT) estas siglas deben considerarse en la expresión de los resultados		

Fuente: COGUANOR, 2005.

- **Límites de toxicidad del agua:**

Tabla 18: Límites de toxicidad según COGUANOR.

Sustancia	LMP en miligramos por litro
Arsénico (As)	0.010
Bario (Ba)	0.700
Boro (B)	0.300
Cadmio (Cd)	0.003
Cianuro (Cn)	0.070
Cromo (Cr)	0.050
Mercurio (Hg)	0.001
Plomo (Pb)	0.010
Selenio (Se)	0.010
Relación de las sustancias inorgánicas con significado para la salud, con sus respectivos límites máximos permisibles (LMP)	

Fuente: COGUANOR, 2005.

Tabla 19: Sustancias no deseadas en el agua según COGUANOR.

Característica	LMA, en miligramos/litro	LMP, en miligramos/litro
Fluoruro (F)	0	17.000
Hierro total (Fe)	0.100	1.000
Manganeso (Mn)	0.050	0.500
Nitrato (NO ₃)	0	10
Nitrito (NO ₂)	0	1

Fuente: COGUANOR, 2005.

Estos límites corresponden a lo mínimo y máximo exigido para poder permitir el uso del agua en condiciones adecuadas de salubridad para la población, cualquier otro resultado fuera de estos parámetros descartará por completo el uso del agua ya sea superficial, subterránea u cualquier otra fuente.

3.3.4 Tratamiento del agua. Un agente contaminante es una sustancia que vuelve el agua no apta para el consumo. Algunos de estos agentes pueden identificarse fácilmente con pruebas sencillas y comunes de apreciación del agua, como lo son el sabor, el olor y la turbidez. La mayoría no es fácilmente detectable y como se mencionaba anteriormente, es necesario pasar una serie de pruebas y parámetros para determinar la disponibilidad de agua para consumo.

Como indica la “Global Health And Education Foundation”, el agua contaminada debe ser tratada antes de que se pueda usar para consumo humano, y este tratamiento puede suceder en dos sitios: Una instalación centralizada de tratamiento de agua o el punto de uso. Los factores que determinan que tipo de purificación debe realizarse son la fuente de agua, el tipo de contaminante y el costo.

En Guatemala, las plantas de tratamiento de agua tienen un costo alto de instalación, mantenimiento y de operación, por lo que en un proyecto de bajos recursos tienden a estar descartadas. Sin embargo, existen opciones de filtración y tratamiento del agua de bajo costo que pueden ser aplicadas en proyectos rurales, todos estos son recomendados por la fundación mencionada anteriormente.

Mediante su proyecto “El agua potable segura es esencial”, la fundación, *Global Health And Education*, dictamina lo siguiente: “Los sistemas de filtración tratan el agua pasándola a través de lechos de materiales granulares (p.ej., arena) que retiran y retienen los contaminantes. Los sistemas de filtrado convencionales, directos, lentos de arena y de tierra diatomácea hacen todos un buen trabajo al eliminar la mayoría de protozoos, bacterias y virus (si se usa la coagulación). Usualmente, los filtros de bolsa y cartucho no eliminan virus y muy pocas bacterias.”

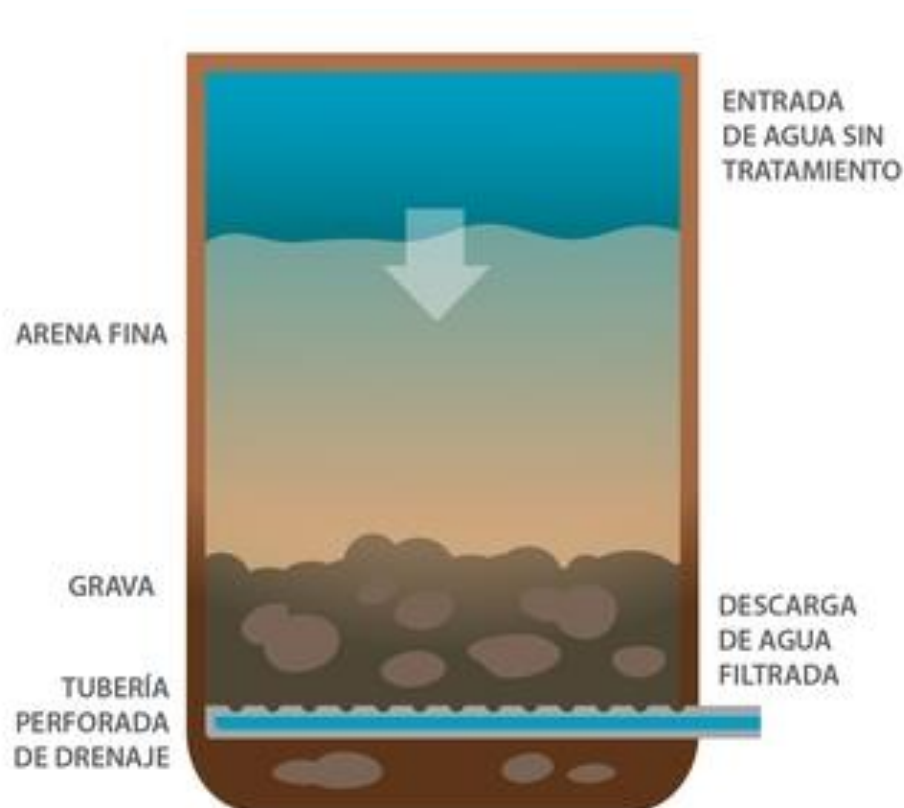
A continuación, se describen los diferentes tipos de filtración citados textualmente del proyecto mencionado anteriormente llevado a cabo por la fundación “*Global Health And Education Foundation*”.

- **Filtración convencional:** Es una operación de varias etapas. Primero, se agrega un coagulante químico como sales de hierro o de aluminio al agua fuente. Después, se agita la mezcla para inducir la unión de las partículas pequeñas en suspensión para formar grumos más grandes o “flóculos” más fáciles de retirar. Estas masas coaguladas, o “flóculos”, se dejan asentar fuera del agua, para que se lleven consigo muchos contaminantes. Al terminar estos procesos, el agua se pasa a través de filtros de manera que las partículas restantes se adhieran por sí mismas al material de filtro.

- **Filtración directa:** Es similar a la filtración convencional, excepto que después de agregar el coagulante, y después de agitar la mezcla, no hay una fase separada para la sedimentación. En vez de ello, las partículas en suspensión son desestabilizadas por el coagulante y así se adhieren con mayor facilidad al material de filtro cuando el agua se filtra posteriormente.
- **Sistema de filtración lenta en arena:** No tienen fase de coagulación y, usualmente, tampoco tienen un paso de sedimentación. Se induce el paso lento y descendente del agua a través de un lecho de arena de dos a cuatro pies (0,6 a 1,2 metros) de profundidad. Una capa biológicamente activa se forma a lo largo de la superficie superior del lecho de arena, atrapando así partículas pequeñas y degradando algunos contaminantes orgánicos. La filtración biológica en arena (Biosand) es un sistema de filtración en el punto de uso análogo a la filtración lenta en arena, pero su eficacia está mucho menos establecida que ésta última.
- **Filtración con tierra diatomácea:** Usa como material de filtro las conchas fosilizadas de diminutos organismos marinos a través de los cuales se hace pasar el agua sin tratamiento. La tierra filtra físicamente los contaminantes particulados del agua.

Fuente: Proyecto “El Agua Potable Segura Es Esencial” de “*Global Health And Education Foundation*”

Figura 7: Filtración lenta en arena.



Fuente: Proyecto “El Agua Potable Segura Es Esencial” de “*Global Health And Education Foundation*”

- **Equipo de filtración y potabilización del agua.**

Si los requisitos del proyecto establecen como necesario un sistema de filtración de agua más sofisticado y potente, existen nuevas opciones que brindan esta posibilidad, siempre a un costo elevado, sin embargo garantizan la potabilización del agua inmediatamente y cuentan con una gran versatilidad en cuanto a instalación y portabilidad del sistema.

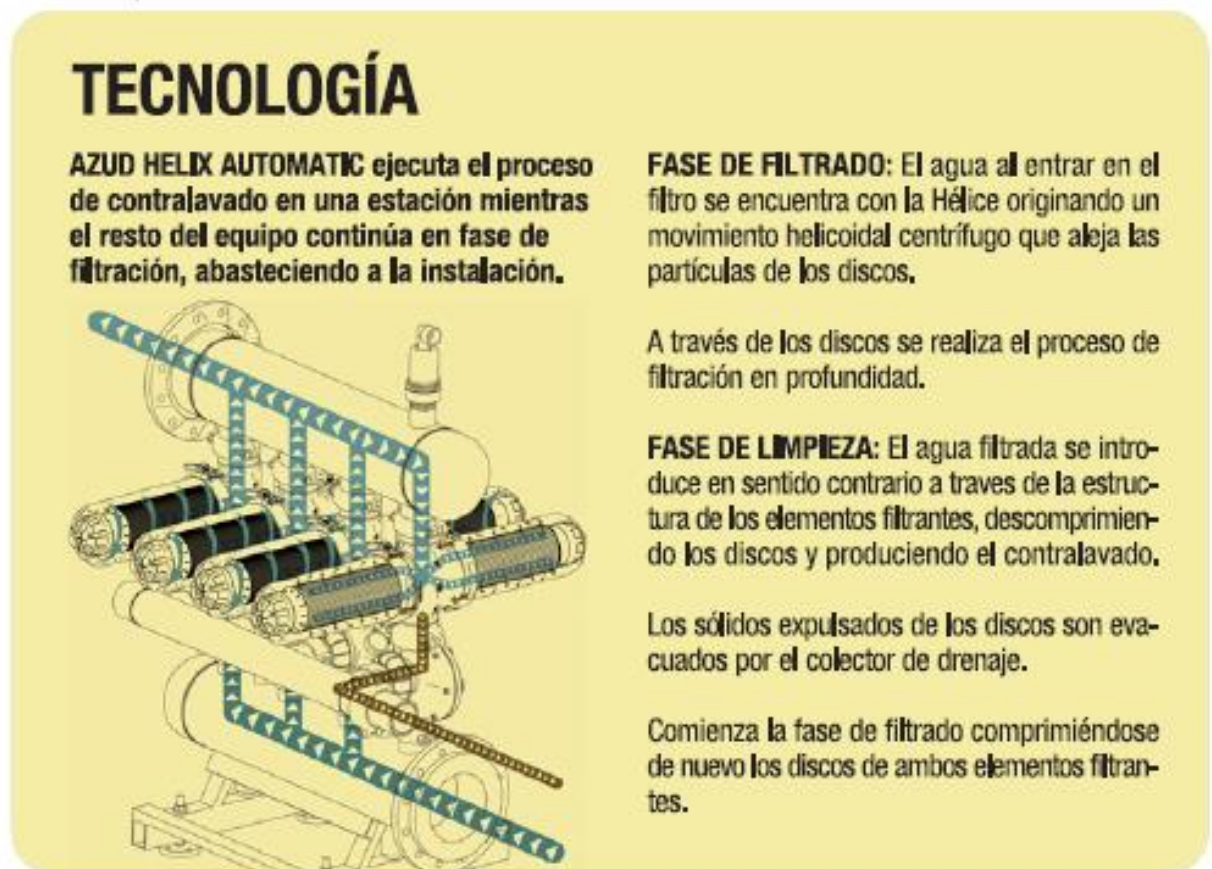
Un claro ejemplo de este tipo de equipo es el de filtros de malla automáticos, equipos automáticos de discos, equipos semi automáticos de malla, para el siguiente proyecto, una de las opciones es un equipo portátil auto limpiante con elementos filtrantes de disco de llaves de 3" y 4", que permite un caudal de hasta 3381 gpm de filtrado.

Figura 8: Filtro de discos AZUD (marca comercial).



Fuente: Azud, ficha técnica Helix Auto HDSL, S.F.

Figura 9: Proceso explicativo de AZUD (marca comercial).



Fuente: Azud, ficha técnica Helix Auto HDSL, S.F.

Entre las ventajas que se pueden mencionar en este filtro Azud (marca comercial) es que tiene portabilidad, ahorra agua y energía, cumple el propósito deseado de sostenibilidad y mantenimiento bajo.

Uno de los posibles condicionantes, aparte del costo del mismo, es que tanto el equipo como su instalación tienen que ser tomados en cuenta con mucha precaución, ya que al ser portátil es susceptible a robos o siniestros, por lo que la comunidad debe estar al tanto de su funcionamiento y cuidado.

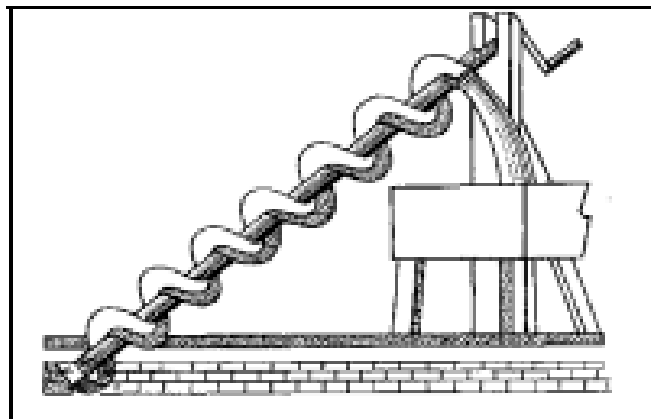
3.4 Historia general de las bombas hidráulicas

Según el documento de Historias del Vacío: la ingeniería y la nada de Roberto E. Cunningham, la primera bomba hidráulica de la que se tienen registros fue desarrollada por la cultura mesopotámica en el 3000 a.C. Este funcionaba pivoteando un brazo horizontal sobre un soporte vertical. Tomando de un lado del brazo horizontal se ubicaba un balde que subía agua utilizando un contrapeso del otro lado del brazo. (Herrera, 2005).

Según el mismo documento, en el 500 a.C se creó la rueda hidráulica, que consistía básicamente en recoger agua de algún cauce y transportarlo a un canal de irrigación. (Herrera, 2005).

Según el mismo documento, de las primeras bombas hidráulicas, existió una que fue desarrollada por Arquímedes, más conocida como el Tornillo de Arquímedes en el siglo III a.C. Este era básicamente un tornillo sin fin, que ayudaba a transportar líquidos viscosos u otros materiales como granos o harina. (Herrera, 2005).

Figura 10: Tornillo de Arquímedes.



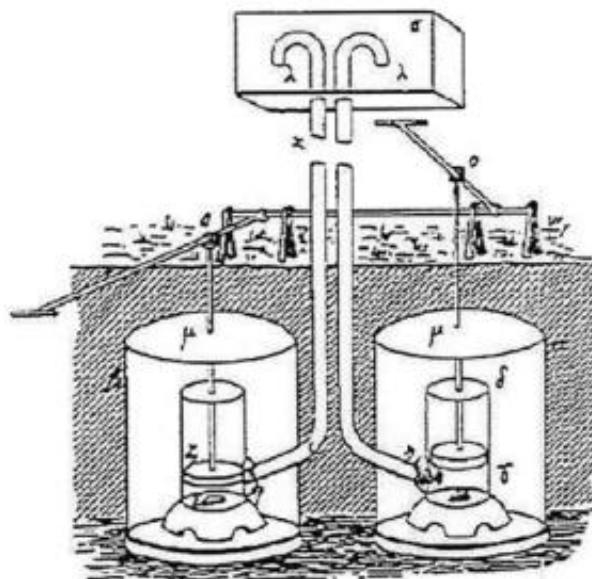
Tornillo de Arquímedes

Fuente: Universidad Cardenal Herrera, 2005.

Según el documento de Principio de Arquímedes de la Universidad Cardenal Herrera, el también desarrollo el conocido Principio de Arquímedes que menciona lo siguiente: <<Todo cuerpo que se sumerge en un líquido experimenta un empuje de abajo hacia arriba igual al peso del volumen del líquido desalojado>>. Este principio es de amplia importancia para la construcción de buques y trasatlánticos en la actualidad. (Herrera, 2005).

Según el mismo documento, el antecesor de la conocida hoy como la bomba de succión, fue realizado por Ctesibus de Alejandría, en el siglo III a.C. Esta funcionaba básicamente a inmersión, pero tenía la limitante de que si el agua se ubicaba por debajo del nivel de la tubería, ya no funcionaba correctamente. (Herrera, 2005).

Figura 11: Primera bomba de succión, Al - Jazari



Fuente: Cunningham, 2009.

La primera bomba de succión de la que se tiene registro es la del árabe Al-Jazari en 1206. Poseía dos émbolos horizontales con sendos pistones enfrentados, provistos de válvulas de retención y accionados por una rueda hidráulica. Y solo tenía un tubo de impulsión. (Cunningham, 2009).

Robert Boyle junto con Robert Hooke mejoraron la bomba de succión de Otto Van Guericke, ya que observaron desventajas como que la bomba debía de estar sumergida en un gran volumen de agua, que se utilizaba una vasija maciza y por lo tanto no se podían introducir herramientas experimentales y era realmente difícil de operar porque por el tamaño se requería de dos personas para utilizarla. (Cunningham, 2009).

3.5 Bombas hidráulicas

Las bombas son los elementos destinados a elevar un fluido desde un nivel determinado a otro más alto, o bien, a convertir la energía mecánica en hidráulica. Según el tipo de aplicación se usará uno u otro tipo de bomba.

Las bombas hidráulicas no son capaces de generar una presión, solamente suministran un caudal, lo más constante posible, al circuito. La presión aparece cuando el caudal suministrado por la bomba tiene que vencer algún tipo de resistencia. La bomba hidráulica tiene que ser capaz de trabajar a presiones altas u óptimas. La bomba aspira el fluido que le llega (retorno) del circuito a una presión y tiene que trabajar con esa presión, pero no genera dicha presión. (Niche, 2012).

3.5.1 Consideraciones técnicas de las bombas

- **Cilindrada**

Su expresión es en cm^3/r , donde r son las revoluciones. La cilindrada es el volumen de fluido desplazado según la rotación completa del eje de la bomba. (Niche, 2012).

- **Rendimiento volumétrico**

Nunca es del 100%, por dos causas, el rendimiento total y la presión. El rendimiento volumétrico es la relación existente entre el caudal efectivo y el teórico. (Niche, 2012).

- **Caudal**

Se expresa en litros/minutos, y su fórmula teórica es:

$Q = \frac{V * n * \eta_{vol}}{1000}$	V: cilindrada n: velocidad de giro η_{vol}: rendimiento volumétrico
---------------------------------------	--

Fórmula No.1.

Formula Teórica de Caudal.

- **Cavitación**

Es un fenómeno físico que se produce cuando el fluido tiene dificultad de ser aspirado por la bomba, por lo cual, se pierde presión, dando lugar a burbujas en el propio fluido. Las burbujas están constituidas por los vapores del propio fluido. Este fenómeno tiene consecuencias perniciosas para la propia bomba, ya que al pasar las burbujas de la zona de aspiración a la zona de impulsión, las propias burbujas explotan pudiendo arrancar macropartículas de la bomba. Hay

que tener en cuenta, que las burbujas al entrar en la zona de impulsión se encuentran bajo presiones elevadas y con temperatura. Una burbuja con temperatura de 100°C puede alcanzar los 500°C si se le añade una presión y se le comprime. (Niche, 2012).

Existen varias causas para que se produzca el fenómeno de la cavitación, como:

- La suciedad en el filtro de aspiración de la bomba.
- La poca cantidad de fluido.
- La obstrucción de la tubería de aspiración.
- La demasiada velocidad de aspiración.
- La baja temperatura del fluido.
- El orificio de aireación esta taponado.

3.6 Tipos de bombas

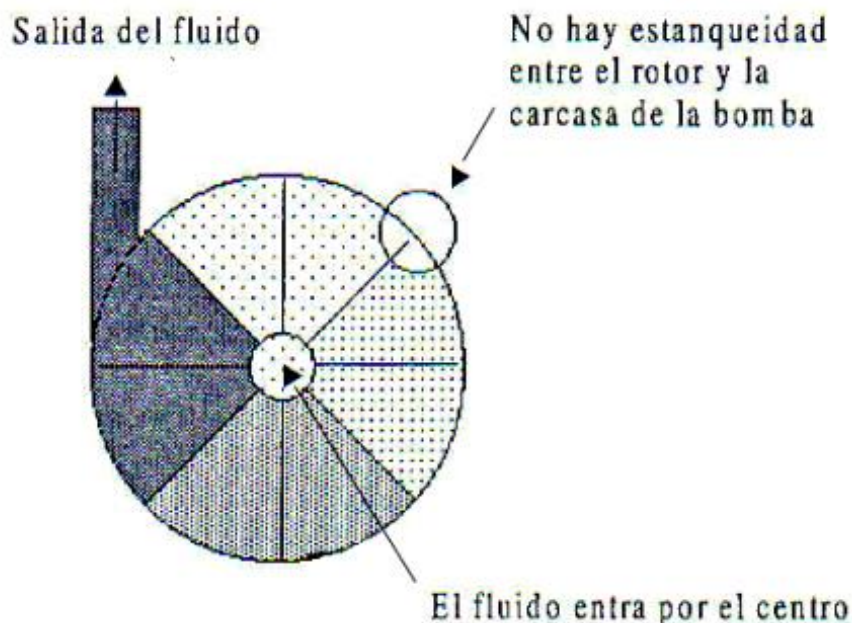
3.6.1 Bombas de desplazamiento no positivo – hidrodinámicas. En estas bombas, generalmente empleadas para traslado de fluidos, la energía cedida al fluido es cinética, y funciona generalmente mediante una fuerza de rotación, por la cual el fluido entra en la bomba por el eje de la misma y es expulsado hacia el exterior por medio de un elemento (paletas, lóbulos, turbina) que gira a gran velocidad como se muestra en la Figura 4. (Anónimo, 2012).

Una bomba hidrodinámica no dispone de sistemas de estanqueidad entre los orificios de entrada y salida; por ello produce un caudal que variará en función de la contrapresión que encuentre el fluido a su salida. Si se bloquea totalmente

el orificio de salida de una bomba de desplazamiento no positivo aumentará la presión y disminuirá el caudal hasta cero, a pesar de que el elemento impulsor siga moviéndose; esto se debe a que el rotor y la carcasa de la bomba generan una conexión entre la cámara de succión y descarga de la bomba. (Niche, 2012).

Las bombas hidrodinámicas o de desplazamiento no positivo tal como los tipos centrífugos o de turbina, se usan principalmente para transferir fluidos donde la única resistencia que se encuentra es la creada por el peso del mismo fluido y el rozamiento. Aunque estas bombas suministran un caudal uniforme y continuo, su desplazamiento disminuye cuando aumenta la resistencia. (Niche, 2012).

Figura 12: Esquema de una bomba hidrodinámica.

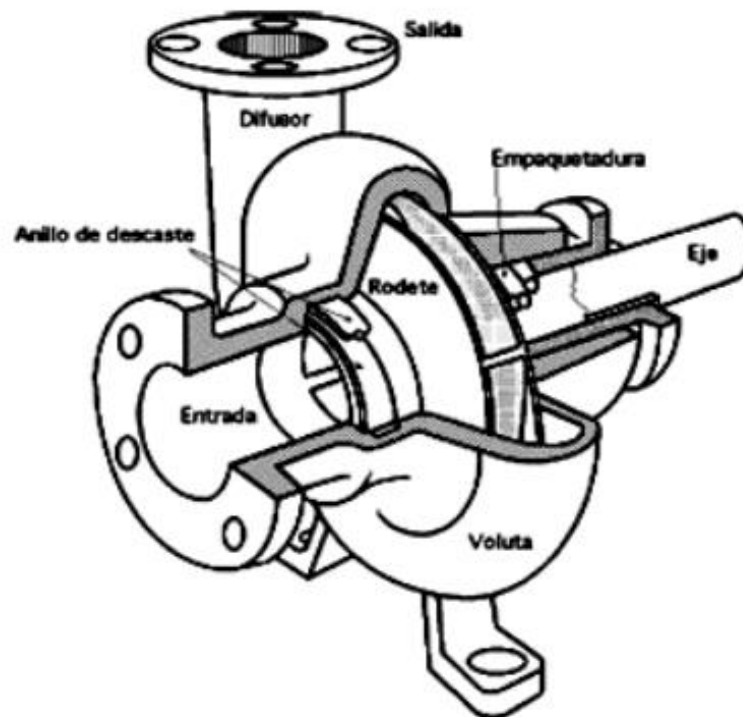


Fuente: Bombas Hidráulicas, 2012.

Un ejemplo de este tipo de bombas, son las bombas centrífugas de una o múltiples etapas. Una bomba centrífuga es un dispositivo constituido por un conjunto de paletas rotatorias perfectamente encajadas dentro de una cubierta

metálica (voluta), de manera que son capaces de impulsar al líquido que esté contenido dentro de la cubierta, gracias a la fuerza centrífuga que se genera cuando giran las paletas del rodete. (Niche, 2012).

Figura 13: Esquema de una bomba centrífuga.



Fuente: Bombas Hidráulicas, 2012.

Existen tres tipos de bombas centrífugas, tales como:

1. Radiales
2. Axiales o Helicoidales
3. De Flujo Mixto

3.6.2 Bombas de desplazamiento positivo – hidrostáticas. Son elementos destinados a transformar la energía mecánica en hidráulica. Cuando una bomba hidráulica trabaja, realiza dos funciones: primero su acción mecánica crea un vacío en la línea de aspiración que permite a la presión atmosférica forzar al líquido del depósito hacia el interior de la bomba; en segundo lugar su acción mecánica hace que este líquido vaya hacia el orificio de salida, forzándolo a introducirse en el sistema oleo hidráulico. (Anónimo, 2012).

Una bomba hidrostática o de desplazamiento positivo es aquella que suministra la misma cantidad de líquido en cada ciclo o revolución del elemento de bombeo, independientemente de la presión que encuentre el líquido a su salida. (Anónimo, 2012).

Cuando estas bombas presenten fugas internas considerables deben ser reparadas o substituidas ya que no trabajan correctamente. El rendimiento volumétrico de las bombas de desplazamiento positivo, aunque varía de un tipo a otro, no debe ser inferior al 85%. (Anónimo, 2012).

3.7 Bombas utilizadas en Guatemala.

3.7.1 Bombas sumergibles

3.7.1.1 Serie AS. Hechas con acero inoxidable 304, están hechas para alcanzar eficiencias altas y con una gran durabilidad. Poseen un diámetro de 6" y trabajan para bombeo de agua y líquidos que no sean corrosivos y/o abrasivos. (AFT Pumps, 2013).

Figura 14: Bomba sumergible serie AS.



Fuente: AFT Pumps AS6-90, 2013.

- **Características generales. (AS Información General, 2013)**
 - El eje esta hecho de acero inoxidable 431.
 - Para cumplir las normas sanitarias, la bomba está 100% libre de plomo.
 - Poseen un amplio rango de rendimiento, tanto como para caudal como para carga.
 - Los bujes utilizados son de alta calidad, esto provoca que la fricción sea baja y también logre tener alta resistencia a la abrasión.
 - Para que el proceso de bombeo sea libre de problemas, posee una válvula de cheque integrada.
 - Los impulsores y difusores de la bomba son de uso pesado para alta eficiencia hidráulica.

- Para cuando es utilizado en pozos estrechos, posee un protector para el cable de la energía eléctrica.
- Rejilla de acero inoxidable de alta durabilidad.

- **Condiciones de operación. (AS Información General, 2013)**
 - La temperatura máxima del líquido bombeado es de 30 grados Celsius.
 - El máximo contenido de arena que puede transportar el líquido bombeado es de 50 gramos/litro.

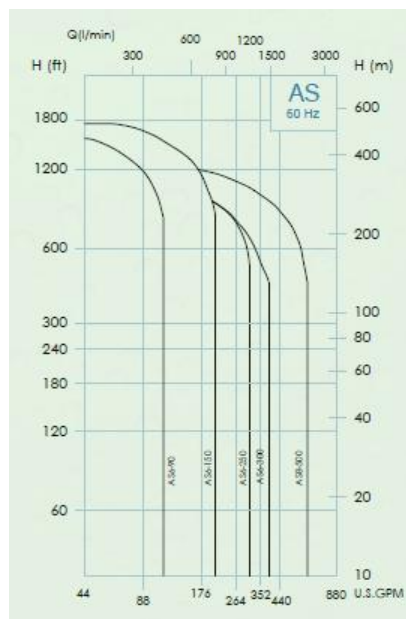
- **Aplicaciones. (AS Información General, 2013)**
 - Aplicaciones municipales de agua potable.
 - Condiciones de uso pesado.
 - Pozos mecánicos profundos.
 - Drenaje en minas y construcción.
 - Aplicaciones industriales y agrícolas.

Según el caudal necesario, la carga a vencer y el caballaje que se necesite para un caso en específico, se deberá recurrir a una bomba más o menos potente según sea el caso. Los tipos de bombas sumergibles de la Serie AS que pueden ser de uso accesible en Guatemala son:

- AS8-500
- AS6-300
- AS6-250
- AS6-150
- AS6-90

A continuación se encuentra la gráfica de Rangos de Rendimiento para cada tipo de bomba sumergible de Serie AS, según la carga a vencer y el posible caudal a bombear.

Figura 15: Gráfica de rangos de rendimiento (AS Información General, 2013).



Fuente: AFT Pumps, 2013.

3.7.1.2 Serie ASPLUS. Hechas con acero inoxidable 304, para alcanzar eficiencias altas y con una gran durabilidad. Poseen un diámetro de 6" y trabajan para bombeo de agua y líquidos que no sean corrosivos y/o abrasivos. (AFT PUMPS ASPLUS, 2013).

Figura 16: Bomba sumergible Serie ASPLUS.



Fuente: AFT Pumps ASPLUS6-25, 2013

- **Características Generales. (AFT Pumps ASPLUS6-80, 2013)**
 - Cuentan con succión hechas con acero inoxidable fundido y construidas también con una lámina de mayor grosor que las de la Serie AS, que hace que sean más robustas y más heavy-duty.
 - El eje esta hecho de acero inoxidable 431.

- Para cumplir a las normas, sanitarias la bomba esta 100% libre de plomo.
 - Poseen un amplio rango de rendimiento, tanto como para caudal como para carga.
 - Los bujes utilizados son de alta calidad, esto provoca que la fricción sea baja y también logre tener alta resistencia a la abrasión.
 - Para que el proceso de bombeo sea libre de problemas, posee una válvula de cheque integrada.
 - Los impulsores y difusores de la bomba son de uso pesado para alta eficiencia hidráulica.
 - Para cuando es utilizado en pozos estrechos, posee un protector para el cable de la energía eléctrica.
 - Rejilla de acero inoxidable de alta durabilidad.
 - Posee una copla perfecto para motores sumergibles con acople NEMA estándar.
- **Condiciones de operación (Información General ASPLUS, 2013)**
 - La temperatura máxima del líquido bombeado es de 30 grados Celsius.
 - El máximo contenido de arena que puede transportar el líquido bombeado es de 50 gramos/litro.
- **Aplicaciones (Información General ASPLUS, 2013).**
 - Aplicaciones Municipales de agua potable.

- Condiciones de uso pesado.
- Pozos mecánicos profundos.
- Drenaje en minas y construcción.
- Aplicaciones industriales y agrícolas.

Según el caudal necesario, la carga a vencer y el caballaje que se necesite, se deberá recurrir a una bomba que potencia tal trabajo en específico. Los tipos de bombas sumergibles de la Serie ASPLUS que pueden ser de uso accesible en Guatemala son:

- ASPLUS8-350.
- ASPLUS6-250.
- ASPLUS6-225.
- ASPLUS6-150.
- ASPLUS6-80.

3.7.1.3 Serie ST. Bombas sumergibles tipo turbina, están fabricadas con los mejores materiales para garantizar durabilidad bajo condiciones extremas. Sin embargo pueden ser utilizadas también en donde se necesita bajo mantenimiento y alta confiabilidad. Este tipo de bombas están fabricadas para llegar a una eficiencia alta y así obtener un ahorro considerable de energía. (AFT Pumps ST Información General, 2013).

Figura 17: Bomba sumergible serie ST.



Fuente: AFT Pumps. STWL5-100, 2013.

- **Características generales (Información General Serie ST, 2013)**
 - Impulsores hechos a base de bronce y tazones de acero fundido que cumple con los estándares ASTM.
 - Tazones bridados para mayor resistencia del sistema de bombeo.
 - Tazones revestidos en su interior para disminuir la fricción y causar mayores eficiencias hidráulicas.
 - Eje de acero inoxidable 416.
 - Perfecta alineación con motores sumergibles con acople NEMA estándar.

- Descarga hembra tipo NPT.
- Perfecta alineación con motores sumergibles con acople NEMA estándar.
- **Condiciones de operación. (Información General Serie ST, 2013)**
 - Uso ideal para pozos profundos y aplicaciones en que se requiera caudales altos.
 - Es recomendable utilizarlo con agua limpia con mínimas cantidades de sedimentaciones que puedan causar abrasión en la tubería y sistema de bombeo.
 - Debido a limitaciones del motor sumergible, la temperatura del líquido a bombear no puede superar los 60 grados Celsius.
- **Aplicaciones. (Información General Serie ST, 2013)**
 - Construcción y minería.
 - Producción de agua potable utilizando pozos profundos
 - Irrigación y subestaciones de bombeo.
 - Aplicaciones de uso exigente (caudal alto) municipales e industriales.
 - Aplicaciones de emergencia en sistema contra incendios.

Según el caudal necesario, la carga a vencer y el caballaje se necesite, se deberá recurrir a una bomba que potencia tal trabajo en específico. Los tipos de bombas sumergibles de la Serie ST que pueden ser de uso accesible en Guatemala son:

- STRL9-800.
- STML11-1400.
- STMH8-650.
- STDH8-1200.
- STMH7-450.
- STML8-450.
- STMH6-250.
- STML7-400.
- STTH5-250.
- STLC6-200.
- STWH5-160.
- STTL5-180.
- STWH5-110.
- STWL5-120.
- STWL5-100.

3.7.2 Bombas centrífugas/turbinas verticales. Construidas con los materiales más resistentes, hechas a base de prediseños, para optimizar la eficiencia para que puedan ser utilizadas en pozos mecánicos, cisternas y reservorios para aplicaciones con mayor demanda. Se recomienda para usos en los que se requiera caudales considerables y altas cargas de bombeo. (AFT Pumps VT Información General, 2013).

- **Características generales. (Información General VT, 2013).**
 - Impulsores hechos a base de bronce resistentes a la abrasión.
 - Altas eficiencias hidráulicas que causan un ahorro considerable de energía.

- Acoplable a motor eléctrico vertical VHS o motor de combustión estacionario a través de cabezal de engranes.
- No requiere cebado.
- Cabezales de descarga en hierro fundido o acero maquinado.
- Tazones de hierro fundido de alta resistencia.
- Cumple con los estándares internacionales más exigentes.
- **Condiciones de operación. (Información General VT, 2013).**
 - Profundidad máxima recomendada de columna 150m (500ft).
 - Amplio rango de caudales.
 - Materiales especiales para aplicaciones difíciles.
 - Caudales de hasta 3500 galones por minuto.
 - Temperatura máxima de líquido de bombeo hasta 80 grados Celsius.
- **Aplicaciones. (Información general VT, 2013)**
 - Cisternas.

- Pozos mecánicos.
- Reservorios.
- Industria y minería.
- Irrigación agrícola.
- Sistemas contra incendio.
- Pozos municipales.

Según el caudal necesario, la carga a vencer y el caballaje que se necesite, se deberá recurrir a una bomba que potencia tal trabajo en específico. Los tipos de turbinas verticales o bombas centrífugas que pueden ser de uso accesible en Guatemala son:

- VTW14-3000C.
- VTW12-2000C
- VTC12-1000C
- VTH11-850C.
- VTL11-700C.
- VTZ10-1500C.
- VTY10-1000C.
- VTL10-400C.
- VTR9-550C.
- VTD8-600C

3.8 Golpe de ariete

3.8.1 Definición. El fenómeno del golpe de ariete, también denominado transitorio, consiste en la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería. Básicamente es una variación de presión, y se puede producir tanto en impulsiones como en abastecimientos por gravedad. El valor de la sobrepresión

debe tenerse en cuenta a la hora de dimensionar las tuberías, mientras que, en general, el riesgo de rotura debido a la depresión no es importante, más aún si los diámetros son pequeños. No obstante, si el valor de la depresión iguala a la tensión de vapor del líquido se producirá cavitación, y al llegar la fase de sobrepresión estas cavidades de vapor se destruirán bruscamente, pudiendo darse el caso, no muy frecuente, de que el valor de la sobrepresión producida rebase a la de cálculo, con el consiguiente riesgo de rotura. (Ingeniería Rural, 2012).

El golpe de ariete (choque hidráulico) es el incremento momentáneo en presión, el cual ocurre en un sistema de agua cuando hay un cambio repentino de dirección o velocidad del agua. Cuando una válvula de rápido cierre repentinamente, detiene el paso del agua que está fluyendo en las tuberías, y la energía de presión es transferida a la válvula y a la pared de la tubería. Las ondas expansivas se activan dentro del sistema. Las ondas de presión viajan hacia atrás hasta que encuentran el siguiente obstáculo sólido, luego continúan hacia adelante, luego regresan otra vez. La velocidad de las ondas de presión es igual a la velocidad del sonido; por lo tanto, su “explosión” a medida que viaja hacia adelante y hacia atrás, hasta que se disipa por la pérdida de fricción. (Lahlou, 2012).

3.8.2 Causas.

1. Un repentino aumento o disminución de la velocidad de flujo.
2. El cierre de una compuerta o el cierre de una válvula.
3. Interrupciones de energía/fallo en la tubería o maquinaria.
4. Cambios bruscos de temperatura del agua o fluido.

5. Arranque o iniciado de bomba en sistema.
6. Operaciones inapropiadas o incorporación de dispositivos de protección de las oscilaciones de presión.

3.8.3 Consecuencias

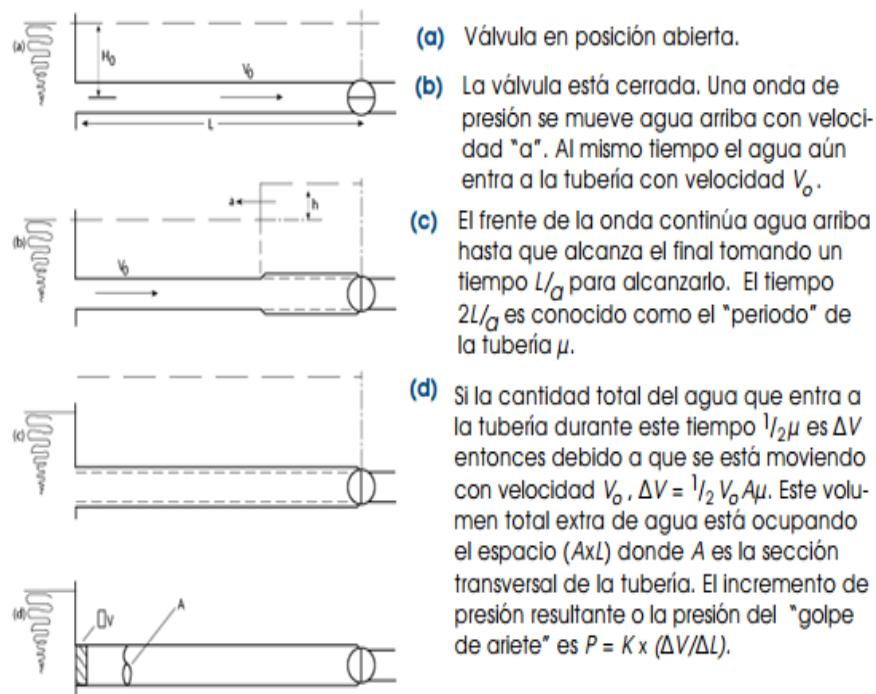
1. Daña las bombas centrifugas cuando la energía eléctrica falla.
2. Rotura de sistema de tubería.
3. Deterioro gradual de la tubería.

3.8.4 Soluciones

Herramientas a considerar en el diseño del sistema de bombeo.

1. Válvulas controladas automáticamente que cierran lentamente. Controladas por la dirección de flujo. Estas son conocidas como válvulas de descarga. También se utilizan válvulas liberadoras de aire.
2. Bombas que regulen la velocidad de flujo para que este pueda aumentar o disminuir su velocidad gradualmente.
3. Tanques de oscilación y cámaras de aire, que básicamente sirve para liberar en este las ondas expansivas del vapor de agua producido por el fenómeno del golpe de ariete.

Figura 18: Explicación de golpe de ariete.



Fuente: Lahlou, 2012.

3.9 Bomba de Ariete

3.9.1 Definición. La bomba de ariete o ariete hidráulico es una bomba de agua totalmente automática y de fácil construcción que no requiere motor o mecanismo manual. La bomba de ariete aprovecha la energía de un caudal de agua descendente para impulsar parte de esa agua a mayor altura de hasta siete veces su altura inicial. Cuando se dispone de un caudal permanente, la bomba puede funcionar continuamente sin intervención externa. (Jayr, 2012).

Figura 19: Imagen de bomba de ariete.



Fuente: Jayr, 2012.

El ariete hidráulico utiliza el fenómeno conocido como golpe de ariete para elevar el agua. Este fenómeno se suele observar cuando se interrumpe repentinamente el flujo del agua en una tubería; inmediatamente después de esto, los tubos se estremecen a causa de una súbita subida de presión al interior de la tubería. Entonces, en la bomba de ariete se interrumpe constantemente el flujo de la tubería de admisión gracias a una válvula cheque, que ocasiona que se suba la presión y parte del agua sea impulsada hacia el tubo que eleva el agua. (Jayr, 2012).

Un ariete hidráulico es un dispositivo muy útil considerando que se puede utilizar para aprovechar arroyos o ríos con suficiente pendiente. En esas

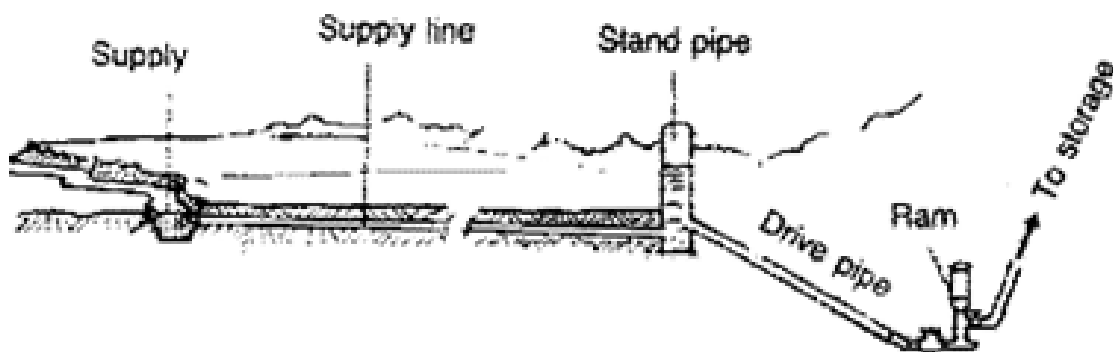
situaciones el agua “desechada” regresará a la fuente sin generar desperdicio del preciado líquido. (Jayr, 2012).

3.9.2 Partes de una bomba de ariete

3.9.2.1 Suministro. La bomba de ariete debe ser diseñada para que no le ingrese basura, como sedimentos de tierra, arena. Ya que estos pueden causar una obstrucción en la bomba. Para evitarlo, es necesario instalar un filtro o rejilla, posteriormente hacer un sumidero para retener en otro lugar los sedimentos que transporta el agua. (Cavera, 1982).

Cuando la fuente está muy alejada de donde está instalada la bomba de ariete, la tubería de suministro puede ser diseñada para llevar el agua hacia la tubería motriz. De ser posible la tubería del suministro debe ser mayor a la tubería motriz.(Cavera, 1982).

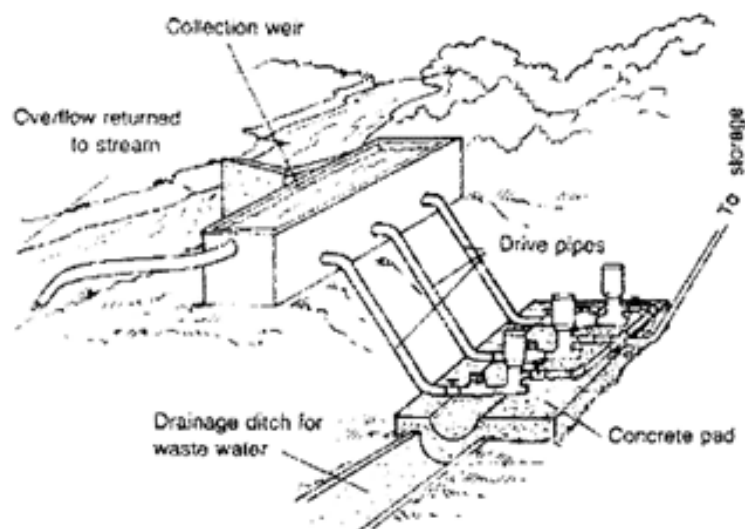
Figura 20: Tubería de suministro hacia tubería de sistema de bombeo.



Fuente: Cavera, 1982.

3.9.2.2 Ariete. Los arietes pueden ser utilizados en paralelo para poder alcanzar el caudal o la altura deseada. Cada ariete debe tener su propia tubería motriz, pero pueden utilizar la misma tubería de salida como se muestra en la imagen.(Cavera, 1982).

Figura 21: Sistema de bombas de ariete en paralelo.



Fuente: Cavera, 1982.

Para realizar una correcta instalación de la bomba de ariete, esta debe fijarse sobre una base de concreto, ya que no es sumergible y que las aguas residuales deben drenarse lejos de esta. Como el ariete está disponible a funcionar las 24 horas del día, su tamaño se puede calcular para esa cantidad de tiempo de bombeo. (Cavera, 1982).

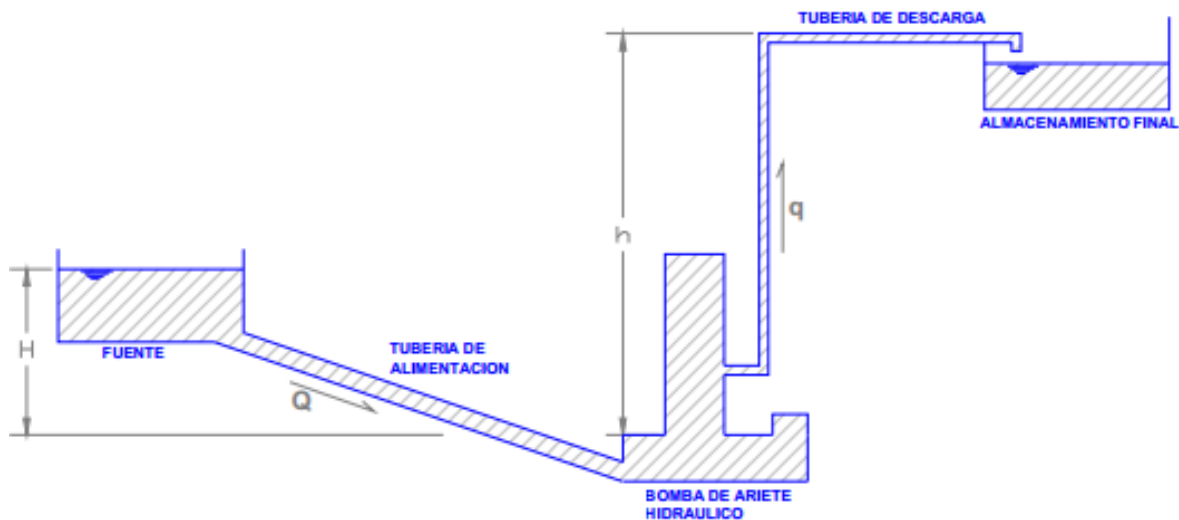
3.9.2.3 Tubería de motriz. Tiene que ser de un material rígido para lograr la máxima eficiencia, y así obtener una menor cantidad de pérdida por fricción. Generalmente es considerado el uso de tubería de hierro galvanizado, aunque por otro lado puede ser también utilizado el PVC o concreto, utilizando caídas de 4 metros o menos. (Cavera, 1982).

3.9.2.4 Tubería de bombeo. Esta puede ser de cualquier material que pueda resistir la presión del agua. (Cavera, 1982).

3.9.2.5 Tanque de almacenamiento. Debe estar localizado a una altura en donde pueda abastecer los puntos necesarios. El tamaño de volumen necesario deberá ser calculado dependiendo la demanda máxima por día. (Cavera, 1982).

3.9.3 Funcionamiento. Para el funcionamiento de la bomba de ariete hidráulico se requiere contar con una caída de fluido inicial no menor de un metro que se denomina “altura de carga H” y un “caudal Q de alimentación”. (Cavera, 1982).

Figura 22: Funcionamiento de una bomba de ariete.



Fuente: Jayr, 2012.

Es posible impulsar un fluido a alturas h que sean muy superiores a 4 veces la altura H , sin embargo la cantidad de fluido de llegada que disminuirá considerablemente haciendo el sistema menos productivo. (Jayr, 2012).

De acuerdo al diseño se pueden construir bombas de ariete hidráulico de diferentes tamaños como 1", 2", 4", 8", de esto dependerá el caudal de llegada y por lo tanto la altura final de llegada. (Jayr, 2012).

3.9.4 Potencial de uso. Por el bajo costo de construcción, costo de operación cero y contaminación nula (no se utiliza ningún tipo de energía ni combustible fuera de la fuerza del fluido) se considera que este equipo puede ser utilizado en casi toda actividad donde el caudal inicial de fluido no sea un problema o pueda ser reciclado. (Jayr, 2012).

La presente tecnología es una alternativa de solución con significativas ventajas con respecto al uso de sistemas y equipos de bombeo más conocidos (motobombas, electro bombas), por tanto se debe plantear esta alternativa muy antigua por necesidades actuales.(Jayr,2012).

3.9.5 Factores de diseño. Antes de diseñar un sistema por bomba de ariete se tiene que tomar en cuenta los siguientes factores:

1. La diferencia de altura entre el ariete y la fuente de suministro.
2. La diferencia de altura entre el ariete y donde se colocara el tanque de almacenamiento.
3. La cantidad de caudal disponible de la fuente.
4. La cantidad de agua necesaria para alimentar el Ariete.
5. La longitud de tubería entre la fuente y el lugar donde está el Ariete.
6. La longitud de tubería desde el Ariete hasta el tanque de almacenamiento.

3.9.6 Rendimiento. Se debe tomar en cuenta el rendimiento de la bomba de ariete, este dependerá de la relación entre altura de entrada y salida de la bomba. Para tomarla en cuenta en el diseño de dicha bomba, se presenta la siguiente tabla:

Tabla 20: Rendimiento de bomba de ariete.

H/h	2	3	4	6	8	10	12
Eficiencia	0.85	0.81	0.76	0.67	0.57	0.43	0.23

Fuente: Jimenez, 2010.

3.9.7 Celeridad. Se debe tomar en cuenta este factor dentro del diseño de la bomba de ariete. La celeridad está definida como la velocidad de la onda que es provocada por el golpe de ariete, a través de la tubería. Este factor es de gran importancia ya que a partir de este se calcula la sobrepresión provocada por el ariete, para comprobar que la tubería que está siendo utilizada es capaz de soportar dicha sobrepresión, o si es necesario cambiar y mejorar la tubería. (Ramón, 2005).

La celeridad es calculada con la siguiente fórmula:

$$\text{Celeridad} = a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{Di}{e}}}$$

Fórmula No.2. Celeridad.

Donde:

- a = Celeridad
- Di = Diámetro interior de la tubería utilizada.

- e = Espesor de la tubería utilizada.
- K = Coeficiente que tiene en cuenta los módulos de elasticidad de la tubería utilizada, y que se pueden obtener de la siguiente tabla:

Tabla 21: Valores K para celeridad.

Material de la tubería	ϵ (kg/m ²)	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0.5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibrocemento	$1.85 \cdot 10^9$	5.5 (5-6)
PVC	$3 \cdot 10^8$	33.3 (20-50)
PE baja densidad	$2 \cdot 10^7$	500
PE alta densidad	$9 \cdot 10^7$	111.11

Fuente: Catedra de Ingeniería Rural, 2011.

3.9.8 Tiempo de cierre de la válvula. Se define como tiempo (T) de cierre de válvula, como el lapso entre el inicio y cierre de la válvula de pie utilizada en la bomba de ariete, ya sea parcial o total. Tiempo en el que la onda de la celeridad atraviesa la tubería en su totalidad o no, dependiendo de esto se define si es un Cierre rápido o un cierre lento, respectivamente. (Ingeniería Rural, 2011).

Para calcular este tiempo de cierre de válvula, *Mendiluce* propone la siguiente fórmula:

$$T = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Fórmula No.3. *Tiempo de cierre de válvula.*

Donde:

- L = Longitud de la tubería de conducción. (m).
- v = Velocidad de régimen del agua (m/s)
- g = Aceleración de la Gravedad. (9.81 m/s²)
- Hm = Altura manométrica. (m)
- C y K = Coeficiente de Ajuste empíricos.

Para determinar si el cierre de la válvula es rápido o lento se toma en cuenta el siguiente criterio. Ya que L es la longitud de la tubería de conducción y “a” es la celeridad, o velocidad de la propagación de la bomba, el tiempo en que se tardara la onda en dar una oscilación completa se define por la siguiente formula: (Ingeniería Rural, 2011).

$$T = \frac{2 * L}{a}$$

Fórmula No.4. *Tiempo de una oscilación completa.*

Donde:

- T = Tiempo de oscilación completa. (s)

- L = Largo de tubería. (m)
- a = Celeridad. (m/s)

Por lo tanto:

$$T < \frac{2 \cdot L}{a} : \text{Cierre rápido}$$

$$T > \frac{2 \cdot L}{a} : \text{Cierre lento}$$

Fórmula No.5. Condicionales para cierre rápido y lento.²⁹

El cierre de la válvula habrá ocurrido antes de que la velocidad de propagación de la bomba se transmita a través de la tubería en el caso del cierre rápido. En el caso del cierre lento, ningún punto alcanzara la sobrepresión máxima ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de transmitirse la primera onda negativa. (Ingeniería Rural, 2011).

3.9.9 Sobrepresión. Según el tipo de cierre del ariete hidráulico, deberá de calcularse la sobrepresión alcanzada dentro de la tubería, para determinar que material deberá de emplearse en el ariete hidráulico. Es importante para generar la mayor eficiencia, y también para reducir costos y que la tubería soporte los esfuerzos ocasionados por esta sobrepresión. (Ingeniería Rural, 2011).

3.9.9.1 Cierre lento. Para este caso se utiliza la siguiente fórmula de Michaud:

$$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$$

Fórmula No.6. *Fórmula de Michaud para cierre lento. (Ingeniería Rural, 2011).*

Donde:

- ΔH = Sobrepresión debida al golpe de ariete. (m.c.a)
- L = Longitud de la tubería. (m)
- v = Velocidad de régimen del agua. (m/s)
- T = Tiempo de parada de cierre lento. (s)
- g = Aceleración de la gravedad. (9.81 m/s²)

3.9.9.2 Cierre rápido. Para este caso se utiliza la siguiente fórmula de Allievi:

$$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$$

Fórmula No.7. *Fórmula de Allievi para cierre rápido. (Ingeniería Rural, 2011).*

Donde:

- a = Celeridad. (m/s)
- v = Velocidad de régimen del agua. (m/s)
- g = Gravedad. (m/s²)

3.9.10 Factor de seguridad. Calculada la sobrepresión provocada por el ariete hidráulico, debe calcularse su correspondiente factor de seguridad, para verificar que es correcto el uso del tipo de material utilizado así como sus diámetros, largos, y demás características físicas y mecánicas.(Ramón, 2005).

Tomar en cuenta los valores de Esfuerzo máximo (S_u) y esfuerzo admisible (S_y) de la tubería que se vaya a utilizar. Ya que a partir de estos se calcula la resistencia a fatiga de la tubería de la siguiente forma: (Ramón, 2005).

$$S_e' = 0.5 * S_u$$

Fórmula No.8. Resistencia de fatiga.

Donde:

- S_e' = Resistencia a la fatiga nominal (MPa).
- S_u = Esfuerzo máximo. (MPa)

Y luego se le aplican Coeficientes Modificadores de Resistencia a la fatiga, para calcular el esfuerzo de fatiga real:

$$Se = Se' * K_{tam} * K_{con} * K_{sup} * K_{car}$$

Fórmula No.9. Resistencia de fatiga real, corregida con factores.

Donde:

- Se = Resistencia a Fatiga Real. (Mpa).
- $K_{tam} = 0.9174$
- $K_{con} = 0.81$
- $K_{sup} = 0.7$
- $K_{car} = 0.8$

Después se calcula el Esfuerzo anular o perimetral que es el esfuerzo máximo que soporta la tubería internamente como respuesta a las sobrepresiones que puedan existir dentro de la tubería.²⁸(Ramón, 2005).

$$\sigma_H := \frac{P \cdot D_{int}}{2tp}$$

Fórmula No.10. Cálculo de esfuerzo anular o perimetral.

Donde:

- σ_H = Esfuerzo Anular. (MPa).

- P = Presión Interna. (MPa).
- Dint = Diámetro interior. (m).
- tp = Espesor de la tubería. (m).

Este cálculo se hace refiriéndose sus condiciones frontera, como lo son la presión máxima (sobrepresión provocada por el ariete) y la presión mínima (provocada por la presión atmosférica si la fuente de abastecimiento de la bomba de ariete o la salida está al descubierto).(Ramón, 2005).

Después se calcula los esfuerzos alternante y estático, que se refieren a el máximo que se puede dar cuando el fluido dentro de si esta en movimiento o en reposo, respectivamente. (Ramón, 2005).

3.9.10.1 Esfuerzo Medio

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{Hmax} + \sigma_{Hmin}}{2}$$

Fórmula No.11. ***Cálculo de esfuerzo medio.***

Donde:

- σ_m = Esfuerzo Medio. (MPa).
- σ_{Hmax} = Esfuerzo Anular máximo. (MPa).
- σ_{Hmin} = Esfuerzo Anular mínimo. (MPa).

3.9.10.2 Esfuerzo alternante

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{Hmax} - \sigma_{Hmin}}{2}$$

Fórmula No.12. Cálculo de esfuerzo alternante.

Donde:

- σ_a = Esfuerzo Alternante. (MPa).
- σ_{Hmax} = Esfuerzo Anular máximo. (MPa).
- σ_{Hmin} = Esfuerzo Anular mínimo. (MPa).

Por último se calcula el factor de seguridad por medio del Criterio de Soderberg, que describe el análisis de resistencia a la fatiga de piezas dúctiles sometidas a esfuerzos fluctuantes o repetitivos, con componentes de tensión/compresión media y tensión/compresión alternante en un punto analizado y estable que la pieza resistirá en el punto analizado siempre que el factor de seguridad sea mayor a 1. (Mecapedia, 2013).

Tal criterio está definido por la siguiente fórmula:

$$\sigma_{eq} = \sigma_m + \frac{S_y}{S_e} + \sigma_a$$

Fórmula No.13. Criterio de Soderberg.

Donde:

- σ_m = Esfuerzo alternante. (MPa.)

- S_y = Esfuerzo Admisible del material utilizado. (MPa).
- S_e = Resistencia a la fatiga real. (MPa).
- σ_a = Esfuerzo Estático. (MPa).

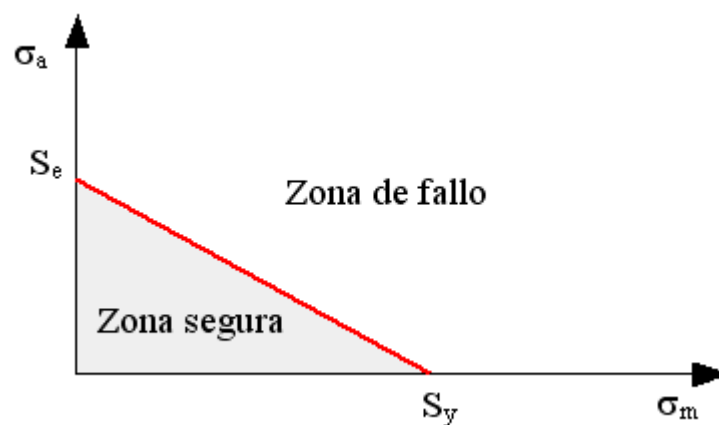
Y el factor de seguridad es calculado como:

$$FS = \frac{S_y}{\sigma_{eq}}$$

Fórmula No.14. Factor de seguridad con criterio de Soderberg.

Para comprender tal factor de seguridad de forma gráfica, se traza la Línea de Soderberg. Con esta se puede analizar hasta qué punto puede resistir el material que esté sometido a esfuerzos fluctuantes como lo es el caso de la bomba de ariete. Esta línea está trazada tanto para tensión como para compresión. (Mecapedia, 2013).

Figura 23: Línea de Soderberg.



Fuente: Mecapedia, 2013.

3.9.11 Cálculo de capacidad de cámara de aire. Calcular las pérdidas por fricción de la línea de descarga de la bomba de ariete, ya que el cálculo del volumen de la cámara de aire depende de la altura de descarga así también como la longitud misma de esta tubería.(Ramón, 2005).

$$H_f = L * \left(\frac{V}{0.85 * C * Rh^{0.63}} \right)^{1.852}$$

Fórmula No.15. Pérdidas por fricción (Hazen y Williams).

Donde:

- H_f = Pérdidas por fricción. (m.c.a)
- L = Longitud tubería de descarga. (m)
- V = Velocidad de diseño. (m/s).
- Rh = Radio hidráulico. [Diámetro/4] (m)
- C = Factor de rugosidad.
- 0.85 = Factor de conversión.

Luego de conocer el valor de las pérdidas por fricción en la tubería de descarga, se determina la presión interior de la cámara de aire, esta presión depende de la altura de elevación o descarga a la cual se quiere llevar el agua. Por lo cual tendremos un nivel máximo y mínimo, para que con estos valores satisfaga la altura de instalación del sistema y si es necesario modificarlo, no tener

inconvenientes futuros con el funcionamiento de la cámara de aire. (Ramón, 2005).

Dependiendo del caso se toma una variación del 4% al 8% de presión dentro de la cámara de aire con relación a la altura de elevación, encontrando así un parámetro de altura mínima y máxima a la que tiene que ser construida la tubería de descarga del ariete hidráulico.(Ramón, 2005).

$$h_{min} = h_{descarga} - [(4\% - 8\%) * h_{descarga}]$$

Fórmula No.16. *Parámetro de altura mínimo.*

$$h_{max} = h_{descarga} + [(4\% - 8\%) * h_{descarga}]$$

Fórmula No.17. *Parámetro de altura máximo.*

Luego a estas presiones máximas y mínimas se les sumo las perdidas por fricción, y el resultado es los valores máximos y mínimos de presión que deberá de soportar la cámara de aire para un funcionamiento correcto.(Ramón, 2005).

$$H_{min} = h_{min} + H_f$$

Fórmula No.18. *Cálculo de altura mínima real.*

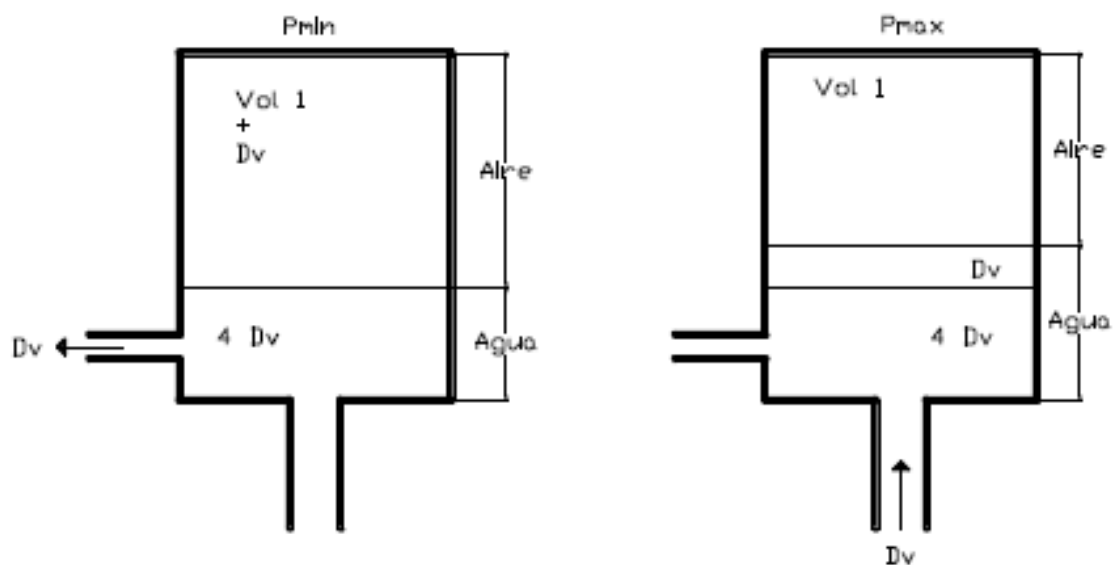
$$H_{max} = h_{max} + H_f$$

Fórmula No.19. *Cálculo de altura máxima real.*

Para determinar el caudal bombeado en cada golpe por la válvula de impulsión, se utiliza el caudal de descarga que ya pasó por dicha válvula y es la que entrara en contacto directo con la válvula de aire. (Expresada en metros cúbicos por minuto).(Ramón, 2005).

Teniendo el caudal, se calcula el volumen bombeado por cada ciclo del ariete, que dentro de la cámara de aire representa una variación de volumen. Para explicar el cálculo siguiente, se muestra a continuación la *Figura 15*:(Ramón, 2005).

Figura 24: Variación de volúmenes de aire y agua.



Fuente: Ramón, 2005.

Por lo tanto para calcular dicha variación de volumen (Dv), tomando un promedio de 50 golpes por minuto ocasionada por la válvula de impulsión del ariete hidráulico, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Dv = \frac{Q_{salida}}{50 \frac{\text{golpes}}{\text{min}}}$$

Fórmula No.20. Variación de volumen.

El aire comprimido dentro de la cámara de aire en la *Figura 11*, se asume que cumple con la ecuación politrópica de los gases, que es:

$$P1 * V1^n = P2 * V2^n$$

Fórmula No.21. Ecuación politrópica de los gases.

Donde:

- P1 = Presión 1. (MPa)
- P2 = Presión 2. (MPa)
- V1 = Volumen 1. (m3)
- V2 = Volumen 2. (m3)
- n = Índice politrópico según el tipo de gas trabajado.

Por lo tanto tomando este aire comprimido como Vol1, dicha ecuación se representa como:

$$P1 * V1^n = P2 * (V1 + Dv)^n$$

Fórmula No.22. Ecuación politrópica de los gases según vaso de cámara de aire.

Entonces despejando para V1, y tomando en cuenta que la P1 y P2 con iguales a Hmax y Hmin respectivamente, la ecuación final está representada como:

$$V1 = \frac{Dv}{\left(\frac{Hmax}{Hmin}\right)^{\frac{1}{n}} - 1}$$

Fórmula No.23. Volumen de aire comprimido en cámara de aire.

Se utiliza con un índice $n = 1.4$, ya que es el respectivo para el aire. En este caso el aire comprimido dentro de la cámara de aire. (Ramón, 2005).

También se calcula el volumen de agua que estará dentro de la cámara de aire cuando el ariete hidráulico esté en funcionamiento, mostrado en la *Figura 15*, por lo tanto la fórmula utilizada para realizar dicho cálculo es:

$$V_{agua} = 4 * Dv$$

Fórmula No.24. Volumen de agua dentro de la cámara de aire.

Para calcular el volumen total necesario mínimo de la cámara de aire para funcionar correctamente, se suma del volumen de aire comprimido al volumen de agua dentro de la cámara. Además de aumentarle un 20% de volumen para asegurar su funcionamiento y posibles requerimientos y modificaciones futuras.(Ramón, 2005).

$$V_t = 1.20 * (V_1 + V_{agua})$$

Fórmula No.25. Volumen total de cámara de aire.

Calculado el volumen que necesario a retener en la cámara de aire, falta dimensionar esta cámara. Por tanto dependiendo del material y diámetro utilizado, según sea el caso, la fórmula para para calcular la altura de dicha cámara está dada por:

$$H_c = \frac{V_t}{\left(\pi * \left(\frac{D_{in}}{2}\right)^2\right)}$$

Fórmula No.26. *Altura de cámara de aire.*

Donde:

- V_t = Volumen total de cámara de aire. (m³)
- D_{in} = Diámetro interior de la tubería elegida. (m)

3.10 Tubería

La tubería es el conducto por el cual se transporta el agua captada en cualquier fuente. La tubería se utiliza para transportar cualquier tipo de fluido y depende del fluido que se transporte se elige el material para transportarlo. Según la Tesis: *Sistematización de proceso de diseño de proyectos de abastecimiento de agua potable*, existen varios materiales para fabricación de tubería pero en cuanto a la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable en Guatemala se utilizan dos:

- La tubería de cloruro de polivinilo (PVC).
- La tubería de Hierro Galvanizado (HG).

- **La tubería de PVC:**

El PVC es un material termoplástico que originalmente es un polvo blanco que se fabrica polimerizando el petróleo y el Cloruro de Vinilo monómero. Este material es el más utilizado a nivel mundial en la fabricación de tuberías. Entre sus características es un material muy versátil porque permite al fabricante producir productos rígidos o flexibles, transparentes u opacos y compactos o espumados. También, posee la característica de ser un producto reciclable que una vez

utilizado se puede volver a utilizar para hacer secciones o artefactos nuevos, aunque esté reciclado mantiene sus propiedades. (ASETUB, 2009)

Las tuberías de PVC son aptas para la conducción de agua para el consumo humano y para el agua no potable, en el riego. Las aplicaciones más habituales de tubería en PVC son:

- Abastecimiento y distribución de agua.
- Saneamiento y drenajes.
- Evacuación de aguas pluviales y residuales en edificios.
- Conducción de aguas reutilizadas.
- Agua de riego.
- Aplicaciones industriales.
- Hidrosanitarios. (ASETUB, 2009)

El PVC se utiliza en presiones relativamente bajas y a la hora de su instalación es necesario enterrar la tubería ya que es una tubería frágil que con un golpe fuerte puede ser dañada. Además de esto se entierra ya que esta tubería no debe de ser expuesta al sol de manera directa ya que con el tiempo se cristaliza y se vuelve aún más frágil y esto no es bueno para ninguna red. (De León, 2005)

El PVC posee una gran variedad de accesorios y tubos que pueden ofrecer buenas soluciones para cada aplicación de transporte de agua. Hay diferentes diámetros de tubos y diferentes presiones nominales. Y en la parte de accesorios, existen codos de diferentes tamaños y ángulos, reductores, tes, yes y muchos otros elementos como válvulas. (ASETUB, 2009)

Las ventajas del PVC:

- Hidráulicas.
 - Poseen una menor pérdida de carga, y esto se debe a que la superficie interna de las tuberías de PVC es muy lisa.

- Inexistencia de depósitos o incrustaciones en el interior de la tubería, esto también afectaría si hubiera en la tubería.
- Son capaces de transportar mayor caudal que otras tuberías con mismo diámetro exterior pero de diferente material.
- Mecánicas.
 - Mejor comportamiento a la hora de que ocurre el golpe de ariete.
 - Resiste presiones más altas en su interior.
- Físicas.
 - El espesor de la tubería puede ser menor debido a sus elevadas tensiones con la que es diseñada.
 - Es más fácil manipular, transportar e instalarla y esto reduce los costos a la hora de trabajarla.
 - Es un sistema uniforme ya que todos los accesorios que se utilizan son del mismo material.
- Químicas.
 - Material inofensivo que permite la conservación de las propiedades del agua.
 - Químicamente estable.
 - No se oxida.
 - Es un material auto extinguido y muy resistente al fuego, no se funde formando gotas de material combustible. (ASETUB, 2009)

- **La tubería de HG:**

La tubería en hierro galvanizado se utiliza en donde la tubería de PVC no es suficiente o simplemente no se puede utilizar. Por ejemplo si la tubería debe ir expuesta, se debe utilizar una tubería de HG. Esta tubería tiene propiedades y características totalmente distintas a las presentadas por la tubería de plástico. (De León, 2005)

A continuación se detallan ciertas características de la tubería de hierro galvanizado (HG):

- Tubería pesada.

- De juntas roscadas no tan fáciles de instalar.
- Manipulación más complicada.
- El transporte de esta tubería es dificultoso.
- El acarreo del material en obra es muy difícil.
- El costo de la tubería es bastante elevado.

Esta tubería se utiliza en situaciones donde no se pueda enterrar por el terreno. En caso de un terreno rocoso muy difícil de perforar, no hay otra opción que utilizar tubería de HG, la cual sí puede ir expuesta. Y otro detalle muy importante que hay que mencionar es que la tubería de HG tiene paredes muy resistentes lo que permite trabajar con presiones mucho mayores que la tubería de PVC. La tubería de HG se utiliza si la presión ejercida en algún tramo no la soporta una tubería de PVC. (De León, 2005)

3.11 Sistemas de distribución de agua

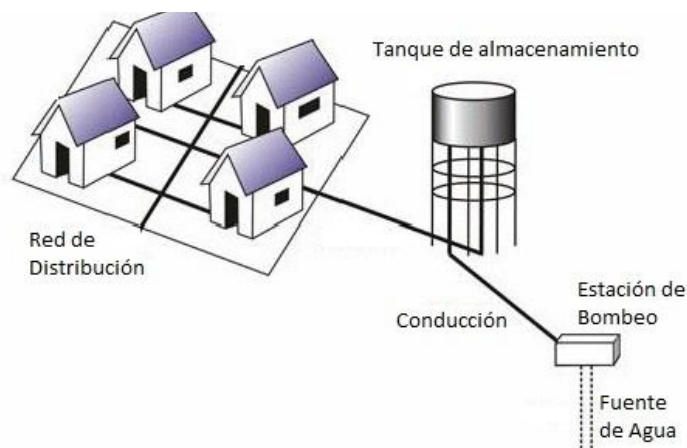
El sistema de distribución de agua se diseña con base en normas y guías para poder brindar un excelente uso. La distribución del agua consiste en conducir el agua de un punto a otro. Puede ser de un pozo a una casa, de un río a una fábrica o muchas otras opciones que se detallan más adelante. La red de distribución tiene como propósito alimentar a todas las casas de la comunidad. Esta red distribuye los caudales conforme a la necesidad. La distribución de agua va desde el tanque de almacenamiento hasta las viviendas de la comunidad. Se debe tener en cuenta que antes de la red se tiene que captar el agua y llevarla hasta el almacenamiento.

3.11.1 Componentes del sistema. Los sistemas de distribución se componen de lo siguiente se componen de:

Fuente→Bombeo→Conducción→Tanque de almacenamiento→Red de distribución.

A continuación se presenta un esquema de los componentes:

Figura 25: Esquema de componentes del sistema.



Fuente: Serratos Ríos, Karina (2013).

3.11.2 Fuente de agua. El agua se puede encontrar de varias maneras; existen aguas superficiales y aguas subterráneas. Las aguas superficiales son las que se refieren a ríos y lagos mientras que las aguas subterráneas se refieren a pozos. Hoy en día la forma más común de obtener el recurso es por medio de pozos ya que los ríos y lagos están contaminados. Hay que tomar en cuenta que con la cantidad de pozos existentes y con la cantidad de agua que se extrae del suelo, el nivel freático cada vez baja más y los pozos tienen que ser cada vez más profundos para lograr obtener el recurso.

3.11.3 Bombeo. El bombeo es la parte del sistema que tiene como propósito elevar un fluido a un nivel más alto. También convierte la energía mecánica en energía hidráulica. Sin el bombeo no se podría alimentar sistemas de distribución a menos que fuera por gravedad o acarreo. (Hidráulica Niche, 2013)

Según el tipo de aplicación, el terreno y otros factores, se seleccionará uno u otro tipo de bomba. Las bombas hidráulicas no son capaces de generar una presión sino de suministrar un caudal constante. La presión que se genera en las tuberías se debe a algún tipo de resistencia que el caudal que suministra la bomba tenga que vencer. (Hidráulica Niche, 2013)

3.11.4 Sistema de conducción. Una vez captada el agua se procede al traslado del líquido hasta el área de almacenamiento y de allí a la red de distribución. Es importante recalcar que en el sistema se deben colocar diferentes elementos o accesorios para garantizar el buen funcionamiento de la conducción. La tubería de conducción debe tener válvulas para el mantenimiento de las líneas. Estas válvulas deben ir protegidas de la intemperie por medio de cajas que las cubran, cajas de registro, que impiden la manipulación inadecuada o daños por personas no autorizadas. Estos accesorios que se colocan en la conducción también pueden verse ubicados en la distribución, sin distinción alguna más que la ubicación del mismo. (De León, 2005)

3.11.4.1 La tubería de la conducción. La tubería de la conducción transporta el agua desde la captación hasta el tanque de almacenamiento. En la conducción de agua se utilizan pasos aéreos o pasos de zanjón de acuerdo al perfil topográfico del lugar. Si en el terreno se tiene una hondonada o un barranco se puede atravesar de un extremo a otro con un paso aéreo. El paso de zanjón también es utilizado para pasar la tubería por lugares difíciles en donde no se puede seguir la forma del terreno. (De León, 2005)

Como toda tubería, la línea de conducción necesita un mantenimiento constante y para ello se le colocan válvulas, que también tienen función importante en el diseño. (De León, 2005)

3.11.4.2 Válvulas y obras de arte. Las obras de arte en la hidráulica son aquellas que perfeccionan el diseño para convertirlo un diseño óptimo y eficiente. Existen diferentes tipos de válvulas y obras de arte y entre estas tenemos los siguientes:

- **Válvulas de aire:**

La tubería de conducción en el momento de la construcción no transporta agua, por lo que está llena de aire. En el inicio, cuando por primera vez se abre la válvula de compuerta de la captación, el agua comienza a ocupar el lugar del aire y la presión del aire comienza a aumentar por tener un menor volumen en la tubería. Si el agua llegara a reducir el volumen del aire, de tal forma que aumentará la presión de éste hasta tal punto que se igualara con la presión del agua, entonces, en ese momento, se detendría la conducción del agua. Si se permite que esto suceda, el agua no llega a su destino. Para evitar esto, es necesario evacuar todo el aire posible de la tubería.

Es por esta razón que en todos los puntos más altos de la tubería de conducción se colocan válvulas de aire, cuya función es liberar el aire dentro de la tubería para garantizar una conducción continua del agua y que la red de distribución no sufra de escasez. (De León, 2005)

- **Válvulas de limpieza:**

Se instalan válvulas de limpieza en los puntos bajos de la red, cuidando que al hacer uso de ellas, los caudales que afloran deberán ser conducidos a algún zanjón para que no provoquen algún daño. Estas válvulas son tipo compuerta y es recomendable que se coloquen en los puntos más bajos, para que se pueda extraer la basura de una manera más sencilla y que los residuos se junten en esa

parte de la tubería. Si no se limpia esta tubería constantemente se puede llegar a tapar y obstruir el paso del agua. (INFOM, 2011)

Las válvulas tanto de aire como de limpieza deben de ir protegidas por una caja para seguridad de la misma. La válvula de limpieza debe tener una caja que en la parte inferior permita la filtración del agua para darle el debido mantenimiento.

- **Válvulas de control:**

Este tipo de válvulas se requieren en la red para efectuar reparaciones y mantenimiento, funcionan como cajas de registro; se localizan en lo posible en forma tal que permitan aislar un tramo, sin dejar fuera de servicio una gran extensión de la red. Se sugiere una válvula para cada 20 viviendas. Estas válvulas serán tipo compuerta. (INFOM, 2011)

- **Cajas reguladoras de caudal:**

Se utilizan cuando el diseñador considera que, por razones de operación de la red u otras causas, es necesario regular los caudales a distribuir, de forma más equitativa. (INFOM, 2011)

- **Cajas rompe presión:**

Se podrán utilizar en líneas de conducción y en ramales abiertos. El propósito de estas cajas es hacer caer la piezométrica en un punto del trayecto, para que inicie de nuevo su recorrido partiendo de las condiciones iniciales. Esto ayuda a que la presión no siga subiendo y se tenga que colocar una tubería más resistente y por consiguiente más pesada. (INFOM, 2011)

3.11.5 Tanques de almacenamiento de agua. Los tanques de almacenamiento de agua proporcionan a la comunidad la seguridad que en cualquier momento, no importando el acontecimiento que suceda, tendrán agua

suficiente para abastecer su necesidad. Los elementos de su funcionalidad rigen básicamente por:

- Tener capacidad de regular las variaciones horarias del consumo o demanda, considerando la capacidad de producción de la fuente.
- Las dimensiones del predio donde su ubicará.
- Ventilación: tubería de 2 pulgadas como mínimo.

Los tanques de distribución pueden construirse debajo del nivel del terreno, sobre el nivel del mismo o semienterrados. Una vez definido el tipo de tanque y su ubicación, se consideran las obras necesarias. Debe tener instalaciones para ventilación, rebalse y limpieza; la tubería de salida debe tener válvula y estar instalada a 0.10m sobre el nivel del piso del tanque, como mínimo, para que no se introduzcan residuos o sedimentos. (INFOM, 2011)

3.11.5.1 Tipos de tanques. Los tipos de tanques que indica la “Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano”, son:

- Tanques enterrados.
- Semienterrados.
- Superficiales.

Se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos para la construcción de estos tanques:

- Aislarlos mediante cerco, para evitar la entrada de personas o animales, o ser usada para disposición de desechos.
- Ubicarlos a una distancia y altura convenientes, respecto a cualquier posible fuente de contaminación.
- La superficie del terreno alrededor del tanque debe tener una pendiente que permita drenar hacia afuera el agua superficial.

- El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático y,
- Las paredes de los tanques enterrados deben sobresalir por lo menos 30cm de la superficie del terreno. (INFOM, 2011)

Los tanques elevados, otro tipo de tanque que indica la guía antes mencionada deben de tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Que el nivel mínimo de agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- Que la tubería de rebose descargue libremente.
- Que la tubería de salida hacia el servicio ingrese al tanque como mínimo 20cm.
- Tubo de desagüe con su correspondiente válvula de compuerta para que se pueda vaciar el tanque.
- Dispositivo para ventilación convenientemente protegidos.
- Escaleras interiores y exteriores.
- Deben protegerse las tuberías de rebose y desagüe para que no entren insectos u otros animales.
- Memoria de cálculo estructural.
- Especificaciones del material a utilizar.
- Protección en las escaleras en caso de caídas o accidentes.

Los tanques elevados se necesitan cuando la altura del terreno no es suficiente, y se necesita llegar a columnas de agua más altas que las que se logran con poner el tanque en la superficie. Su costo es más elevado. (INFOM, 2011)

3.11.5.2 Características del tanque. Los tanques deben contar con los siguientes elementos:

1. Acceso al tanque
2. Escalera de acceso

3. Tubería de entrada
4. Tubería de salida
5. Válvula en la tubería de salida
6. Tubería de desagüe
7. Tubería de rebalse
8. Ventilación

Los elementos listados anteriormente son específicamente para el óptimo funcionamiento de un tanque de almacenamiento. A continuación, se describe a detalle cada uno de ellos.

- **El acceso al tanque:**

Debe ser una superficie libre de por lo menos 0.60x0.60m en la parte superior, con una puerta para poder cerrarlo en caso no se esté trabajando en él. El propósito de este acceso, es permitir el paso de una persona para que pueda darle el debido mantenimiento al tanque. Es importante que la puerta o tapadera sea sanitaria, siempre dejando los extremos, no a nivel, para restringir el ingreso de agua sucia, agua de la superficie, desechos de animales y otros factores que pueden contaminar el agua dentro del tanque de almacenamiento.

- **Escalera de acceso:**

Permite el acceso a la persona o personas que realizan el mantenimiento del tanque de almacenamiento, también puede favorecer las actividades de construcción y acabados finales. Los peldaños del interior del tanque deben ser de un material que no se oxide ya que este óxido causa que el agua para el consumo se contamine. Los escalones deben ser fabricados con concreto, plástico o incluso hierro galvanizado pero de preferencia de concreto o plástico para evitar la oxidación de ellos. (De León, 2005)

- **Tubería de entrada:**

Debe ser del mismo diámetro que la tubería de conducción, nunca menor, para regular la cantidad de agua que ingresa al tanque. Siempre debe colocarse al ingreso del tanque una válvula de compuerta protegida por una caja de registro. (De León, 2005)

- **Tubería de salida:**

Guarda condiciones similares a la tubería de entrada. También cuenta con una válvula de compuerta que pueda abrir o cerrar el sistema de distribución. La diferencia con esta tubería es que el diámetro no siempre va a ser igual al diámetro de la tubería de conducción. Debido a que en las horas pico es muy probable que el consumo sea mayor a la cantidad producida por la fuente y transportada por la línea de conducción, usualmente el diámetro de salida es mayor al diámetro de entrada, este detalle lo determina el diseño de la red. (De León, 2005)

- **Válvula en la tubería de salida:**

En este punto el agua ya está limpia, pero siempre existe la posibilidad de contaminación, por lo que debe colocarse al tanque una válvula al inicio de la tubería de distribución. Este accesorio tampoco se encuentra en muchos proyectos por falta de normativa, pero al no colocarlo se pone en riesgo la fase de distribución y la calidad del agua que se suministra. (De León, 2005)

- **Tubería de desagüe:**

El principal propósito de la tubería de desagüe es permitir la evacuación rápida del agua contenida en el tanque y la realización de las actividades de mantenimiento en el tanque. (De León, 2005)

- **Tubería de rebalse:**

Es la encargada de que el tanque no se rebalse si en caso siguiera llenando más de lo necesario. Debe estar ubicada a una distancia aproximada de 0.20m de la cara inferior de la losa de cubierta. La altura entre el nivel máximo posible y el nivel del piso es la altura útil. Es el nivel de la altura útil el que se toma de almacenamiento, después de este nivel se expulsa el agua por el rebalse. (De León, 2005)

- **Ventilación:**

La función de la tubería de ventilación es nivelar la presión interior del sistema con la presión atmosférica. Debe colocarse en la parte superior pero con un codo o algún accesorio que dirija la abertura hacia abajo, así se evita la entrada de polvo, suciedad, lluvia o insectos. Aparte debe llevar una malla en el interior para evitar el ingreso de otros animales. (De León, 2005)

3.11.6 La red de distribución. El diseño de una red de distribución de agua potable consiste en determinar los diámetros de cada una de las tuberías que la conforman. Tomando en cuenta un caudal de consumo en cada uno de los nodos fijados por la demanda de agua potable y una presión mínima en las horas de máximo consumo fijada por una norma local. (Saldarriaga, 2007)

Para poblaciones en general, el cálculo de la red se realiza preferentemente por el método de la gradiente hidráulica, considerando que las presiones de servicio en cualquier punto de la red, están limitadas entre 10 y 60 metros de columna de agua. (INFOM, 2011)

La velocidad del agua en las tuberías oscila entre 0.60 y 3.00 m/seg; fuera de este rango, el diseñador debe justificarlos en su memoria. El método de Hardy-Cross se utiliza conjuntamente con métodos computarizados para verificación del

cálculo, en el que se admite, para el cierre de los circuitos, una aproximación no mayor de 1% del caudal de entrada. (INFOM, 2011)

Para estimaciones preliminares en distribuciones abiertas, se emplea el método de secciones o cualquier otro método afín cuya eficacia esté comprobada. En todo caso se considera la optimización de los resultados.

Se deben diseñar circuitos cerrados, pero se aceptan ramales abiertos que partan de la tubería matriz de distribución, siempre que cumplan con las presiones de servicio y terminen en conexiones prediales o domiciliarias, servicios públicos, o en casos excepcionales, en puntos muertos provistos de válvula que sirvan para la limpieza de la tubería. El diseño de la red debe contemplar el posible crecimiento y desarrollo de la comunidad, con el fin de proveer facilidad de ampliaciones. (INFOM, 2011)

3.11.6.1 Presiones en la red. Las presiones se deben cumplir en consideración a la menor diferencia de altura de las viviendas conforme el tanque de almacenamiento cuando es alimentación por gravedad. Las presiones deben tener los siguientes valores en la red de distribución para funcionar óptimamente:

- Mínima 10 m.c.a (metros columna de agua) de presión de servicio.
- Máxima 60 m.c.a (metros columna de agua) de presión de servicio.

Si la presión hidrostática máxima es de 60 m.c.a., debe prestarse especial atención a la calidad de las válvulas, uniones, codos y todos los accesorios que se encuentren en la tubería para evitar fugas cuando el sistema esté funcionando. (INFOM, 2011)

3.11.6.2 Parámetros principales a considerar en un diseño

de red. Al diseñar un sistema de abastecimiento o distribución de agua potable, los parámetros considerados son:

- Dotación de agua.
- Período de diseño.
- Número de habitantes o población futura.
- Factores de variación del consumo.
- Cálculo de caudales diarios y horarios.

El diseñador de la red de distribución debe conocer los detalles de cada uno y tiene el criterio correcto para poder determinar los valores de los parámetros que a continuación se presentan: (Echeverría, 2011)

- **Dotación de agua:**

Es la cantidad de agua que necesita un habitante por día. La dotación se define tomando en cuenta:

- Clima.
- Calidad y cantidad de agua.
- Presiones.
- Servicios comunales y públicos.
- Actividades productivas.
- Facilidad de drenaje.
- Administración del sistema.
- Condiciones socioeconómicas de la población.
- Estándar de vida.
- Tipo de sistema de abastecimiento.

Si la comunidad no tiene estudios de demanda de agua poblacional se utilizan los siguientes datos para el cálculo:

- **Tipos de dotación:**

- Llenacántaros: 30 a 60 l/hab/día.
- Llenacántaros y conexiones Prediales: 60 a 90 l/hab/día.
- Conexiones prediales: 60 a 120 l/hab/día.
- Intradomiciliares: 90 a 170 l/hab/día.
- Pozo excavado: 20 l/hab/día. (Echeverría, 2011) (INFOM, 2011)

- **Periodo de diseño:**

Es el tiempo para el cual se calcula el diseño del sistema, en el que va a brindar un servicio óptimo a la comunidad. Para determinar este periodo se toman en cuenta los siguientes factores:

- Vida útil de los materiales.
- Costos y tasas de interés.
- Comportamiento del sistema en sus primeros años.
- Calidad de los materiales.
- Futuras ampliaciones del sistema.
- Población de diseño.
- Caudal.

Para obras civiles se asigna un periodo de diseño (n) de 20 años, de acuerdo a la "Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano". (Echeverría, 2011) (INFOM, 2011)

- **Población futura:**

Es la población para la cual se diseña tomando como base el periodo de diseño mencionado anteriormente. Por ejemplo: Se diseña para la población que

habrá en Mixco en 20 años. Esto con el propósito de cumplir con el periodo de diseño ofreciendo un servicio óptimo. (Echeverría, 2011)

- **Caudal medio diario:**

Es el caudal que consume la comunidad entera, la cantidad de agua que va a consumir por día. En base a este caudal se determinan los caudales con los que se calcula la línea de conducción y con los que se diseñan la red de distribución. Con este caudal también se calcula el volumen del tanque de almacenamiento y es la base para una buena parte del diseño. (Echeverría, 2011)

- **Caudal máximo diario:**

Es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción y se obtiene por medio del factor de día máximo que oscila entre 1.2 y 1.5 según la “Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano”. (Echeverría, 2011) (INFOM, 2011)

- **Caudal máximo horario:**

Es el que se utiliza para diseñar la red de distribución de agua potable, la que lleva el agua del tanque de almacenamiento a las viviendas. Se calcula multiplicando el caudal medio por un factor entre 2.0 y 3.0 según la “Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano”. (Echeverría, 2011) (INFOM, 2011)

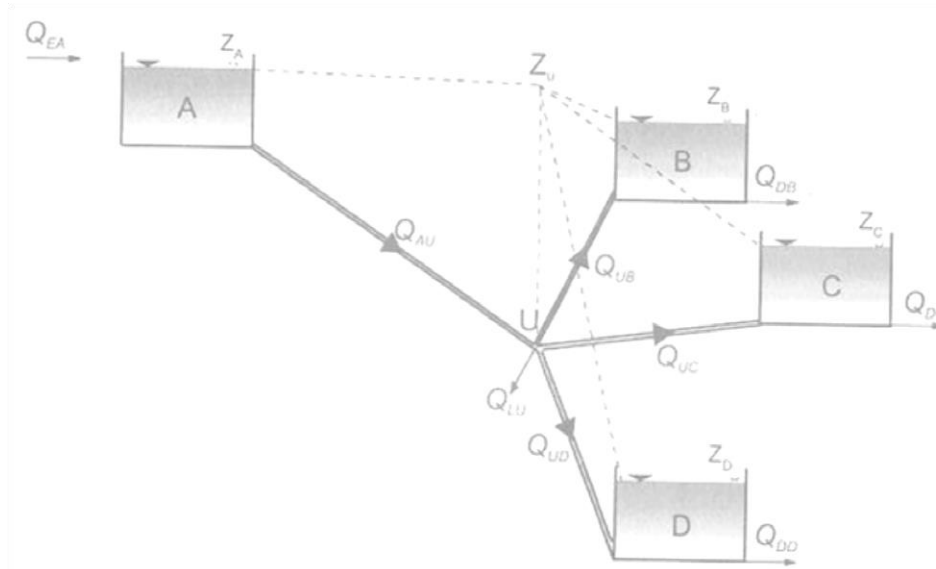
3.11.6.3 Tipos de redes. Para la distribución de agua existen dos tipos de redes según Saldarriaga. A continuación se describen las dos que se presentan y más adelante se comparan las características para saber cuál es la que más conviene según el caso:

- **Redes abiertas:**

Se caracterizan por no tener ningún circuito cerrado en el sistema. Los ejemplos típicos de este grupo son las redes de tubos madres o líneas expresas en sistemas de distribución de agua potable. Un sistema de tuberías que une una batería de pozos de agua con un tanque de abastecimiento o una planta de tratamiento, la red contra incendios en el interior de una edificación, o el sistema conformado por la tubería principal y las tuberías secundarias en un sistema de riego localizado de alta frecuencia, son otros ejemplos de redes abiertas. (Saldarriaga, 2007)

Las redes abiertas son aquellas donde los tubos que la componen se ramifican, sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera. En la Figura 3 se puede observar un ejemplo. En esta red se debe conocer o suponer la dirección del gasto en los diversos tramos para poder resolverla o diseñarla.

Figura 26: Ejemplo de red abierta.



Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

- **Redes cerradas:**

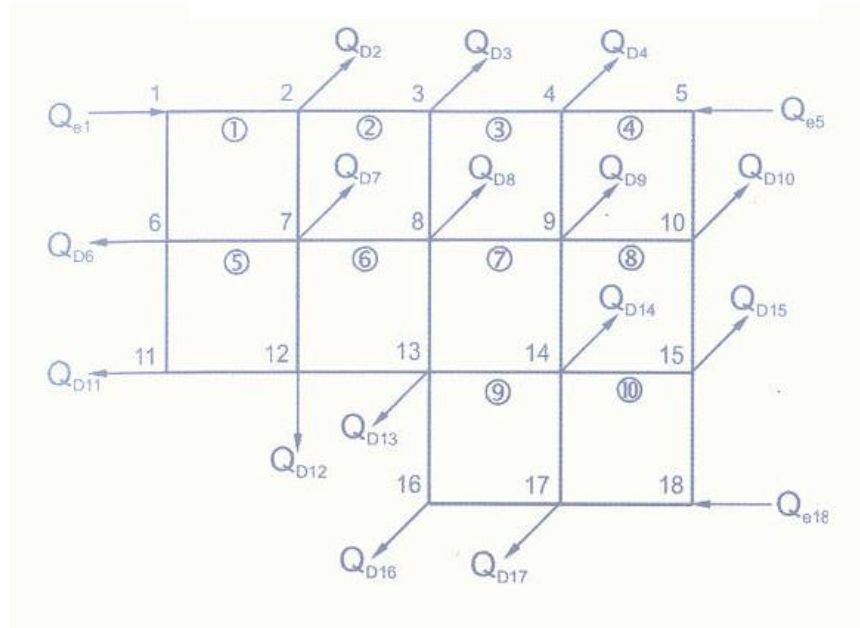
Son aquellas en las que los conductos que la componen se cierran formando circuitos, conocidas como sistemas con circuitos cerrados o ciclos. Su característica primordial es tener algún tipo de circuito cerrado en el sistema.

El objetivo es tener un sistema redundante de tuberías: cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede ser alcanzada simultáneamente por más de una tubería, aumentando así la confiabilidad del abastecimiento. Es este el tipo de red que usualmente conforma el sistema de distribución de agua potable de una ciudad (el indicado a utilizar en esta investigación).¹

¹ Tomado de Saldarriaga, Juan. *Hidráulica de tuberías, abastecimiento de agua, redes, riego*. Colombia. Alfaomega Bogotá, D.C. 2007. 692 págs.

En la Figura 4 se puede observar un ejemplo de una red cerrada. Los circuitos de agua que forman las redes cerradas son los que normalmente se utilizan para distribuir el agua potable en ciudades, comunidades o incluso para las industrias.

Figura 27: Ejemplo de red cerrada.



Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

Para solucionar este tipo de redes se utilizan dos tipos de ecuaciones: la ecuación de pérdida de energía y la ecuación de nodo. (Sotelo, 1994)

- La ecuación de nodo. Por razones de continuidad indica lo siguiente:

Fórmula No.27. Diferencia de caudales en cada nodo

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} + Q_i = 0$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

Donde:

- $i=1, 2, \dots, n$
- Q_{ij} = Gasto que va del nodo j al nodo i (negativo si llega al nodo i y positivo si sale)
- Q_i = Gasto que sale o entra el nudo i
- $j \in i$ Se lee de la siguiente manera “para todos los nudos j conectados al i a través de un tubo”. (Sotelo, 1994)

- La ecuación de pérdida.

La pérdida por fricción en cada tramo está dada por la fórmula de fricción correspondiente, donde al substituir la velocidad expresada por la ecuación:

Fórmula No.28. Ecuación de la velocidad para red cerrada.

$$V_{ij} = \frac{4Q_{ij}}{\pi D_{ij}^2}$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

Resulta:

Fórmula No.29. Ecuación de la pérdida para red cerrada.

$$h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

Este método se puede utilizar para resolver una red cerrada y también se puede acudir a otros métodos como lo es Hardy Cross y por medio de los medios tecnológicos de hoy en día, más conocidos como software de computación.

Tabla 22: Comparativo de redes abiertas y redes cerradas.

<u>Redes cerradas</u>	<u>Redes abiertas</u>
<ul style="list-style-type: none"> • Conocidas como sistemas con circuitos cerrados. • Mantienen la presión dentro de la tubería. • Son utilizadas normalmente para sistema de distribución de agua potable de una ciudad o comunidad. 	<ul style="list-style-type: none"> • Conocidas como sistemas sin circuitos cerrados. • Están expuestas a la presión atmosférica y funcionan con ramificaciones. • Son utilizadas para sistemas de riego.

Fuente: Elaboración propia.

3.11.6.4 El cálculo de las tuberías de la red cerrada. El cálculo de las tuberías se puede obtener con diferentes procedimientos, y cada uno tiene su propia fórmula. Por ejemplo, si se usa la fórmula Hazen-Williams (detallada más adelante) se tienen que utilizar las especificaciones para trabajar en el método Hazen-Williams. (De León, 2005)

Para el cálculo de las tuberías hay que tomar en cuenta las pérdidas de caudal que se presentan en el proceso de conducción. Estas pérdidas dependen mayormente de la rugosidad de la tubería y se mide por ciertos coeficientes dependiendo del sistema, pero en cada fórmula los coeficientes son diferentes. Por ejemplo, el coeficiente de HW y el coeficiente de DW son diferentes para el cálculo al igual que la fórmula utilizada. (De León, 2005)

La rugosidad relativa es el tamaño promedio de las asperezas del material con que está hecho el tubo, en proporción al tamaño del diámetro del mismo. Por lo tanto, al considerar que las asperezas de los materiales son más o menos

constantes, entonces se concluye que la rugosidad relativa será mayor cuando el diámetro sea menor.²

- **Ecuación de Darcy-Weisbach:**

Es una ecuación de resistencia fluida más general para el caso de tuberías circulares fluyendo a presión, la cual es el resultado de aplicar las leyes físicas del movimiento de Newton. Esta ecuación la estableció Henry Darcy, utilizando experimentos de flujo en tuberías, los cuales se desarrollaron en Chaillot, cerca de París, en el año 1849 y 1850. Los experimentos realizados por Darcy incluyeron diámetros desde 0.0122 hasta 0.5m, mientras que los materiales de las tuberías incluyeron vidrio, hierro, plomo, hierro recubierto con bitumen, hierro fundido y latón. Las condiciones de la pared variaron desde material nuevo hasta material usado con incrustaciones y las velocidades promedio variaron en el rango de 0.03 y 6.01m/s. La medición de los caudales se llevó a cabo por métodos volumétricos recolectando el agua en tanques aforados. Las longitudes de las tuberías fueron siempre superiores a 100m, excepto para las tuberías de vidrio y de plomo, las cuales fueron de 50m aproximadamente. Las caídas en la altura piezométrica se midieron utilizando piezómetros, dejando de lado los primeros 4.7m de tubería. (Saldarriaga, 2007)

Años más tarde J.T. Fanning fue el primero en combinar los resultados experimentales de Darcy con la ecuación de Julios Weisbach. Así se pudo obtener una ecuación basada en la física, que a la vez se ajustaba a los datos experimentales. El diseño hidráulico requería una ecuación que predijera las

² De León Toledo, Mario José. 2005. Sistematización del proceso de diseño de proyectos de abastecimiento de agua potable en comunidades de menos de 10,000 habitantes, atendidas por el E.P.S. de la facultad de arquitectura USAC. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Arquitectura. Guatemala. 174 págs.

pérdidas por fricción como función del fluido, la velocidad, el diámetro de la tubería y el tipo de material de la tubería. Weisbach, propuso en el año 1,845 la ecuación que se utiliza hoy en día. (Saldarriaga, 2007)

Cuando en el diseño de sistemas de tuberías a presión de PVC, se definen condiciones relacionadas con la rugosidad relativa de la tubería y el número de Reynolds, la fórmula Darcy-Weisbach provee una excelente herramienta de diseño. Su forma usual es:

Fórmula No.30. Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \frac{l v^2}{d 2g}$$

Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

Donde:

hf= Pérdida de carga total

f= Coeficiente de fricción

L= Longitud de tubería

d= Diámetro interior

v= Velocidad de flujo

g= Gravedad

Esta ecuación predice las pérdidas debidas a la fricción fluida sobre la pared de la tubería y a los efectos de la viscosidad del fluido y no incluye las pérdidas menores en accesorios. Weisbach estableció también la fórmula para calcular el factor de fricción (f) para utilizar en la ecuación presentada anteriormente. (Saldarriaga, 2007).

Fórmula No.31. Cálculo del factor de fricción Darcy-Weisbach.

$$f = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}} 6$$

Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

- **La Ecuación de Hazen-Williams:**

El método más utilizado para el cálculo de tuberías de agua potable se basa en la fórmula propuesta por los científicos Hazen y Williams. La Ecuación de Hazen Williams se manifestó como un abandono a la ecuación de Darcy-Weisbach, sin importar su naturaleza como ecuación deducida de la teoría de la física clásica y fue una de las ecuaciones más exitosas. ^{1,2}

El coeficiente de rugosidad en esta ecuación se conoce como el coeficiente de Hazen-Williams (HW). (Saldarriaga, 2007)

La fórmula de HW se ha empleado en Guatemala durante muchos años para diseñar tubería, proporcionando resultados bastante certeros. Incluso, los fabricantes de tubería brindan en los manuales técnicos los coeficientes de sus distintos productos, para ser utilizados en esta fórmula. El problema del flujo hidráulico es determinar la pérdida de carga que ha tenido un sistema. Es para eso que la fórmula de Hazen-Williams lo considera dependiente de la rugosidad relativa y lo establece como: (De León, 2005)

Fórmula No.32. Pérdida de carga de Hazen-Williams

$$H = K' * \frac{L}{1000} * Q^{1.85}$$

Fuente: De León, Mario (2005).

Donde:

- H = Pérdida de carga, en metros.
- L = Longitud de la tubería, medida en metros.
- Q = Caudal en lts/seg
- $K' = 1743.811 / (C^{1.85} * D^{4.87})$
- C = Coeficiente de Hazen-Williams. Depende del tipo de tubería (material).
Ejemplo: PVC → 140.
- D = Diámetro (medido en pulgadas)

Sustituyendo estos valores en la ecuación, queda una resultante de la siguiente manera:

Fórmula No.33. Hazen-Williams

$$H = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

Analizando un poco la fórmula, se puede observar que mientras mayor sea la constante o coeficiente de Rugosidad de Hazen-Williams, la pérdida de carga o H va a ser menor. Al igual que si se incrementa el Diámetro, la H va a disminuir y eso es lo que le interesa al diseñador del sistema: Tener la menor pérdida posible para mantener presiones suficientes en toda la red. (De León, 2005)

El uso extendido de la fórmula se reflejó en las normas de diseño expedidas en Estados Unidos, las cuales fueron heredadas por muchos otros países. Uno de los grandes méritos de esta ecuación es la posibilidad de calibrar una tubería, o sea, establecer fácilmente cuál es la pérdida de altura que debe tener para un determinado caudal sin necesidad de medirla, lo cual permite detectar fugas en forma rápida. . (Saldarriaga, 2007)

3.11.6.5 Diseño de la red cerrada. Existen diferentes formas para diseñar una red cerrada de agua potable. Esta se caracteriza por mantener las presiones en todo el recorrido de la tubería y, para diseñarse, se deben de respetar las presiones mínimas y máximas que requiere todo diseño. La red cerrada se puede diseñar por el método de Hardy Cross de manera manual y tradicional y también se puede acudir a software computarizado, como el programa EPANET, para diseñar el sistema de manera más eficiente, exacta y rápida.

- **El Método de Hardy Cross:**

En una red cerrada cualquiera se eligen circuitos elementales como los formados en la Figura 4. Normalmente circuitos que son encontrados en redes cerradas. En cada nodo de la red se asigna una salida de caudal si es que tiene alguna. Es muy importante que ningún tramo de la red quede sin ningún caudal asignado ya que eso afecta el proceso. Es necesario establecer una convención de signos para el diseño y proceso de este método. (Sotelo, 1994)

Para proceder a la solución del método de Cross, primero se estiman los gastos en los tramos, haciendo que se satisfaga la ecuación de nudo con los valores estimados y los ya conocidos. La rapidez en la convergencia del método es muy diversa, y depende tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nodo.

Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con tres o cuatro iteraciones, en redes grandes se pueden necesitar desde treinta a cincuenta iteraciones o más. La computadora hace rápidamente el cálculo, ahorrando tiempo. Hoy en día las computadoras son herramientas muy útiles y

existen diferentes software dedicado específicamente al diseño de redes de distribución de agua como el software: EPANET. (Sotelo, 1994)

La convergencia del método se puede hacer más rápida si el valor de la corrección en cada paso se multiplica por un factor, entre 0.50 y 1.00, cuya magnitud depende del tipo de red y del grado de exactitud deseada. Si se desea realizar el proyecto en un futuro y aplicar los cálculos realizados para obtener un diseño óptimo, es recomendable no usar este factor o simplemente acudir a las herramientas disponibles. (Sotelo, 1994)

Los pasos que se deben de seguir para realizar este método son los siguientes:

1. Fijar los puntos de consumo y determinar los caudales.
2. Distribuir los caudales.
3. Asumir o determinar los diámetros de tubería para cada tramo.
4. Calcular las pérdidas de carga en cada tramo.
5. Para cada tramo calcular la relación H_f/Q .
6. Efectuar las sumatorias: ΣH_f y $\Sigma H_f/Q$.
7. Calcular las correcciones: Δ . Por medio de la fórmula:

Fórmula No.34. *Correcciones de caudal para método de Hardy Cross*

$$\Delta = \frac{-\sum H_f}{1.85 \times \sum \frac{H_f}{Q}}$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

8. Calcular el nuevo caudal:

Fórmula No.35. *Nuevo caudal para método de Hardy Cross.*

$$Q_{nuevo} = Q + \Delta$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

9. Realizar otra iteración y así sucesivamente hasta que Δ sea igual o menor al 1% del caudal. Si esta condición no se cumple el paso a seguir es regresar al inciso 4.
10. Calcular los caudales finales y las pérdidas de carga.
11. Calcular las presiones en la red.

- **Software EPANET:**

EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nodos, bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. El programa efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones de los nodos y los niveles de depósitos a lo largo del periodo de simulación. (García, 2006)

EPANET es un programa que tiene un potente simulador hidráulico que ofrece lo siguiente:

- No existe límite en cuanto al tamaño de la red que se quiera trabajar.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante distintas fórmulas:
 - Hazen-Williams
 - Darny-Weisbach
 - Chezy-Manning
- Contempla perdidas menores en accesorios.
- Admite bombas de velocidad fija o variable.
- Determina el consumo energético.
- Permite considerar varios tipos de válvulas.

- Admite depósitos de geometría variable
- Considera diferentes tipos de demanda en los nodos. (García, 2006)

Los pasos a seguir para modelar un sistema de distribución de agua con el software son los siguientes:

1. Dibujar un esquema de la red o importar un esquema.
2. Editar las propiedades de los elementos que configuran el sistema en el editor de propiedades.
3. Describir el modo de operación del sistema.
4. Seleccionar las opciones de cálculo.
5. Realizar el análisis hidráulico corriendo el programa.
6. Observar los resultados en tablas o gráficas para poder compararlos con la teoría. (García, 2006)

3.12 Drenajes

Son conocidos como las tuberías a través de las cuales se desalojan los fluidos o líquidos que utilizan las personas. Se encargan de evacuar los desechos y las aguas contaminadas hacia otro lugar para el bienestar e higiene de una comunidad o población. Los drenajes que evacuan las aguas de hogares en una comunidad, son mejor conocidos como drenajes sanitarios y estos son los que trasladan las aguas negras. Muchas veces estos drenajes son dirigidos a plantas depuradoras o plantas de tratamiento y posteriormente el agua se vierte por un cauce para continuar con el ciclo del agua mencionado en el inciso 1.1.

En este inciso se describen las consideraciones generales y parámetros que deben tomarse en cuenta para elaborar la red de drenajes de una comunidad, así como los cálculos a realizar previos al diseño.

3.12.1 Parámetros a considerar para diseñar drenajes. Los drenajes, como se mencionaba en el párrafo anterior, son sumamente importantes en cualquier área habitada pero para que sean funcionales hay que considerar distintos factores. El factor inicial es la ubicación geográfica y política de la población. También se deben identificar las vías de comunicación con sus respectivas distancias a los centros de mayor importancia. (González, 1967)

3.12.2 Clima. Se deben obtener los siguientes datos:

- Estacionalidad.
- Temperaturas máximas, mínimas y media.
- Humedad relativa.
- Evaporación.

3.12.3 Características de la población. Es conveniente tener conocimiento de diferentes datos y características de la población para poder aplicarlas a los atributos de la elaboración del diseño de drenajes:

- Número de habitantes actuales.
- Número de viviendas.
- Industrias cercanas o existentes.
- Instituciones: Hospitales, escuelas, oficinas, bancos, etc.
- Mano de obra disponible. (González, 1967)

3.12.4 Condiciones sanitarias. Investigar las condiciones sanitarias del lugar para tener una base más exacta de donde partir:

- Sistemas de abastecimiento de agua.
- Tipo y condiciones de vivienda.
- Sistema de recolección de basura.
- Fuente de agua.
- Tipo de distribución de agua potable.
- Sistema de conducción.
- Planta de tratamiento.
- Ubicación de tubería de distribución.
- Consumo diario por habitante.
- Sistema de administración del servicio.
- Estado económico. (González, 1967)

3.12.5 Detalles topográficos. Se debe tener detallada el área de desarrollo donde se va a realizar el proyecto, incluyendo la localización de las calles y zonas edificadas o no edificadas. Es decir lotes, edificios, carreteras, cementerios, viviendas, parques y cualquier otra edificación que se pueda encontrar en el área, al igual que quebradas, zanjas, cursos de agua, elevaciones, depresiones y demás irregularidades del terreno. La nivelación debe ser precisa y hecha sobre el eje de las calles, tomar elevaciones en los cruces, a distancias no mayores de 20mts, en los cambios bruscos de pendiente, quebradas y de las alturas máximas y mínimas del agua en el caudal. (González, 1967)

3.12.6 Diseño de los drenajes. Para poblaciones que no cuentan con un sistema anterior al que se les está diseñando, se proyectan sistemas de alcantarillado sanitario del cual están excluidos los caudales de agua de lluvia provenientes de calles, techos y otras superficies. En las poblaciones donde ya se cuenta con un sistema combinado en donde las viviendas existentes tengan una

salida única para las aguas servidas y las de lluvia, se diseñará un sistema combinado. (González, 1967)

3.12.6.1 Período de diseño. Los sistemas de alcantarillados son proyectados para dar un servicio óptimo y cumplir adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha de su construcción. Este período es bastante alto ya que los caudales se estiman bastante maximizados a la necesidad actual. (González, 1967)

3.12.6.2 Cálculo de población futura o tributaria. En sistemas sanitarios o combinados de drenajes se estima la población futura para la cual se trabaja o diseña el sistema. Esta población se calcula con el método de crecimiento geométrico, igual que como se calcula la población futura para el diseño de la red de distribución. Para el cálculo de esta población se debe conocer la población actual y se debe acudir a censos realizados en el área para obtener datos y calcular la tasa de crecimiento. De esta manera, por medio de la fórmula de la población futura con crecimiento geométrico se calcula la población para el diseño que se va a utilizar. (González, 1967)

3.12.6.3 Puntos de descarga. Son las ubicaciones en donde se desecha todo el fluido acumulado de diferentes proveniencias. Se debe tomar en cuenta, para la ubicación de los puntos, que no debe ocasionarse ningún problema de carácter sanitario a las localidades situadas aguas abajo, así como que deben protegerse los usos presentes y futuros del cuerpo receptor. (González, 1967)

3.12.6.4 Determinación de caudales de aguas servidas.

Para el sistema de drenajes se determinará el caudal de diseño de acuerdo a los siguientes incisos.

3.12.6.5 La población tributaria. La población tributaria es la calculada según el número de habitantes al final del período de diseño, en el caso de drenajes de 30 a 40 años. Es la población futura indicada en el inciso 3.2.2. (González, 1967)

3.12.6.6 Caudal promedio diario de drenajes. El caudal promedio diario se calcula con una contribución mínima de 150 litros por día por habitante según las “Normas generales para diseño de redes de alcantarillado”. En cada caso se hacen estimaciones con el fin de establecer si es justificable la adaptación de un caudal mayor que el que se indica anteriormente. Por consiguiente, para obtener el caudal promedio de toda la población, solo se debe de multiplicar la contribución de cada habitante por la población tributaria que indica el inciso 3.2.4.1. y de esa manera se conoce el caudal promedio diario. (González, 1967)

3.12.6.7 Caudal máximo de origen doméstico. Es el que se obtiene en un día, estimado para cada tramo de un área entre 300 y 500 metros en lugares de gran amplitud. Para comunidades que se encuentren en terrenos más pequeños, se toman como un solo tramo. El caudal máximo se estima con la siguiente fórmula:

Fórmula No.36. Caudal máximo doméstico para drenajes

$$Q_{maxD} = Q_{medD} * 5$$

Fuente: González Morasso, Rodolfo (1967).

Donde:

Q_{maxD} = Caudal máximo

Q_{medD} = Caudal promedio diario

El texto de la norma indica que la relación Q/q en ningún caso se tomará como mayor de 5 ni menor de 1.5. La sugerencia es tomarla como 5 para tener una seguridad considerablemente más alta de que el sistema va a ser suficiente para la comunidad. De esta manera también se garantiza que si el crecimiento de la población es mayor que el estimado, todavía hay un margen en el cual pueden ir a dar las aguas servidas. (González, 1967)

3.12.6.8 Caudal de infiltración. Es el caudal de infiltración que ingresa a las alcantarillas del lugar. Para calcular este caudal existen dos métodos u opciones. Se puede estimar tomando en cuenta la profundidad del nivel freático del agua subterránea, con relación a la profundidad de las tuberías, la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas usadas en las tubería y la calidad de mano de obra con que se cuenta a la hora de la construcción del sistema. (González, 1967)

La otra opción es tomar un dato exacto que viene de investigaciones previas. Ejemplo: Un caudal de infiltración de 12,000 litros diarios por kilómetro de tubería. A partir de esto se obtiene la longitud total de tubería de drenaje, no solo de la red principal, sino que también se le suma a este total la longitud de toda la tubería que conecta a los domicilios. Teniendo esta longitud de tubería se hace el cálculo de 12,000 litros diarios por kilómetro que también se puede indicar como 12 litros diarios por metro. (González, 1967)

3.12.6.9 Caudal de diseño de drenajes. Para el diseño de la red se utiliza el caudal de diseño que se calcula por medio de la suma del caudal máximo de origen doméstico y el caudal de infiltración mencionado en el inciso 3.2.4.4. En algunas ocasiones también se le suma el caudal de aguas de origen industrial y comercial según las condiciones particulares de los establecimientos, pero para comunidades de vivienda únicamente se toman en cuenta el máximo y el de infiltración. (González, 1967)

3.12.7. Especificaciones para el diseño. El diseño de tuberías de drenaje debe de ser adecuado para evitar problemas sanitarios en la comunidad a trabajar es por eso que se deben respetar las indicaciones o especificaciones de las “Normas generales para diseño de redes de alcantarillado”. (González, 1967)

3.12.7.1 Diámetros mínimos. Los drenajes transportan residuos la mayoría del tiempo y es por eso que los diámetros a utilizar son mucho más grandes que los que se utilizan en las redes de agua potable. En drenajes, el diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios y de tormenta son de 8” y en las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo debe de ser 6” dependiendo mucho del lugar y residuos que se transporten. Esto evita que las alcantarillas o drenajes se tapen y el agua deje de fluir. Si esto llega a pasar pueden surgir distintos problemas sanitarios que afecten el área. (González, 1967)

3.12.7.2 Velocidades máximas y mínimas. Las velocidades en la tubería deben tomarse en cuenta y mantenerse dentro de los límites que indican las “Normas generales para diseño de redes de alcantarillado”:

- La velocidad mínima es de 0.60 m/seg.
- La velocidad máxima es de 3.00 m /seg.

En sistemas de alcantarillado a sección parcialmente llena, también se debe tener en cuenta estar dentro de los límites. (González, 1967)

3.12.7.3 Profundidad de las tuberías. Para drenajes, la profundidad mínima de la tubería con respecto a la superficie del terreno debe ser de 1.20 metros, esto para evitar cualquier problema ya que el suelo la protegerá. Si la tubería principal se encuentra a 3.00 metros o más de la superficie del suelo se debe colocar una tubería auxiliar sobre la principal que pueda recibir las conexiones domiciliarias. (González, 1967)

La tubería debe ser de PVC o concreto, ya que la tubería de HG no puede ir enterrada, siendo la de PVC la más utilizada hoy en día.

3.12.8 Obras accesorias para la red. A diferencia de la red de distribución de agua potable, la red de drenajes es bastante más sencilla de construir en cuanto a accesorios. Solamente está compuesta por la tubería y los multifuncionales pozos de visita. Estos se diseñan para diferentes funciones que se deseen lograr en la red. Los pozos de visita se utilizan para: (González, 1967)

1. Cambios de diámetro en la tubería.
2. Cambios de pendiente.
3. Cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24”
4. Las intersecciones de dos o más tuberías.

5. Los extremos superiores de ramales iniciales.
6. Unir distancias mayores de 100m, se coloca un pozo intermedio para poder alcanzar la distancia requerida. Esto para diámetros menores de 24". (González, 1967)

3.12.9 Tratamiento para aguas residuales domésticas. Para tratar las aguas residuales domésticas se utiliza un sistema combinado sedimentador primario y un filtro anaeróbico integrado. El sistema está destinado a tratar las aguas residuales producidas por la actividad humana y disponerlas de tal modo que no sean perjudiciales para la salud ni afecten el medio ambiente. (Grupo Biodinámico, 2012)

3.12.9.1 Pre tratamiento

- Trampa de grasas

Se recomienda la utilización de una trampa de grasas cuando se trata de restaurantes, hoteles y otras edificaciones que produzca mucha grasa en sus desechos para que intercepte las tuberías que vienen de la cocina y el lavadero y detener el paso hacia el biorreactor del exceso de sólidos suspendidos, grasa o jabones. (Grupo Biodinámico, 2012)

- Canal con doble rejilla

Realiza la remoción de sólidos gruesos y finos presentes en el agua residual, el mantenimiento se debe hacer por lo menos tres veces al día para evitar que la materia orgánica se descomponga y genere malos olores. (Grupo Biodinámico, 2012)

- Desarenador

Realiza la sedimentación de sólidos pesados que pueden llegar al sistema acelerando la colmatación, se eliminan una vez al día por medio de una válvula que vierte los sólidos a un patio de secado o se retiran manualmente. (Grupo Biodinámico, 2012)

3.12.9.2 Tratamiento primario. El sedimentador primario retiene los sólidos presentes en el agua los cuales se saturan de humedad, se precipitan a causa de la gravedad y se descomponen posteriormente por efecto de la acción de las bacterias anaeróbicas. El sedimentador funciona como un tanque de igualación donde se estabiliza el PH y la densidad del líquido. La eficiencia de un sedimentador primario es típicamente entre 30-35%. (Grupo Biodinámico, 2012)

3.12.9.3 Tratamiento secundario. Las aguas pre-tratadas con la materia orgánica diluida pasan empujadas por el flujo hidráulico a través de filtro anaeróbico de flujo ascendente en donde entran en contacto con una película de bacterias nativas degradadoras de materia orgánica fijadas a los medios de soporte plástico flotante. La eficiencia promedio de un filtro anaeróbico por flujo ascendente es del 70%. El efecto combinado de un biorreactor anaeróbico es, por lo tanto, de una eficiencia del 80 al 85% en la remoción del DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno: Parámetro que mide la cantidad de materia susceptible de ser consumida por medios biológicos), que básicamente significa: el desecho disponible. (Grupo Biodinámico, 2012)

En el biorreactor anaeróbico se coloca una malla retenedora para que los soportes de plástico flotante no floten sobresaliendo del nivel del agua y se queden siempre debajo de este nivel. Para no perder superficie filtrante y no disminuir la eficiencia del sistema. Se observa el detalle en la Figura 26.

Figura 28: Detalle de malla biorreactor anaeróbico.



Fuente: Grupo Biodinámico (2012).

3.12.10 Evacuación de las aguas. Es sumamente importante evacuar las aguas tratadas. Con este sistema de biorreactor anaeróbico es segura la evacuación de las aguas tratadas de varias formas:

- Biorriego: La forma más ecológica de disponer las aguas residuales.
- Ecofiltro: El agua tratada puede ser utilizada para estanques decorativos empleando plantas acuáticas y peces que complementen el proceso de depuración.

- Riego: Para un cultivo no agrícola.
- Pozo de absorción: Cuando se tenga un terreno con buena percolación, siempre y cuando la fuente de agua potable esté a más de 10 metros de distancia.
- Entrega directa: Dirigida directamente al sistema de alcantarillado. (Grupo Biodinámico, 2012)

Para decidir el método de evacuación a utilizar se debe de acudir a EMPAGUA que toman la decisión analizando la situación, el lugar y otros factores. (Grupo Biodinámico, 2012)

IV. Metodología

4.1 Diagnóstico del área

4.1.1 Localización. La comunidad “Vistas de la Comunidad” está ubicada en el departamento de Guatemala, en el Municipio de Mixco. Colinda al norte con el río Molino y la Colonia Santa Mónica, al oeste con la Colonia Perez Guisasola, al Sur con el Barrio Manantial y al Sureste con la Colonia La Alborada.

Figura 29: Mapas de localización.



Fuente: Google Earth (2013).

Continuación Figura 29.



Fuente: Google Earth (2013).



Fuente: Google Earth (2013).



Fuente: Google Earth (2013).

4.1.2 Ubicación geográfica. La comunidad “Vistas de la Comunidad” tiene una altitud de aproximadamente 1,570 metros sobre el nivel del mar y sus coordenadas de acuerdo a Google Earth con el sistema WGS son las siguientes:

- 14°37'21.55" Norte
- 90°34'41.26" Oeste

4.1.3 Condiciones del terreno. El terreno donde se encuentra ubicada la comunidad es un terreno bastante quebrado con pendientes sumamente pronunciadas. Consta de tres hileras principales de viviendas separadas por tres calles (una en la parte superior, la segunda en la parte intermedia de la comunidad y la tercera antes de la hilera de viviendas inferior).

En una visita a la comunidad se pudo observar muchos detalles, como por ejemplo que las viviendas han sido construidas en cuanto a las costumbres de las personas del lugar sin conocimiento estructural alguno. Debido a la topografía del lugar esto se convierte aún más peligroso que si estuvieran mal construidas en un lugar con menos pendientes pronunciadas a lo largo del tramo.

Las condiciones en las que viven las personas de esta comunidad son realmente extremas ya que viven prácticamente en un barranco con casas fabricadas en su mayoría por lámina y restos de madera. Es un terreno con dos laderas intermedias, es decir que tiene viviendas en tres niveles. Los automóviles pueden tener acceso al nivel medio, aunque por la pendiente le puede ser difícil volver al callejón principal. Para acceder al nivel más bajo es necesario bajar caminando porque no hay como pueda ingresar un automóvil.

A partir de que tuvieron un problema de deslizamiento de tierras, fabricaron un muro de contención sin previo diseño y estaba hecho solo por

mampostería. No garantiza una resistencia a la fuerza del terreno ante un deslave o movimiento del talud.

Para controlar la filtración del agua en el terreno, ellos han instalado sus propias reparaciones hechas a base de tubos de PVC de 3-4", insertados en el terreno que sostiene sus casas para transportar el agua luego al siguiente nivel. Se puede inferir que las construcciones tanto de las viviendas como del manejo de aguas de la comunidad han sido realizadas empíricamente, sin ningún tipo de cálculos o diseños adecuados.

4.1.4 Clima y relieve. Las montañas definen mucha variabilidad con elevaciones mayores o iguales a 1,400 metros, generando diversidad de microclimas, son regiones densamente pobladas por lo que la acción humana se convierte en factor de variación apreciable. Las lluvias no son tan intensas, los registros más altos se obtienen de mayo a octubre, en los meses restantes estas pueden ser deficitarias. En cuanto a la temperatura en diversos puntos de esta región se registran los valores más bajos del país. En esta región existen climas que varían, a veces son templados, otras veces son semifríos y otras son cálidos, de carácter húmedo y semiseco. (INSIVUMEH, 2013)

4.1.5 Características de la comunidad. Las viviendas que se encuentran en la comunidad son en su mayoría hechas de madera y lámina. Son viviendas que en su mayoría tienen piso de tierra y muy pocas han llegado a utilizar paredes de block o algún techo diferente al de lámina. Las viviendas no pasan de un máximo de 5 salidas de agua por casa. Muchos de los que viven en la comunidad son dueños de sus casas y son muy pocos los que solo estén de inquilinos. Por el tipo de vivienda se puede determinar de una manera bastante acertada su situación económica.

4.1.6 Situación demográfica. En esta comunidad no se cuenta con un censo exacto para saber la población pero se trabajará en base a estimación de personas y estimación de viviendas. Al separar las viviendas por sector, resultó que la comunidad tenía un total de 59 viviendas y se tomará, por cuestiones de diseño de la red y a falta de información exacta, cinco personas promedio por vivienda siendo así un total de 295 personas según la estimación para el proyecto inicial.

4.2 Diseño de la red de distribución de agua

4.2.1 Requerimientos de diseño. En este inciso se detallan todos los aspectos que se tienen que tomar en cuenta para poder calcular y diseñar un sistema de distribución óptimo para la comunidad estudiada.

4.2.1.1 Bases de diseño. Para el diseño de la red de distribución se consideraran los siguientes parámetros:

- Período de diseño: 20 años.
- Tipo de red de distribución: Circuito cerrado por gravedad.
- Presión mínima en todo el recorrido del agua: 10 M.C.A. (metros columna de agua)
- Presión máxima en todo el recorrido del agua: 40 M.C.A.
- Velocidad mínima en el recorrido del agua: 0.6 m/s.
- Velocidad máxima en el recorrido del agua: 3 m/s.
- Población actual: 295 Habitantes.
- Población futura (Inciso 2.1.3.2.)
- Dotación (Inciso 2.1.4.)

4.2.1.2 Periodo de diseño. Este periodo es el tiempo que se utiliza para describir la vida útil del proyecto, es decir, el tiempo que el proyecto va a brindar un servicio óptimo a la comunidad sin fallas. Este período de diseño se calcula con base a lo que el desarrollador quiere que este proyecto dure y para calcularlo o estimarlo se deben de tomar varios factores en cuenta:

1. Durabilidad del material a utilizar.
2. Crecimiento de la población o índice de crecimiento del área.
3. El tiempo propósito del proyecto funcionando óptimamente.

Para este proyecto se va a tomar un período de diseño de 20 años, con el propósito de que el sistema funcione de manera adecuada durante este tiempo.

Teniendo este tiempo se puede proceder a hacer el diseño ya que con el índice de crecimiento poblacional del área se puede ver cuál va a ser la población futura para la cual se tiene que diseñar tanto el tanque como la red de distribución. En el presente la población seguramente va a ser menor que en 20 años a partir del presente.

4.2.1.3 Población futura. Fijado el período de diseño, se procede a calcular la población futura en base a un índice o tasa de crecimiento poblacional del área estudiada. Se calcula la tasa de crecimiento poblacional del área de acuerdo a los datos recopilados en el documento: Guatemala: población y desarrollo. Un diagnóstico socio demográfico, del autor Luis Rivadeneira, con el apoyo el Centro Latinoamericano y Caribeño de Demografía (CELADE). El documento forma parte del Convenio institucional suscrito por la Secretaría de Planificación y Programación (SEGEPLAN) y la CEPAL.

4.2.1.4 Cálculo de tasa de crecimiento poblacional (R)

Para calcular la tasa de crecimiento poblacional se utilizó la siguiente fórmula:

Fórmula No.37. Tasa de crecimiento poblacional.

$$R = \left(\frac{P}{P_o}\right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Fuente: INFOM (2011).

Esta fórmula pertenece al método de crecimiento geométrico y resulta del despeje de:

Fórmula No.38. Población futura.

$$P = P_o(R + 1)^n$$

Fuente: INFOM (2011).

Dónde:

P= Población futura para n años.

Po= Población actual

R= Tasa de crecimiento

n= Periodo de diseño

A continuación se calcula la tasa de crecimiento poblacional:

1. Se obtienen datos de crecimiento poblacional del documento:
"Guatemala: población y desarrollo. Un diagnóstico socio demográfico."

Los datos son los siguientes:

Tabla 23: Crecimiento poblacional en Guatemala.

Regiones\Años	POBLACIÓN TOTAL				
	1950	1964	1973	1981	1994
TOTAL PAÍS	2 790 868	4 287 997	5 158 075	6 054 227	8 331 874
R. METROPOLITANA	438 913	810 858	1 108 186	1 311 192	1 813 825
Guatemala	438 913	810 858	1 108 186	1 311 192	1 813 825

Fuente: Rivadeneira, Luis (2001).

2. Teniendo los crecimientos por año, se realizan los cálculos en Excel y se obtiene la tasa de crecimiento para el departamento de Guatemala, que es la tasa a utilizar en este proyecto es de 3.5%. A continuación se muestran los cálculos.

Tabla 24: Cálculo de tasa de crecimiento.

Guatemala					
Población	Año	Diferencia	N	Dif. N	R
810,858.00	1964	0.3178	1964.3178	8.9069	3.569%
1,108,186.00	1973	0.2247	1973.2247		
1,108,186.00	1973	0.2247	1973.2247	8.00	2.125%
1,311,192.00	1981	0.2247	1981.2247		
1,311,192.00	1981	0.2247	1981.2247	13.1041	2.507%
1,813,825.00	1994	0.3288	1994.3288		
1,813,825.00	1994	0.3288	1994.3288	8.6054	3.998%
2,541,581.00	2002	0.9342	2002.9342		

Fuente: Elaboración propia.

3. Teniendo las tasas de crecimiento por años se obtiene un promedio de las 4 tasas y finalmente se promedia la tasa máxima demostrada en la Tabla 2 con la tasa promedio obtenida anteriormente para obtener la tasa final.

A continuación se observa el resultado:

Tabla 25: Cálculo de tasa de crecimiento.

R prom	3.0499%
R final	3.5%

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.5 Cálculo de Población futura (P)

Para calcular la población futura se utiliza la siguiente fórmula (referida anteriormente, Fórmula No. 38):

$$P = P_o(R + 1)^n$$

En este caso, se toma como la población actual el dato aproximado demostrado en el inciso de Situación Demográfica, que indica que los habitantes actuales son 295 personas. La tasa de crecimiento (R) es 3.5% para esta área, por lo demostrado anteriormente y el período de diseño (n) es para 20 años, que es el tiempo que el proyecto debe brindar un servicio óptimo a la comunidad.

Tabla 26: Cálculo de población futura.

P=P_o(R+1)ⁿ; P=	586.988	Habitantes
P_o=	295	Habitantes
R=	3.5	%
n=	20	años

Fuente: Elaboración propia.

Se estima tomar como población futura para el diseño de la red un total de 590 habitantes, siguiendo la tasa de crecimiento de 3.5%. En el caso de esta investigación no se toma el 590 para diseñar la red de distribución, si no que se va a calcular el diseño de la red para una población de 410 habitantes. Esto garantiza un servicio óptimo para 20 años previendo que la comunidad llega a un máximo de 7 personas por casa. Se toma esta cifra ya que por la descripción del terreno de la comunidad, no es posible que llegue a crecer tanto. Al crecer esta población, la gente saldría del lugar por falta de espacio para más individuos.

4.2.1.5 Dotación. La dotación es la cantidad de agua que consume un habitante por día. Esta comunidad se puede clasificar como un área de escasos recursos por sus características, ambiente y alrededor. Se asignará una dotación de Servicio exclusivo de conexiones prediales fuera de la vivienda (Como lo indica la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR). Para Vistas de la Comunidad, este servicio propone un caudal entre 60 y 120 litros por día por habitante. Por ser una comunidad que se encuentra dentro del departamento de Guatemala, se asigna un total de 90 litros por día por habitante (lts/hab/día). De acuerdo a la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR con esta dotación se estima que los habitantes no sufrirán de escasez de agua ya que es un caudal suficiente y adecuado.

4.2.2 Caudal de diseño. El caudal de diseño es el que va a indicar el volumen de agua que necesita la comunidad para no tener problemas de agua, tomando en cuenta sus 20 años de período de diseño. Hay que tomar en cuenta que en esta comunidad se estiman 7 personas como densidad de cada vivienda.

- **El consumo y sus variaciones:**

El consumo de agua en toda comunidad varía dependiendo el clima del área, las estaciones, los días, los habitantes, el tiempo en que más se usa el agua y muchos otros factores. El diseño del sistema de distribución de agua debe estar calculado para poder satisfacer la demanda en todo momento y tomando en cuenta las variaciones mencionadas, de manera que la población disfrute de un buen servicio.

4.2.2.1 Consumo medio diario. El consumo medio diario será el producto de la dotación seleccionada, en este caso 90lts/hab/día, por el número de habitantes que se estimen al final del período de diseño, la población futura en este caso igual a 410 habitantes. Finalmente se divide este dato dentro de 86,400 segundos para obtener un Consumo medio diario (CMD o Qmed) en la dimensional “lts/seg”.

A continuación se puede observar la fórmula del Consumo medio diario:

Fórmula No.39. Caudal medio.

$$Q_{med} = \frac{Pob_{futura} * Dot}{86400s}$$

Fuente: INFOM (2011).

Donde:

- Q_{med} = Consumo medio diario o caudal medio
- Pob_{futura} = Población futura a “n” años.
- Dot = Dotación en lts/hab/día

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 27: Cálculo de consumo medio diario.

$Q_{med} =$	0.427	lts/s
$Pob_{fut} =$	410	habitantes
$Dot =$	90	lts/hab/día

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.2 Consumo máximo diario. El consumo máximo diario será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor que oscile entre 1.2 y 1.5 para poblaciones futuras menores a 1000 habitantes y 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1000 habitantes. Estos datos son indicados en la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR.

Para este proyecto por tratarse de una población futura de 410 habitantes y una comunidad que se encuentra dentro del terreno de la ciudad capital, se utiliza un factor de 1.5 para calcular el consumo máximo diario o también llamado caudal máximo diario por ser una población considerablemente baja, que no llega a la mitad de 1000 habitantes. La referencia indica que si es mayor a 1000 se utiliza solamente el 1.2. Asignando este factor se aumenta el caudal máximo diario de una manera significativa, para brindar una mayor cantidad de recurso a la población.

A continuación se puede observar la fórmula que se utiliza para calcular el caudal máximo diario:

Fórmula No.40. Caudal de día máximo.

$$Q_{DM} = FDM * Q_{med}$$

Fuente: INFOM (2011).

Donde:

- Q_{DM} = Caudal máximo diario
- Q_{med} = Consumo medio diario o caudal medio
- FDM= Factor de día máximo

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 28: Cálculo de consumo máximo diario.

Q_{dm} =	0.641	lts/s
FDM (factor día max)=	1.5	
Q_{med} =	0.427	lts/s

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.3 Consumo máximo horario. El consumo máximo horario o caudal máximo horario se determina multiplicando el consumo medio diario por un coeficiente de entre 2.0 y 3.0 para poblaciones futuras menores a 1000 habitantes y por un coeficiente de 2.0 para poblaciones futuras que sean mayores a 1000 habitantes. Según lo indica la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR. La selección de este coeficiente es en función inversa al tamaño de la población a servir.

El caudal máximo horario es el caudal que es utilizado para diseñar la red de distribución. Según este caudal se diseña. Si la red no puede proveer este caudal, será insuficiente el abastecimiento.

En este caso por ser la selección del factor una función inversa al tamaño de la población, se utilizará un coeficiente de 3.0, considerando que es una población muy baja que no llega a la mitad de 1000 habitantes. Asignando este factor, se aumenta el caudal máximo horario de una manera significativa para brindar una mayor cantidad de recurso a la población y asegurando con más certeza poder suplir las horas pico.

A continuación se presenta la fórmula que se utiliza, según la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR, para calcular el caudal máximo horario:

Fórmula No.41. Caudal de hora máximo

$$Q_{HM} = FMH * Q_{med}$$

Fuente: INFOM (2011).

Donde:

- Q_{HM} = Caudal máximo horario
- Q_{med} = Consumo medio diario o caudal medio
- FHM= Factor de hora máxima

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 29: Cálculo de consumo máximo horario.

Q_{hm} =	1.281	lts/s
FMH (factor max hora)=	3	
Q_{med} =	0.427	lts/s

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.4 Caudal de bombeo. Es el caudal utilizado para determinar la potencia requerida para la bomba que surtirá el agua para llenar el tanque de distribución. En este proyecto se estima este caudal de bombeo con el fin de proveer la información al área encargada de bombeo y fuente de agua. De esta manera se puede examinar cuál es la mejor opción para poder proveer el suficiente recurso a la distribución para brindar un buen servicio a la comunidad.

Para determinar este caudal se deben definir varios detalles, entre ellos tomar en cuenta que el período de bombeo ideal o recomendable es de 12 a 18 horas, según la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR.

Para este proyecto se tomó un período de 12 horas por razones de caudal. Si se utiliza un período menor, la demanda aumenta de manera notable y puede ser que la fuente no supla la demanda.

A continuación se observa la fórmula que se utiliza para calcular el caudal de bombeo:

Fórmula No.42. Caudal de bombeo.

$$Q_B = \frac{Q_{DM} * 24hrs}{H}$$

Fuente: INFOM (2011).

Donde:

Q_B = Caudal de bombeo

Q_{DM} = Caudal máximo diario

H= Horas de bombeo

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 30: Cálculo de caudal de bombeo.

$Q_b=$	1.281	lts/s
$Hrs_{bombeo}=$	12	hrs

Fuente: Elaboración propia.

$$Q_B = 1.281 \text{ lts/s} \text{ o } Q_B = 20.28 \text{ gal/min}$$

4.3 Cálculo de pozo mecánico

Para la realización del diseño de pozo mecánico en el sector, se contó con la ayuda de la empresa líder en el mercado guatemalteco, Daho Pozos, teniendo acceso a su base de datos de pozos en el sector y profundidades estimadas del agua, esto es importante ya que dicha base esta generada con un mapeo con referencia de los pozos perforados en el sector previamente, lo cual permite tener una idea aproximada bastante correcta de las posibles profundidades.

De acuerdo a la información previamente descrita, se creó el siguiente perfil de pozo:

Tabla 31: Datos de perfil de pozo mecánico.

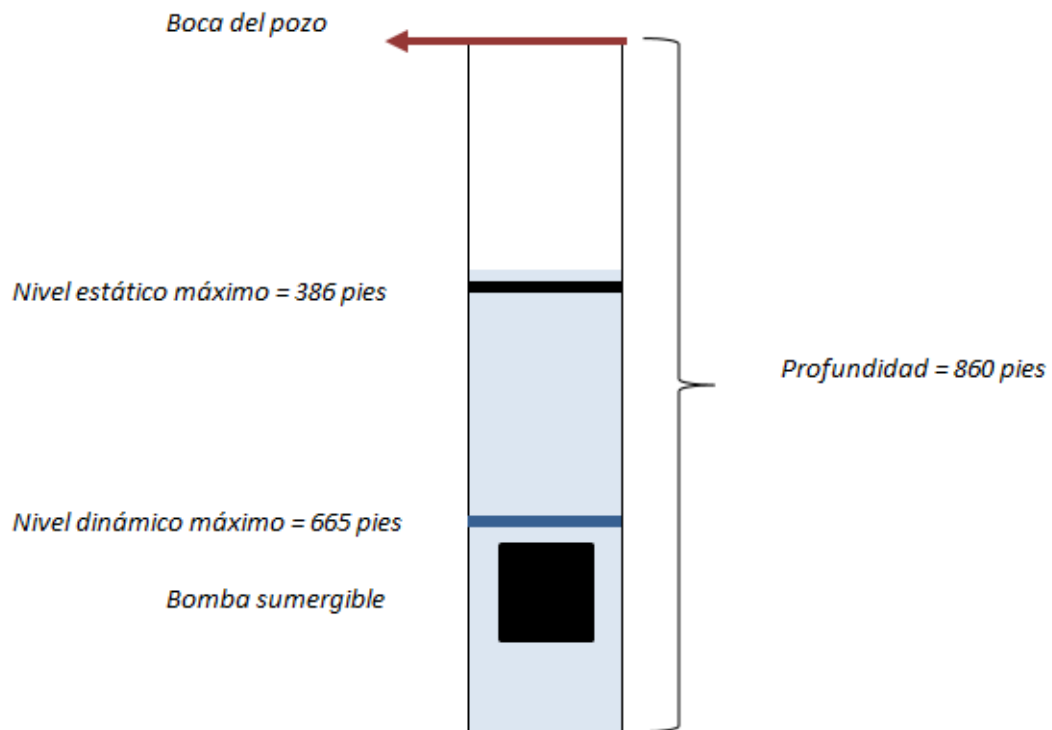
<i>Profundidad</i>	860	pies
<i>Diámetro</i>	8	pulgadas
<i>Nivel estático mínimo</i>	310	pies
<i>Nivel estático máximo</i>	386	pies
<i>Nivel dinámico mínimo</i>	481	pies
<i>Nivel dinámico máximo</i>	665	pies
<i>Producción Min.</i>	31	gal/min
<i>Producción Max.</i>	146	gal/min

Fuente: Base de datos de Daho Pozos Guatemala. Derechos reservados.

Como se puede observar en la Tabla 28, el diámetro establecido para el pozo es de 8 pulgadas, esto en base a que tomando en cuenta una velocidad máxima de 2m/seg, permitida por la “Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano”, es el menor diámetro posible. Al tener la perforación del pozo, el diámetro del entubado juega un papel determinante en el costo del mismo, por esto, el de menor diámetro debe ser el elegido. Adicionalmente, se contó con la asesoría de la empresa antes

mencionada, ya que con base a sus experiencias en el sector este diámetro es suficiente y recomendable para el proyecto.

Figura 30: Vista de perfil de pozo mecánico establecido.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.1 Cálculo de carga dinámica total. Para el cálculo de carga dinámica total que debe vencer el equipo de bombeo y poder proporcionar el caudal necesario requerido por el proyecto, es necesario estimar las distancias que recorre el recurso hídrico, tanto verticales como horizontales, desde el punto en que el agua entra a la bomba, hasta su eventual descarga. Es necesario tomar en cuenta también el material de la tubería y su diámetro. Con esta estimación se

puede tener un aproximado de la carga a vencer y posteriormente calcular la potencia de la bomba.

4.3.2 Cálculo de carga dinámica total para bombas sumergibles. Es necesario calcular la carga dinámica total a vencer, sin embargo, este cálculo varía según el equipo de bombeo a utilizar. En este proyecto, el equipo de bombeo es sumergible, por lo que los requisitos a tomar en cuenta para el cálculo son los siguientes:

- 1) La altura del nivel dinámico a la boca del pozo (H_{f1}) en pies.
- 2) La altura de la boca del pozo, al nivel de descarga del agua (H_{f2}) en pies.
- 3) Pérdidas de carga, derivada de la fórmula de Hazen y Williams.

Una vez obtenidos estos tres datos, se procede a sumarlos y esto generará la carga dinámica total a vencer.

Paso 1: Identificar la altura del nivel dinámico a boca del pozo

El primer paso consiste en determinar la altura del nivel dinámico del pozo hasta la boca del mismo, en este caso, la boca del pozo se encuentra en la superficie, por lo que la altura interna del nivel dinámico es la necesaria para el cálculo.

Tabla 32: Altura de nivel dinámico a boca del pozo.

$H_{f1} =$ **665** **pies**

Fuente: Elaboración propia.

Paso 2: Identificar la altura de la boca del pozo a nivel de descarga

El segundo paso consiste en tomar la altura desde la boca del pozo, en este caso la superficie del terreno, al nivel de descarga del agua. En el proyecto de Vistas de la Comunidad, el recurso hídrico, según especificación del encargado de bomba de ariete, obtenido del pozo será trasladado a un tanque de almacenamiento el cual es ubicado justo al lado del pozo. De igual forma, a criterio del investigador se puede delimitar una altura arbitraria no excesiva por cualquier imprevisto o cambio en el sistema no planificado.

Tabla 33: Altura de boca del pozo a nivel de descarga.

$H_{f2} =$	15	pies
------------	-----------	-------------

Fuente: Elaboración propia.

Esta altura de 15 pies, aproximadamente 4.5 metros, da cierta holgura al momento de la realización del proyecto, ya que si por necesidad constructiva es necesario mover el tanque de almacenamiento a alguna altura mayor o bien alejarlo del pozo, se cuenta con esta altura adicional, si esta altura es excedida, es necesario recalcular la carga dinámica total para garantizar el correcto bombeo del agua.

Paso 3: Cálculo de pérdidas por medio de ecuación de Hazen y Williams.

Por último, es necesario calcular las pérdidas del fluido cuando pasa por la tubería hacia su destino final, para esto, utilizamos la ecuación de Hazen y Williams, expresada de la siguiente manera:

Fórmula No.43. Ecuación de Hazen y Williams.

$$H_f = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Fuente: INFOM – UNEPAR, 2011.

Donde:

- H_f = Pérdida por cargas representada en pies
- L = Longitud de la tubería (Añadir 5% a la longitud por pérdidas por velocidad y accesorios)
- Q = Caudal de operación
- C = Coeficiente de rugosidad del material de la tubería
- D = Diámetro de la tubería

Una vez identificados los datos necesarios para la realización de la prueba, se procedió a calcular las pérdidas por Hazen y Williams.

Tabla 34: Cálculo de pérdidas por medio de Hazen y Williams.

$\phi_{\text{tubería}} =$	8	pulgadas
Longitud =	210	metros
Coeficiente de rugosidad =	130	
Constante =	1743.811	
$Q_{\text{operación}} =$	4.415	lt/seg

$H_{f3} =$	0.10	pies
------------	------	------

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, cuando se encuentran las respectivas pérdidas explicadas anteriormente, se procede a la suma de las mismas, siendo el resultado la carga dinámica total a vencer.

Fórmula No.44. Carga dinámica total.

$$CDT = H_{f1} + H_{f2} + H_{f3}$$

Fuente: INFOM – UNEPAR, 2011.

Donde:

- CDT = Carga dinámica total
- H_{f1} = Altura del nivel dinámico a boca del pozo
- H_{f2} = Altura de boca del pozo a punto de descargue
- H_{f3} = Pérdidas calculadas por ecuación de Hazen y Williams

Con estos resultados, se logra calcular la carga dinámica total a vencer por parte de la bomba sumergible.

Tabla 35: Carga dinámica total a vencer en Vistas de la Comunidad.

CDT =	680.10	Pies
Hf1 =	665	Pies

Hf2 =	15	Pies
Hf3 =	0.10	Pies

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3 Cálculo de potencia del equipo de bombeo. Posteriormente a encontrar la carga dinámica total a vencer, es necesario conocer la potencia adecuada de la bomba. Es necesario realizar este cálculo con la información adecuada, ya que en base a estos resultados dependerá, en gran medida, la rentabilidad del proyecto y la cuota a sufragar mensual de energía eléctrica.

En este proyecto, es necesario no solo vencer esta carga dinámica total, sino ser capaces de proveer el caudal necesario para la bomba de ariete, ya que de no aplicar este concepto, la potencia de la bomba podría ser menor para su cumplir con el vencimiento de la carga dinámica total.

Para calcular la potencia de una bomba, la fórmula sugerida es la siguiente:

Fórmula No.45. *Potencia de la bomba.*

$$Pot = \frac{Q * CDT}{3960 * n}$$

Fuente: INFOM – UNEPAR, 2011.

Donde:

- Pot = Potencia de la bomba en hp (caballos de fuerza)
- Q = Caudal de operación
- CDT = Carga dinámica total
- 3960 = Constante de conversión

- n = Eficiencia de la bomba (especificada por el fabricante en ficha técnica)

Una vez se cuentan con los datos especificados, se procede al cálculo de potencia (en hp) de la bomba sumergible. Los datos se presentan a continuación:

Tabla 36: Potencia del equipo de bombeo.

$Q_{\text{operación}} =$	70	GPM
$n =$	0.60	
constante =	3960	
CDT =	680.10	pies
HP =	20	hp
HP_{comercial} =	20	hp

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3.1 Costo de bombeo del equipo sumergible. Cada equipo de bombeo tiene un costo de funcionamiento, en el caso particular de la bomba sumergible propuesta para el proyecto de Vistas de la Comunidad, es necesario realizar un cálculo de costo de funcionamiento del equipo.

Para realizar este costeo, se utiliza la siguiente fórmula:

Fórmula No.46. Costo de bombeo.

$$C_b = \text{Consumo de energía} * \text{Costo de consumo}$$

Fuente: Conferencia magistral, Ing. Otoniel Echeverría, Universidad Del Valle Guatemala, 2013

Donde:

- C_b = Costo de bombeo
- Consumo de energía = Cantidad de kwh consumidas en un mes por la bomba
- Costo de consumo = Costo de tarifa eléctrica

Una vez se obtienen estos datos, es posible estimar un costo de operación del equipo, de la siguiente manera:

Tabla 37: Costo de bombeo.

Tiempo de bombeo =	12	horas
Bombeo mensual =	372	horas
Consumo de energía =	5550.24	kwh en un mes de operación
Costo de consumo =	1.82	Quetzales por kwh
C_b =	Q10,101.44	al mes por 12 horas de bombeo

C_b =	Q121,217.24	Anual por 12 horas de bombeo diarias
------------------------	-------------	--------------------------------------

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38: Costo de bombeo segunda opción.

Tiempo de bombeo =	12	horas
---------------------------	-----------	--------------

Bombeo mensual =	372	horas
-------------------------	-----	-------

Consumo de energía =	2220.10	kwh en un mes de operación
-----------------------------	---------	----------------------------

Costo de consumo =	1.82	Quetzales por kwh
---------------------------	------	-------------------

C_b =	Q4,040.57	al mes por 12 horas de bombeo
------------------------	-----------	-------------------------------

C_b =	Q48,486.90	Anual por 12 horas de bombeo diarias
------------------------	------------	--------------------------------------

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar, el costo de bombeo por mes es de Q10,101.44, esto proporcionaría agua a toda la comunidad, 59 casas en total, y para ser sufragado, deben realizarse cobros mensuales aproximados de Q175.00 por casa. También existe la posibilidad, que con el dato de gasto anual de operación del sistema de bombeo, se encuentren diferentes patrocinadores que puedan

contribuir con el proyecto, sufragando la cantidad de la factura de energía eléctrica. Si ese fuera el caso, se procedería a cobrar una tarifa de Q50.00 mensuales mediante un comité de vecinos y estos fondos deberán ser ahorrados para futuros cambios en el equipo.

4.4 Análisis de fuente de agua superficial del sector

Para determinar si es posible el uso del agua del río cercano al sector se tomó una muestra de agua, en la cual se realizó el correspondiente análisis fisicoquímico, tomando en cuenta características físicas y de contenido de químicos, así como un análisis bacteriológico.

El procedimiento utilizado para realizar esta prueba fue el estipulado por el departamento del Laboratorio LAFYM, ubicado en la zona 1 de la Ciudad de Guatemala, el cual dictaminaba lo siguiente:

- Tomar dos frascos de por lo menos 100ml para cada prueba, estos podían ser tanto del laboratorio como la compra de dos botellas de “Agua pura”, lo cual una vez en el lugar se procedía a adecuarlos para la toma de muestras.
- Primero, era importante desechar el agua contenida por los envases en un sector ajeno al río, fuera de la escorrentía, por lo que se procedió a desechar el agua en un terreno aledaño.
- Luego, tomar ambos frascos contenedores y realizar un “lavado” con el agua perteneciente a la fuente, en este caso el Río Molino, que consiste en llenar en su totalidad los recipientes, agitarlos, posteriormente desechar el agua nuevamente en el río, con la consideración de repetir el ejercicio por tres veces antes de tomar el agua que se utilizará para la muestra.

- Proceder a tomar la muestra, de no menos de 100ml, del agua de la fuente, era necesario tomar dos muestras ya que son dos análisis los requeridos.
- Para el análisis fisicoquímico, aparte de cumplir con el requisito de los 100ml, también era necesario que el agua fuese tomada a favor de la corriente del río, y profundizado por lo menos 10cm, luego, esta debería ser correctamente sellada.
- Para el análisis bacteriológico, aparte de cumplir con todos los requisitos anteriores, era necesario también decidir si el agua se tomaría de las orillas del río o del centro, en este caso se eligió el centro ya que es donde tiene mayor caudal y profundidad para ser tomada la muestra y en caso se pudiese bombear el centro sería el mejor punto de recolección. También una vez tomada la muestra era necesaria mantenerla en refrigeración hasta su llegada al laboratorio.
- Una consideración especial que hay que tener en cuenta antes de la entrega del material es que las muestras de agua deben de ser tomadas y entregadas en no más de 24 horas desde su captación, en este caso luego de la toma, se procedió a la entrega, por lo que el tiempo de almacenamiento fue de 1 hora aproximadamente.
- Luego se realizan los análisis pertinentes y se procede a la entrega de resultados por parte del laboratorio.

4.4.1 Resultados de análisis de aguas superficiales en el sector. Para la investigación asertiva de las fuentes de agua en el sector, era necesario realizar un análisis fisicoquímico y bacteriológico al Río Molino, ubicado en la colindancia con la comunidad, esto con el objetivo de poder determinar si era apto para surtir de agua a la población aledaña.

Los resultados de los correspondientes análisis fueron los siguientes:

Tabla 39: Resultado de análisis fisicoquímico en Río Molino.

PARAMETROS O SUSTANCIA	RESULTADO	COGUANOR NTG 29001 LMA	COGUANOR NTG 29001 LMP
Color	775,0 UPT/CO	5,0 UPT/CO	35,0 UPT/CO
Olor	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE
Turbidez	35,0 UNT	5,0 UNT	15,0 UNT
Hierro total	0.75 mg/L	--	0,3 mg/L
Manganeso	0,60 mg/L	0,1 mg/L	0.4 mg/L
Aluminio	0,483 mg/L	0,050 mg/L	0,100 mg/L

Fuente: Elaboración propia, información Laboratorio Lafym, Guatemala, 2013.

Tabla 40: Resultados de análisis bacteriológico en Río Molino.

ANÁLISIS	RESULTADO	LIMITES COGUANOR NTG 29001
Coliformes totales	Detectable en 100ml (1,600,000 NMP / 100ml)	No detectable en 100ml
Coliformes fecales	Detectable en 100ml (1,600,000 NMP / 100ml)	No presenta límites
<i>Escherichia coli</i>	Detectable en 100ml (1,600,000 NMP / 100ml)	No detectable en 100ml

Fuente: Elaboración propia, información laboratorio Lafym, Guatemala, 2013.

4.4.2 Propuestas descartadas. Como se comentaba al principio del trabajo, es importante analizar otro tipo de fuentes y evaluar si pueden ser viables, ya sea económica, social o físicamente. En este caso, las posibles opciones consistían en lo siguiente:

- Toma de agua para sistema de ariete de fuente de agua superficial, concretamente, el Río Molino, ubicado en colindancia con la comunidad.
- Toma de agua subterránea por parte de pozo artesiano.
- Toma de agua subterránea por parte de pozo mecánico financiado por ONG u otra entidad.

A continuación se presenta la tabla de información de las dos propuestas descartadas en base a la información recolectada del lugar de estudio.

Tabla 41: Propuestas descartadas de fuentes de agua.

<i>Nombre de la propuesta</i>	<i>Descripción de la propuesta</i>	<i>Razón de descarte</i>
Agua superficial de río de comunidad	La propuesta consistía en bombear el agua desde el río colindante con la comunidad y realizar un sistema de filtración para potabilizar el agua. Posteriormente el agua pasaría hacia un tanque de almacenamiento.	El análisis fisicoquímico y microbiológico de la muestra de agua del río dio un resultado extremadamente negativo y de alta contaminación, lo que generaría el proceso de potabilización prácticamente imposible en cuanto a equipo disponible, costo y posibilidad de mantenimiento e instalación.
Pozo artesiano	La propuesta consistía en realizar un pozo artesiano de profundidad de 20 metros para captar un acuífero cercano, a partir del cual se procedería a bombear el agua hacia el sistema de filtración de ser necesario y luego al tanque de almacenamiento.	En base a los estudios realizados por la base de datos de Daho Pozos, el acuífero más cercano seguro en el sector se encuentra a una profundidad aproximada de 100 – 120 metros, por lo que la realización de un pozo artesiano es imposible hasta tales profundidades.

Fuente: Elaboración propia.

4.4.3 Resultados de cálculo de pozo mecánico. En cuanto a los resultados de cálculo de pozo mecánico, se presenta el siguiente cuadro resumen con la información general del mismo:

Tabla 42: Resumen pozo mecánico en Vistas de la Comunidad.

Descripción	Cantidad	Dimensional
Profundidad del pozo	860	Pies
Nivel estático	386	Pies
Nivel dinámico	665	Pies
Carga dinámica total	680.10	Pies
Caudal de operación	70	Gpm
Equipo de bombeo	Bomba sumergible de 13 etapas, diámetro 6"	---
Potencia de equipo de bombeo con bomba de ariete	20	Hp
Potencia de equipo de bombeo sin bomba de ariete	8	Hp
Costo total del proyecto	687,174.26	Quetzales

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 43: Comparativa de opciones de captación de agua.

Descripción	Alternativa 1	Alternativa 2
Descripción general	La alternativa 1 consiste en la instalación de un sistema de bombeo que proveerá el caudal necesario para el funcionamiento adecuado del sistema de ariete en el proyecto.	La alternativa 2 consiste en la instalación de un sistema de bombeo que conduzca el agua del pozo a un tanque elevado ubicado en la parte superior de la comunidad, el cual distribuirá el agua por gravedad.
Potencia del equipo de bombeo (hp)	20	8
Consumo de energía (kwh)	5550.24	2220.10
Costo de operación del sistema (Q)	10,101.44	4,040.57
Costo anual de operación (Q)	121,217.94	48,486.90
Caudal de operación (gpm)	70	20
Costo total del proyecto	687,174.26	Quetzales

Fuente: Elaboración propia.

4.4.4 Plan de mantenimiento del pozo mecánico. De acuerdo a la información brindada por el Lic. Roberto Cabrera, se determinó que el plan de mantenimiento del pozo debe ser en su mayoría preventivo, ya que el equipo en sí está diseñado para tener una larga duración y si las condiciones del pozo se mantienen aceptables, esto quiere decir, con limpieza, vigilancia, cuidado de las instalaciones, entre otros factores, puede llegar a tener un tiempo de vida inclusive mayor en ocasiones al periodo de diseño.

Sin embargo, es importante mencionar que si es necesario un cambio de equipo de bombeo por descuido de la fuente de agua o bien por una razón externa como podría ser daño del equipo por robo o cualquier otro siniestro, lo cual culturalmente es bastante susceptible a suceder si no se mantiene una vigilancia adecuada.

Por eso el plan de mantenimiento consiste en los siguientes puntos:

- 1) Formación de un comité de vecinos que se beneficien del servicio del pozo.
- 2) Creación de junta directiva de 3 o 5 personas, para determinar acciones y nombramientos adecuados en el cuidado del equipo.
- 3) Apertura de cuenta de banco para depósito de fondos de mantenimiento del pozo.
- 4) Cuota mensual de Q25.00 por cada casa beneficiaria del pozo.
- 5) El aporte de la cuota servirá para pagar Q500 a dos personas encargadas de cuidar el pozo y las instalaciones eléctricas por las noches, así como de realizar limpieza en el sector por las mañanas y el restante se guardará como fondo.

Tabla 44: Desglose de gastos de mantenimiento.

Cuota mensual por casa	Q 25.00
Total mensual por comunidad (59 casas)	Q 1475.00
Gastos mensuales de dos cuidadores	Q 1000.00
Total ahorrado por mes	Q 475.00
Total ahorrado por año en el fondo	Q 5700.00

Fuente: Elaboración propia.

4.5 Cálculos y desarrollo: Sistema basado en bomba de ariete

Teniendo en cuenta el prototipo diseñado en la finca Santa Ana, se evaluó el rediseño de este, tomando en cuenta los factores que no funcionaron para poder resolverlos. Así volver aplicable el sistema de bombeo por ariete hidráulico para ayudar a los habitantes de Vistas de la Comunidad, ya que necesitan de un proyecto eficiente, autosostenible y de bajo costo.

El primer planteamiento fue el de utilizar el río como fuente de agua para la bomba de ariete. Tomando como altura inicial la pendiente del río que este llevaba para utilizarla a beneficio y así poder impulsar el agua a una distancia considerablemente mayor utilizando el ariete hidráulico. Esta era una opción buena, ya que tomando en cuenta el desperdicio de casi el 70% del agua

suministrada a la bomba de ariete, tal desperdicio caía de regreso al río. Así podría decir que los desperdicios son nulos.

Sin embargo, se tuvo que rechazar esta opción, ya que la calidad del agua del río es degradable e imposible a utilizar para el consumo humano. Se pensó el hecho de potabilizar el agua, pero se descartó, ya que no solo sería una inversión demasiado alta, sino que existe la posibilidad de que por la calidad de desechos transportados en el agua esta no se pudiera potabilizar.

La segunda opción fue realizar un pozo mecánico en la parte más alta de la colonia, con una bomba sumergible, para transportar el agua obtenida a un tanque elevado. Luego de este tanque elevado realizar la distribución de agua por gravedad a toda la comunidad. Aunque esta hubiera sido la mejor solución, no se estaba aplicando el uso del ariete hidráulico.

Se pensó en trasladar el agua del pozo al tanque elevado, sin embargo no era factible ya que el caballaje necesario para subir el agua desde el fondo del pozo a la superficie de la tierra, era el mismo a utilizar si se quisiera transportar directamente al tanque elevado.

4.5.1 Planteamiento final. Se logró encontrar la mejor forma para aplicar un sistema de bombeo utilizando el ariete hidráulico:

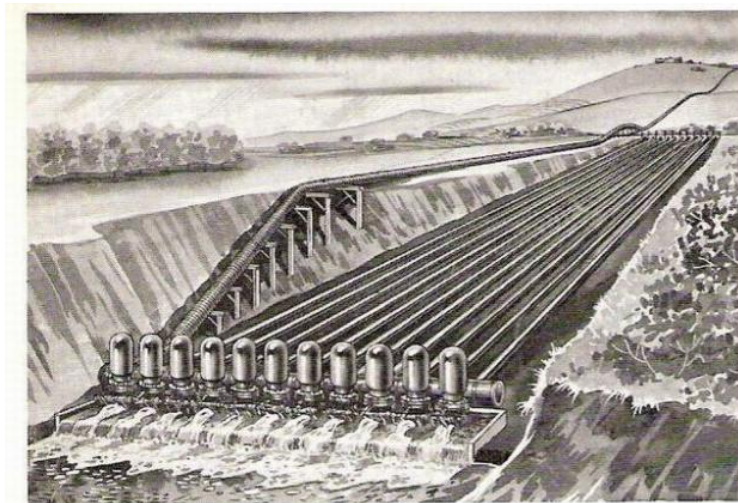
1. Se determinó colocar el pozo mecánico en el punto más bajo de Vistas de la Comunidad.
2. El pozo mecánico transportara el agua a un tanque de agua.
3. Al estar lleno este tanque, se impulsara el agua con la bomba de ariete hacia un tanque elevado en la parte más alta de la comunidad.
4. Distribuir el agua por gravedad del tanque elevado a la comunidad.

5. Se determinó que el valor de eficiencia o rendimiento de la bomba a diseñar sería del 33% debido a sus experiencias pasadas. Según reuniones con expertos en el tema del diseño hidráulico del sistema completo y del bombeo en particular.

4.5.2 Alternativas de aplicación. Se plantearon cuatro opciones para poder transportar de mejor forma el agua a través de la línea de impulsión por parte de la bomba de ariete. Tales opciones fueron: Sistema de arietes en paralelo, sistema de arietes en serie, sistema de arietes en serie y paralelo y utilización de un solo ariete.

4.5.2.1 Sistema de arietes en paralelo. Se planteó utilizar un sistema de arietes hidráulicos en paralelo para ayudar a mantener el flujo de agua o caudal constante a través de la línea de impulsión. Esto ayudaría de gran forma para abastecer de forma más segura al tanque elevado.

Figura 31: Sistema de arietes en paralelo.



Fuente: Ariete Hidráulico, 2013.

4.5.2.2 Sistema de arietes en serie. Se planteó esta forma de hacer el sistema de bombeo con el fin de reducir presión de descarga para el ariete hidráulico. Se analizó la situación de colocar entre 2 y 3 subestaciones a lo largo del trayecto de la línea de impulsión. Con disminuir la presión de descarga, disminuiría no solo el tamaño de la tubería del ariete, sino también la carga a utilizar para la válvula de impulsión, así también como el tamaño de la cámara de aire.

Aunque ambas opciones representaban un beneficio considerable en el diseño del sistema de bombeo por ariete hidráulico, se tuvo que descartar ambas y utilizar una sola bomba de ariete. Ya que el caudal de suministro de la bomba de ariete es el proporcionado por el pozo mecánico. En el caso de utilizar un sistema en paralelo se necesita el doble de caudal para poder abastecer por ejemplo a dos bombas de ariete.

En el caso del sistema en serie, sucede el mismo problema. Tomando en cuenta la eficiencia del 33% de la bomba de ariete, para cada una de las estaciones se desperdiciaría el 70% de lo proporcionado por la primera bomba y así en la siguiente.

4.5.3 Cálculos generales bomba de ariete. Se diseñó con una sola bomba de ariete, ya que debido a su baja eficiencia, el hecho de utilizar varias en serie recurriría a tener un bombeo mayor de la fuente de agua, en este caso un pozo, que no se posee. Para empezar la formula a utilizar para el cálculo del diámetro de la tubería a utilizar es:

$$\varphi = \sqrt{\frac{Q*0.4085}{V}}$$

Fórmula No.47. *Calculo de Diámetro*³.

³ Universidad del Valle. Curso: Hidráulica Aplicada. 2012.

Donde:

- φ = Diámetro. (in)
- Q = Caudal. (G.P.M)
- V = Velocidad de diseño. (Por diseño se puede utilizar de 2-6ft/s, por criterio de diseño se decidió utilizar 6 ft/s ya que siempre se calcula para condiciones máximas).

Tabla 45: Presión a vencer.

hi (m.c.a)	hf (m.c.a)	Presion a vencer (m.c.a)	Presion a vencer (Pascuales)
8	56	56	549157.28

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Como la altura a vencer de la comunidad es de 38 metros tomando en cuenta el punto más bajo hasta el más alto de la comunidad, y sumándole a estos 5 metros de la altura de un tanque de elevación, es necesario vencer una altura de 42 metros mínimo. Se utilizó una altura inicial de 8 metros para que el agua sea elevada a un total de 56 metros. Se realizó una conversión de los 56 metros columna de agua de presión a pascuales, para hacer el cálculo posterior del peso mínimo del embolo de la bomba de ariete para bombear el agua.

Como el máximo caudal que puede proporcionar la bomba sumergible del pozo mecánico es de 146 galones por minuto, y el caudal mínimo necesario para poder abastecer a Vistas de la Comunidad es de 40 galones por minuto, basado en

el consumo diario de la comunidad. Se determinó caudal de entrada de la bomba de ariete como 63.6 galones por minuto.

Tabla 46: Datos generales bomba de ariete.

G.P.M Entrada	% Eficiencia	Horas de bombeo	G.P.M Salida	Velocidad de Fluido Entrada (ft/s) [2-6]	Velocidad de Fluido Salida (ft/s) [2-6]
63.6	33	24	21	6	6

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Para el suministro de agua en la comunidad se necesitó un caudal mínimo de 21 Galones por minuto. Se necesita que el ariete funcione con un caudal de entrada de 63.6 galones por minuto, tomando en cuenta la eficiencia de la bomba de ariete.

Tabla 47: Cálculo de diámetro de entrada y fuerza a vencer por embolo.

Diámetro Entrada (in)	Diámetro Entrada (in)	Diámetro Embolo (m)	Área Embolo (m ²)	F = P*A (N)
2.08	0.75	0.019	0.0011	626.09

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Con los datos iniciales del caudal de ingreso y egreso de la bomba, se calcula con la *Fórmula 16*, los diámetros de entrada y salida respectivamente.

Como se ve en el cálculo la tubería que debió de haber sido utilizada era de 3", sin embargo al tener en cuenta que el diámetro es directamente proporcional a la fuerza que debe ser aplicada, y por ende vencida por el embolo, esta llegaba a ser demasiado grande de 1021 kg. La fuerza calculada se realizó multiplicando la presión a vencer en pascales, por el área del embolo en metros cuadrados y así el resultado es en Newtons.

Tabla 48: Cálculo de masa necesaria para embolo.

Gravedad = a (m/s ²)	m = F/a (kg)
9.81	63.8

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Se diseñó al menor diámetro posible, en este caso de 3/4", al cual posteriormente se le realizó la prueba de sobrepresión para evaluar si era viable que no cediera a la fatiga de esta sobrepresión. Y se puede decidir que se necesitara un peso de 64kg, para vencer la presión.

Tabla 49: Diámetro de salida.

Diámetro Salida (in)	Diámetro Salida (in)
1.19	0.5

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Por el mismo criterio de diseño del paso anterior, aunque el diámetro calculado sugirió utilizar un diámetro de 2" o incluso hasta 1 ½", se utilizó una de ½".

4.5.4 Dimensionamiento de tanque de almacenamiento.

Tabla 50: Datos iniciales.

Horas de bombeo ariete	G.P.M Entrada de Ariete	G.P.M Salida de Ariete
24	63.6	21

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Considerando que la bomba de ariete está diseñada para funcionar siempre, se debió de calcular para 24 horas de bombeo, tomando como referencia el caudal de salida necesario para abastecer posteriormente a Vistas de la Comunidad.

Tabla 51: Caudal necesario diario.

Caudal necesario diario			
346,385.46	L/dia	346.39	m3/dia

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Como primer paso se calculó, según el caudal de entrada del ariete en galones por minuto, el caudal diario que debía de ser proporcionado para la bomba en metros cúbicos de agua al día. Para llegar a la dimensional deseada, se realizó primero la conversión de galones por minuto a litros por día, y por último a metros cúbicos por día.

Tabla 52: Cálculo de volumen necesario de agua para tanque de almacenamiento

Vcomp =	86.60	m3
Vem =	51.95	m3
Vci =	0	m3
Vt	138.55	m3

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Consideraciones para cálculo de volumen de tanque de almacenamiento:

- **Volumen de Compensación (Vcomp).**

Es el volumen que ayudará a compensar la demanda de la comunidad en la hora pico. Se calcula de dos formas según la cantidad de gente que viva en la comunidad. (Unidad IX, 2012).

- Para comunidades menores a 20,000 habitantes: Es el 25% del consumo promedio diario, según normas INAA.
- Para comunidades mayores a 20,000 habitantes: Se recomienda aplicar el método de la curva integral, que es variante para cada

lugar en el que se aplique, no se puede extrapolar de un sitio a otro. (Unidad IX, 2012).

- **Volumen de emergencia (Vem).**

Volumen necesario para cualquier emergencia, tal como: Ruptura en la línea de conducción fuente-tanque, falla en suministro eléctrico, etc. Este es calculado como un 15% del caudal promedio diario. (Unidad IX, 2012).

- **Volumen contra incendio (Vci).**

Es obligado calcularlo para comunidades con poblaciones mayores a los 5,000 habitantes. Este es calculado, según en caso de áreas de vivienda, para un tiempo aproximado de 2 horas, que un hidrante por vivienda puede bombear 10L/s. Por lo tanto se calcula el volumen necesario a bombear según el caudal del hidrante en el tiempo estipulado de 2 horas. (Unidad IX, 2012).

Se suman estos tres volúmenes para obtener el volumen total (Vt) para que el tanque de almacenamiento o Cisterna pueda bombear el caudal mínimo para abastecer la comunidad. (Unidad IX, 2012).

En términos generales, se diseñó un tanque tipo Cisterna subterráneo para poder abastecer a la bomba de ariete. Se sobredimensiono el tanque asumiendo los siguientes criterios:

- No dejar demasiado justo el volumen de agua necesario, por si existe algún tipo de emergencia o fallo.
- Los sedimentos deben quedarse en la parte inferior del tanque y no deben dañar a la bomba de ariete.

- Que exista una distancia considerable entre el agua y el tope del tanque o cisterna, para evitar rebalse por exceso de agua suministrada al tanque.

4.5.5 Cálculo de factor de seguridad

Para calcular el valor de la celeridad, se tomará como referencia:

$$\text{Celeridad} = a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{Di}{e}}}$$

Celeridad.²⁸

Tabla 53: Valores K para celeridad.

Valores de K para hallar la celeridad

Material de la tubería	ϵ (kg/m ²)	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0.5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibrocemento	$1.85 \cdot 10^9$	5.5 (5-6)
PVC	$3 \cdot 10^8$	33.3 (20-50)
PE baja densidad	$2 \cdot 10^7$	500
PE alta densidad	$9 \cdot 10^7$	111.11

$$a = (9900) / \sqrt{48.3 + 33.3 \cdot \left(\frac{0.01905m}{0.00391m} \right)}$$

Tabla 54: Cálculo de celeridad.

K =	33.33			
Di =	0.019	m	0.75	in
tp = e =	0.0039	m	0.15	in
a =	682.02	m/s		

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Se debió de calcular la celeridad, o velocidad de la onda a través de la tubería de conducción y la bomba para posteriormente calcular la sobrepresión dentro de la tubería. Ya con la celeridad calculada se procede a calcular el tiempo de cierre de la válvula. Con este se determinara si se da un cierre lento o rápido, y según sea el caso se calculara la sobrepresión respectivamente.

Se calcula el tiempo de cierre de válvula con su respectiva formula:

$$tc = C + \frac{K * L * V}{G * Hm}$$

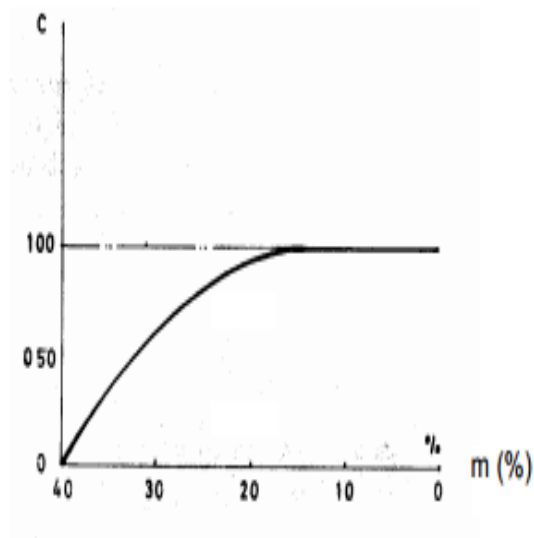
Fórmula 3. Tiempo de cierre de válvula.²⁹

Tabla 55: Datos de tiempo de cierre de válvula.

L =	23.39	m
V =	1.83	m/s
g =	9.81	m/s ²
Hm =	8	m

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Figura 32: Valores de C según Mendiluce.



$$\frac{Hm}{L} < 0.20 \rightarrow C = 1$$

$$\frac{Hm}{L} \geq 0.40 \rightarrow C = 0$$

$$\frac{Hm}{L} \approx 0.30 \rightarrow C = 0.60$$

Tabla 56: Cálculo de C, Hm/L.

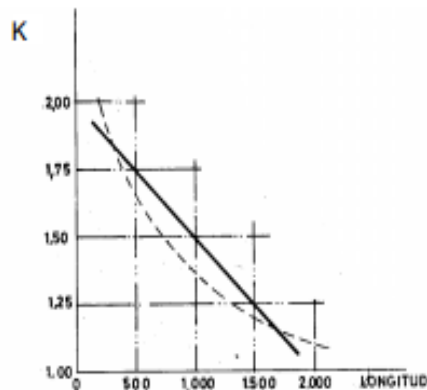
Hm/L =	0.34	C =	0.6
--------	-------------	-----	------------

Fuente: Propia, 2013.

Hm/L es la pendiente del terreno, si esta llega a ser mayor al 50% se considera como un cierre rápido y la sobrepresión será demasiado grande.

Figura 33: Valores de K, según Mendiluce.

Valores del coeficiente K según Mendiluce



L	K
L < 500	2
L ≈ 500	1.75
500 < L < 1500	1.5
L ≈ 1500	1.25
L > 1500	1

L es de 23.39m y es menor que 500, según la *Gráfica 3*, el K correspondiente para este dato es de 2.

Tabla 57: Valor de K.

K =	2
-----	----------

Fuente: Propia, 2013.

Tabla 58: Tiempo de cierre de válvula.

tc =	1.69	s
------	------	---

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Para determinar el tipo de cierre de válvula se calculó primero el tiempo de una oscilación completa de la onda de impulsión dentro de la tubería. Con esto, si el tiempo de cierre de válvula es menor al tiempo de la oscilación completa se considerara como un cierre rápido, si el caso es contrario se considerara como un cierre lento.

$$T = \frac{2 * L}{a}$$

Fórmula 5. Tiempo de una oscilación completa.

Donde:

- L = Longitud de tubería de conducción. (m)
- a = Celeridad, velocidad de propagación de la onda. (m/s)

$$T = \frac{2 * 22.30m}{682.02m/s}$$

Tabla 59: Tiempo de oscilación de la onda de impulsión.

T =	0.042	s
-----	--------------	---

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Como el tiempo de cierre de válvula (t_c) es mayor que el tiempo en la que se realiza una oscilación completa de la onda de impulsión (T), se determinó que el tipo de cierre de válvula es lento. Como el cierre es lento, se deberá de utilizar la *Ecuación de Michaud*, refiriéndose a ella en este documento como la *Fórmula 7*. Se entiende que la sobrepresión será menor, la depresión de la válvula se da antes de que se termine medio ciclo de la onda de impulsión.

$$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$$

Fórmula 7. Fórmula de *Michaud* para Cierre Lento.

Tabla 60: Cálculo de sobre presión con cierre lento.

$\Delta H =$	3.22	m.c.a
L =	14.61	m
V =	1.83	m/s
$t_c =$	1.69	s
g =	9.81	m/s ²

Fuente: Elabroación propia, 2013.

Para términos prácticos de cálculo de factor de seguridad se procedió a realizar la conversión de metros columna de agua a Megapascuales, como se muestra en la siguiente tabla. Esta sobrepresión se determinó que es la máxima que se puede dar dentro de la tubería, y la mínimo es la presión atmosférica ya que el tanque de suministra tendrá una abertura al exterior.

Tabla 61: Presiones máximas y mínimas.

$\Delta H =$	31,625.39	Pascales
$\Delta H = P_{max} =$	0.032	Mpa
$P_{atm} = P_{min} =$	-0.091	Mpa

Luego se calculó el esfuerzo de fatiga necesario a soportar por la tubería debido al desgaste que ocasiona el golpe de ariete por cada golpe que este provoca al utilizarse a beneficio como lo es en la bomba de ariete. Para realizar este cálculo se eligió primero la tubería a utilizarse, con sus esfuerzos máximos (S_u) y permisibles (S_y) respectivamente

Tabla 62: Datos de la tubería electa.

Diámetro =	0.75	in
Presión de trabajo	480	psi

	33.1	kg/cm ²
Su =	3.31	Mpa
Sy =	13.79	Mpa

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Entonces refiriéndose a la *Fórmula 9* y *Fórmula 10*, se realizó el debido cálculo de resistencia a la fatiga, y resistencia a la fatiga real, ya corregida con sus respectivos factores de corrección.

$$Se' = 0.5 * Su$$

Fórmula 9, Resistencia de Fatiga.

$$Se' = 0.5 * 3.30Mpa$$

Tabla 63: Cálculo de resistencia a la fatiga.

Resistencia a Fatiga = Se' =	1.65	Mpa
------------------------------	-------------	------------

Fuente: Elaboración propia, 2013.

$$Se = Se' * Ktam * Kcon * Ksup * Kcar$$

Fórmula 10, Resistencia de fatiga real, corregida con factores.

$$Se = 1.65Mpa * 0.9174 * 0.81 * 0.7 * 0.8$$

Tabla 64: Cálculos de resistencia de fatiga real.

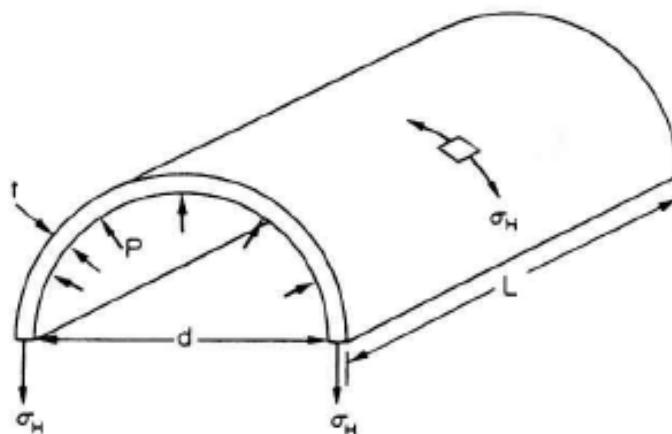
Se =	0.69	Mpa
------	------	-----

Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que el esfuerzo de fatiga que deberá soportar la tubería es considerablemente bajo, respecto al esfuerzo último y admisible de la tubería utilizada. Pero esto no quiere decir que ya con este cumpla la tubería elegida.

El siguiente paso es calcular los esfuerzos anulares o perimetrales, máximo y mínimos que soporta la tubería. Estos esfuerzos son internos, los máximos y mínimos que debe soportar la tubería. Para esto se necesita tener la presión máxima bajo la que estará sometida la tubería, calculada anteriormente y la presión mínima, que se mencionó que se deberá utilizar la atmosférica. Para representar tales esfuerzos perimetrales, se muestra la siguiente figura:

Figura 34: Esfuerzos anulares o perimetrales dentro de la tubería.



Fuente: Ramón, 2005.

Como se muestra en la *Figura 31*, los esfuerzos anulares o perimetrales son los que se dan en cada pedazo dentro de la tubería. Y por eso es que debe calcularse para su esfuerzo máximo y mínimo que debe resistir dicha tubería. Por consiguiente, se utilizará la *Fórmula 9*, tanto para cuando la presión es máxima como cuando para la presión es mínima.

Tabla 65: Esfuerzo anular máximo.

$\sigma_{Hmax} =$	0.21	MPa
$P_{max} =$	0.032	MPa
$D_{int} =$	0.053	m
$t_p =$	0.0039	m

Fuente: Elaboración propia, 2013.

$$\sigma_{Hmax} = \frac{0.032 * 0.0525}{0.00391}$$

Tabla 66: Esfuerzo anular mínimo.

$\sigma_{Hmin} =$	-0.61	MPa
$P_{min} =$	-0.091	MPa

$$D_{int} = 0.053 \quad m$$

$$t_p = 0.0039 \quad m$$

Fuente: Elaboración propia, 2013.

$$\sigma_{Hmin} = \frac{-0.0912 * 0.0525}{0.00391}$$

Teniendo los esfuerzos máximos y mínimos, anulares o perimetrales que debe poder soportar la tubería elegida. Sin embargo son esfuerzos preliminares, ya que con estos se debieron de calcular los esfuerzos alternantes y medio, que se presentan a continuación utilizando la *Fórmula 11* y la *Fórmula 12* respectivamente para cada tipo de esfuerzo. Estos esfuerzos son calculados debido a que son esfuerzos repetitivos, y este tipo de esfuerzos son los que causan fatiga dentro de la tubería. En la siguiente *Gráfica 4* se podrá observar la representación gráfica de ambos esfuerzos.

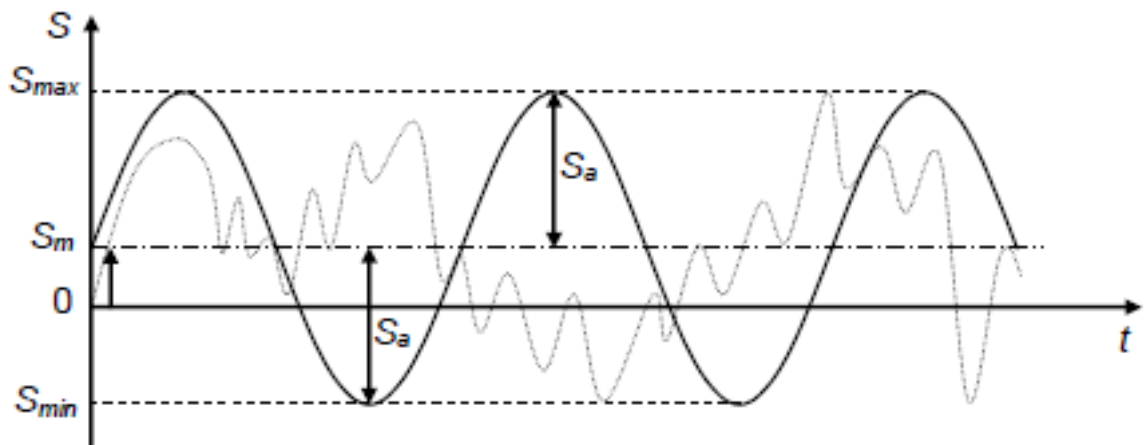


Figura 35: Representación gráfica de esfuerzos.

Donde:

- $S_{max} = \sigma_{Hmax}$
- $S_{min} = \sigma_{Hmin}$
- $S_a = \sigma_a =$ Esfuerzo alternante
- $S_m = \sigma_m =$ Esfuerzo medio

Como se muestra en la gráfica, el esfuerzo alternante es la máxima amplitud de onda que se puede provocar en un ciclo dentro de la tubería, por eso es que debe tomarse en cuenta en el momento del cálculo de factor de seguridad por medio del criterio de la fatiga del material.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{Hmax} + \sigma_{Hmin}}{2}$$

Fórmula 12, Cálculo de esfuerzo medio.

$$\sigma_m = \frac{0.33971MPa + (-0.612276MPa)}{2}$$

Tabla 67: Cálculo de esfuerzo medio.

$\sigma_m =$	-0.19	MPa
--------------	--------------	------------

Fuente: Propia, 2013.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{Hmax} - \sigma_{Hmin}}{2}$$

Fórmula 13, Cálculo de esfuerzo alternante.

$$\sigma_a = \frac{0.34MPa - (-0.61MPa)}{2}$$

Tabla 68: Cálculo de esfuerzo alternante.

$\sigma_a =$	0.41	MPa
--------------	-------------	------------

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Por último se aplica el Criterio de Soderberg el cual dice que para cuando se estén utilizando materiales dúctiles, como el PVC utilizado en este proyecto, que estén bajo esfuerzos variables y repetitivos con componente de tensión positiva y/o negativa, como lo son provocados por el golpe de ariete. Como se mostró en la *Gráfica 4*, el criterio se basa estudiando los valores de tensión y/o compresión media y alternante, dependiendo del signo, en el punto analizado y establece que la pieza resistirá en tal punto, en tanto cumpla con la *Fórmula 15*, siendo el valor mayor a 1.

Seguidamente utilizando la *Fórmula 14* y *Fórmula 15*, se calculará el respectivo factor de seguridad. Si este es mayor que 1, se podrá decir que la

tubería soporta los esfuerzos de sobrepresión causadas por el golpe de ariete, de lo contrario se deberá utilizar otro material en el que sus esfuerzos máximos y admisibles sean mayores para soportar dicha sobrepresión.

$$\sigma_{eq} = \sigma_m + \frac{S_y}{S_e} + \sigma_a$$

Fórmula 14, Criterio de Soderberg.

Tabla 69: Datos a utilizar para criterio de Soderberg.

$\sigma_m =$	-0.19	MPa
$\sigma_a =$	0.42	MPa
$S_y =$	13.79	MPa
$S_e =$	0.69	MPa

$$\sigma_{eq} = (-0.14MPa) + \frac{(1.724MPa)}{(0.69MPa)} + (0.48MPa)$$

Tabla 70: Cálculo de σ_{eq} .

$\sigma_{eq} =$	8.05
-----------------	-------------

Fuente: Elaboración propia, 2013.

$$FS = \frac{S_y}{\sigma_{eq}}$$

Fórmula 15, Factor de seguridad con criterio de Soderberg.

$$FS = \frac{1.72MPa}{1.05MPa}$$

Tabla 71: Cálculo de factor de seguridad.

FS =	1.71
------	------

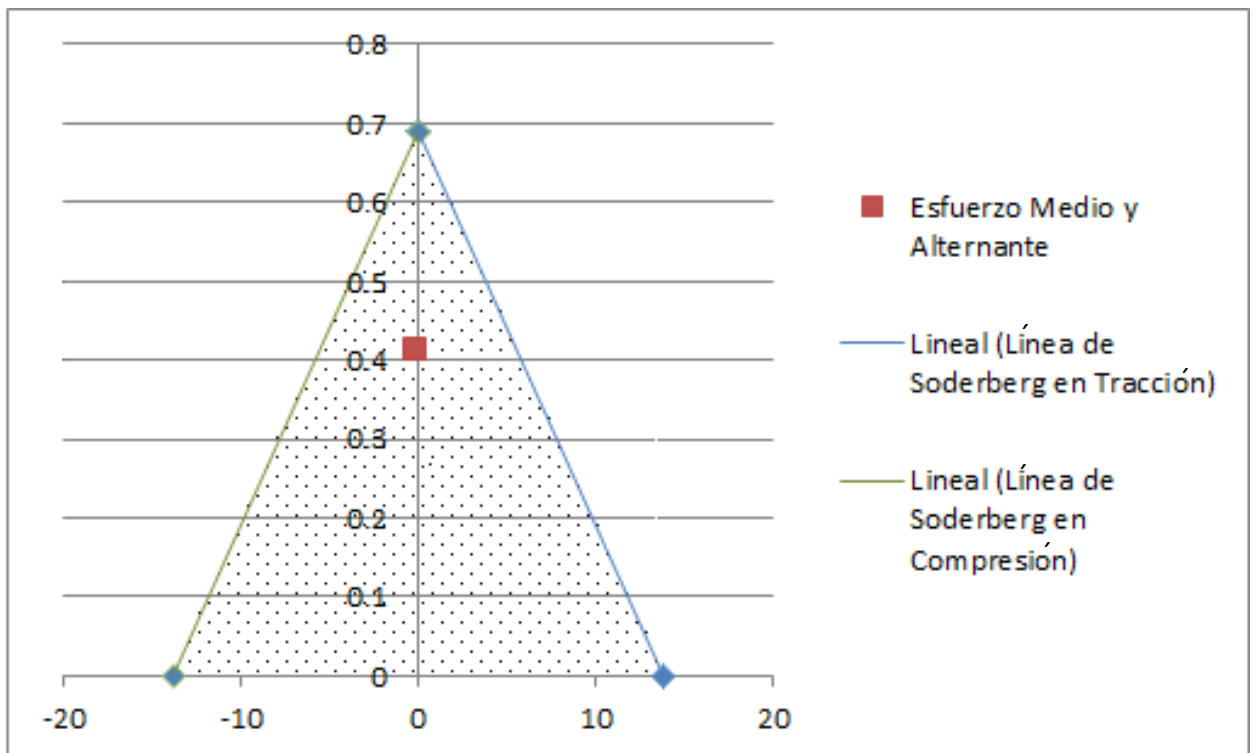
Fuente: Propia, 2013.

Como el factor de seguridad calculado es mayor que 1, se puede decir que la tubería utilizada soportara la sobrepresión interna provocada por el golpe de ariete. Posee un 71% aproximadamente de resistencia mayor al golpe de ariete. Si se quisiera obtener un mayor factor de seguridad se debiera de utilizar otro tipo

de tubería como HG por ejemplo. Sin embargo se utilizó PVC para que se tenga un ahorro económico.

Por último se traza la Línea de Soderberg para ver de forma gráfica, que los esfuerzos medio y alternante, están dentro de la zona segura, y por lo tanto verificar que el material soportara los esfuerzos repetitivos de tensión internos provocados por el golpe de ariete.

Figura 36: Zona segura trazada con línea de Soderberg.



Fuente: Elaboración propia, 2013.

Analizando la *Gráfica 5* se puede notar que está del lado izquierdo del triángulo, nos dice que la tubería está trabajando a compresión y que al estar dentro de la Zona Segura, se garantiza que resistirá los esfuerzos internos provocados por la sobrepresión del golpe de ariete. Si el punto de intersección entre esfuerzo medio y alternante hubiera quedado fuera de la Zona Segura, se debería de haber cambiado de material y/o de diámetros de tubería.

4.5.6 Cálculo de volumen de cámara de aire. Se tomó como referencia la Fórmula 16, para realizar el correspondiente cálculo de la fricción provocada por la tubería de descarga.

$$H_f = L * \left(\frac{V}{0.85 * C * Rh^{0.63}} \right)^{1.852}$$

Fórmula 16, Pérdidas por fricción (Hazen y Williams).

Por lo tanto para este caso en específico, se utilizó una tubería de descarga de diámetro ½" de pulgadas, y su cálculo correspondiente es el mostrado a continuación:

$$H_f = (86m) * \left(\frac{\frac{1.83m}{s}}{0.85 * 140 * 0.003175m^{0.63}} \right)^{1.852}$$

Tabla 72: Cálculo de pérdidas por fricción en tubería de descarga.

Hf =	30.97	m
------	-------	---

L =	86	m
V =	1.83	m/s
C =	140	
Rh =	0.003175	m

Fuente: Propia, 2013.

Se puede notar que el factor influyente en el cálculo de la fricción en la tubería es el largo de la misma, se puede encontrar la ruta en la que se utilice menor cantidad de tubería para poder reducir las pérdidas por fricción en la tubería, haciendo que el volumen de la cámara de aire sea menor.

El siguiente paso es calcular los parámetros de altura máxima y mínima bajo los que deberá de estar trabajando el sistema de bombeo por ariete hidráulico. En este caso se tomó una variación del 4%, recomendable, de presión dentro de la cámara de aire con relación a la altura de elevación, por lo tanto las presiones máximas y mínimas tomando como referencia la *Fórmula 17* y *Fórmula 18*, son:

Tabla 73: Presión máxima y mínima dentro de la cámara de aire.

hdescarga =	43	m
-------------	-----------	----------

$$4\% \cdot h_{\text{descarga}} = 1.72 \quad \text{m}$$

$$h_{\text{min}} = 41.28 \quad \text{m}$$

$$h_{\text{max}} = 44.72 \quad \text{m}$$

Fuente: Propia, 2013.

A estas alturas se las añadió la pérdida por fricción correspondiente calculada en la Tabla 30, con esto se le hizo su respectiva conversión a Megapascuales, y esta serán las presiones máximas y mínimas que deberá soportar en su interior la cámara de aire.

Tabla 74: Presiones máximas y mínimas de trabajo de cámara de aire.

Hmin =	72.25	m.c.a	0.71	Mpa
Hmax =	75.69	m.c.a	0.74	Mpa

Fuente: Propia, 2013.

A continuación se muestra el caudal de salida que es proporcionado por el ariete hidráulico. Con este caudal se calculó la variación de agua bombeado en cada golpe ocasionado por la válvula de impulsión (Dv).

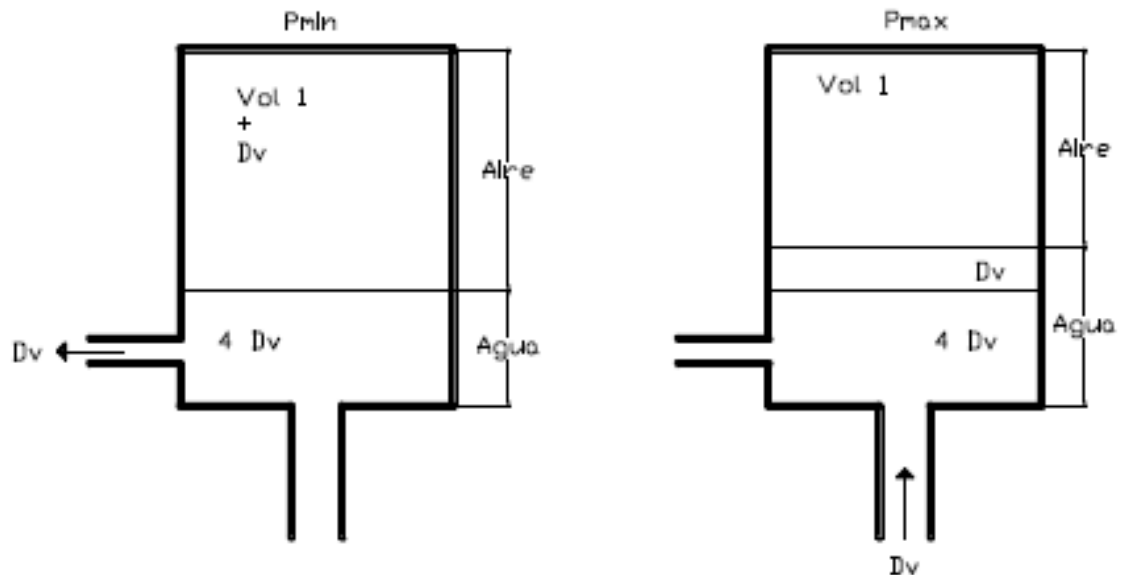
Tabla 75: Caudal de salida.

Qsalida =	21	G.P.M	0.079	m3/min
-----------	----	-------	-------	--------

Fuente: Propia, 2013.

Para entender de forma gráfica los cálculos que se están realizando para calcular el volumen que debe contener la cámara de aire. Tomando como V1 el aire comprimido y Dv como la variación de caudal por cada golpe de ariete proporcionado por la válvula de impulsión.

Figura 37: Variación de volúmenes de aire y agua.



Entonces tomando como referencia la *Fórmula 17*, se calcula la variación de volumen ocasionada por cada golpe producido por el ariete hidráulico en la válvula de impulsión.

$$Dv = \frac{Q_{salida}}{50 \frac{\text{golpes}}{\text{min}}}$$

Variación de volumen.

$$Dv = \frac{0.1512m^3/min}{50 \text{ golpes}/min}$$

Tabla 76: Cálculo de variación de volumen.

$$Dv = \quad \mathbf{0.0016} \quad \mathbf{m^3}$$

Fuente: Propia, 2013.

Calculada la variación de volumen por cada golpe producido por la válvula de impulsión, despejando de la ecuación politrópica de los gases a V_1 , se encontrara el volumen de aire comprimido que estará dentro de la cámara de aire.

$$V_1 = \frac{Dv}{\left(\frac{H_{max}}{H_{min}}\right)^{\frac{1}{n}} - 1}$$

Volumen de aire comprimido en cámara de aire.

Utilizando esta ecuación, con un índice politrópico del aire ($n=1.4$), el resultado del volumen de aire comprimido dentro de la cámara de aire está dado por:

$$V_1 = \frac{0.003024m^3}{\left(\frac{75.69m}{72.25m}\right)^{1.4} - 1}$$

Tabla 77: Cálculo de volumen de aire comprimido en cámara de aire.

V1 =	0.047	m3
n =	1.4	
P1 = Hmax =	75.69	m
P2 = Hmin =	72.25	m
Dv =	0.0016	m3

Fuente: Propia, 2013.

Utilizando como referencia la *Fórmula 25*, se calculó el volumen respectivo de agua que estará dentro de la cámara de aire ejerciendo presión sobre el aire, para que este se comprima, está dado por:

$$V_{agua} = 4 * Dv$$

Volumen de agua dentro de la cámara de aire.

$$V_{agua} = 4 * 0.003024m^3$$

Tabla 78: Cálculo de volumen de agua dentro de la cámara de aire.

Vagua =	0.0063	m3
---------	---------------	-----------

Fuente: Propia, 2013.

Al obtener el volumen de agua y aire comprimido de aire, se suman ambos para obtener el volumen total de la cámara de aire. Sin embargo, se debió añadir un 20% más de volumen para asegurar el funcionamiento correcto de la bomba, por si en el futuro se desea realizarle un cambio de lugar u otro tipo de modificaciones. Por esto se decidió referirse a la siguiente fórmula, para realizar este cálculo:

$$V_t = 1.20 * (V_1 + V_{agua})$$

Volumen total de cámara de aire.

$$V_t = 1.20 * (0.08952m^3 + 0.012096m^3)$$

Tabla 79: Cálculo de volumen total de cámara de aire.

Vt =	0.064	m ³
------	-------	----------------

Fuente: Propia, 2013.

Como último paso en el proceso de cálculo para la cámara de aire del ariete hidráulico, se debió de determinar la altura y diámetro que deberá tener dicha cámara de aire, para esto se utilizó la siguiente fórmula.

$$H_c = \frac{V_t}{\left(\pi * \left(\frac{D_{in}}{2}\right)^2\right)}$$

Altura de cámara de aire.

Tomando en cuenta que la altura de la cámara de aire es inversamente proporcional al diámetro de la tubería elegida, se trató de hacer lo más pequeño de altura la cámara de aire aumentando lo máximo posible el diámetro de la tubería. Por esta razón se eligió una tubería SDR 41 Clase – 100 de 12” de diámetro. Entonces resolviendo dicha fórmula la altura de la cámara de aire es de:

$$H_c = \frac{0.064m^3}{\left(\pi * \left(\frac{0.30711m}{2}\right)^2\right)}$$

Tabla 80: Cálculo de altura de cámara de aire.

Hc =	0.86	m
Vt =	0.064	m ³
Din =	0.30711	m

Fuente: Propia, 2013.

4.6 Cálculos y desarrollo: Sistema basado en bomba centrífuga sumergible

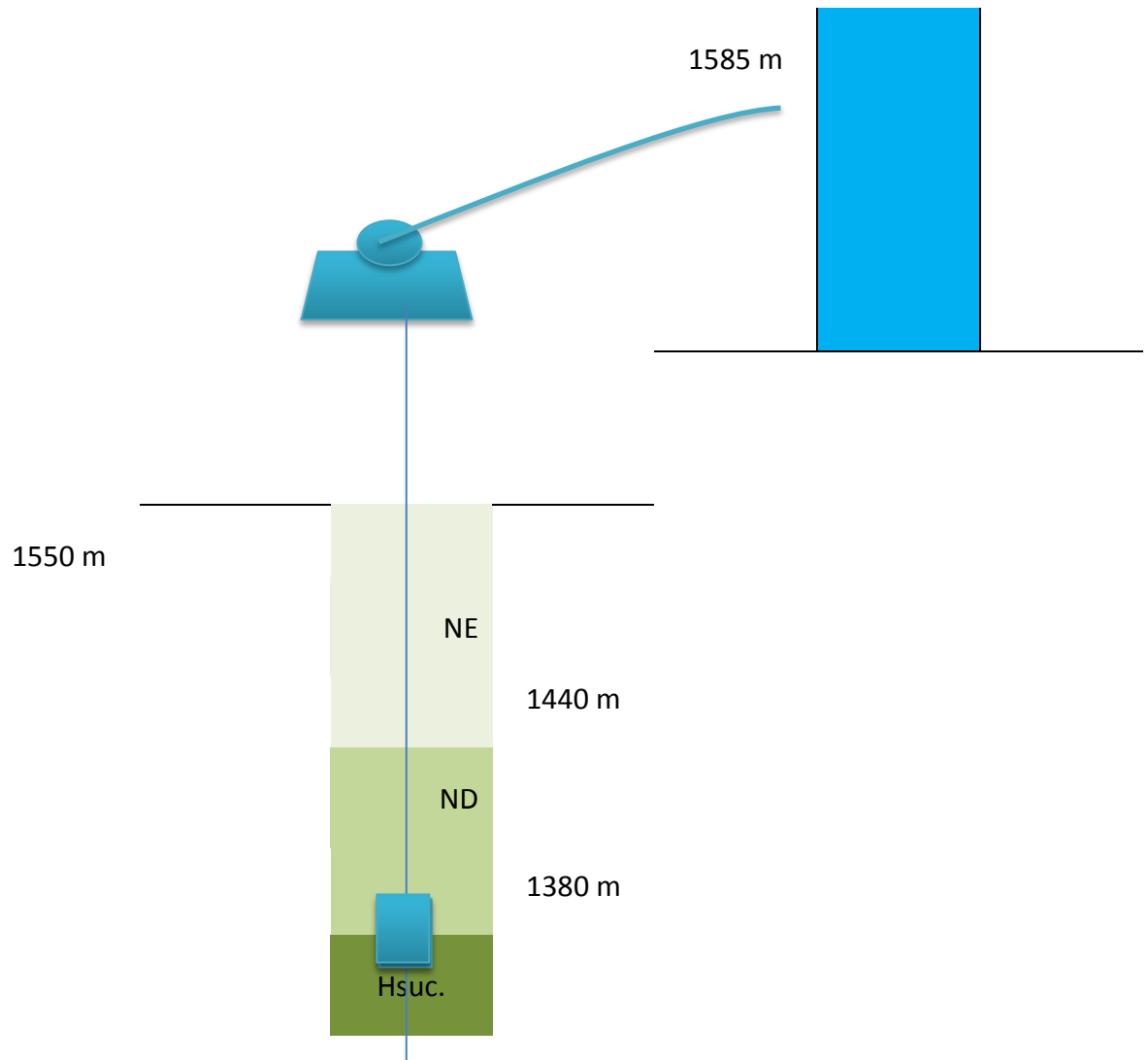
Como se planteó al inicio del presente proyecto de investigación, se realizó también el diseño del sistema de bombeo, utilizando un sistema con una o varias bombas centrífugas sumergibles, para que con esto se pueda tener un factor de comparación contra la bomba de ariete.

Tabla 81: Datos iniciales.

T=	12	hrs
Qbombeo =	21	l/s
L =	86.00	m

Fuente: Elaboración propia.

Figura 38: Diagrama de bomba a tanque elevado.



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

- NE = Nivel Estático.

- ND = Nivel Dinámico.
- Hsuc = Altura de succión o altura de ubicación de la(s) bomba(s).

Se debe de tomar en cuenta el tiempo en el que estará financiada la tubería así como su tasa de interés, para poder calcular el tamaño de tubería de impulsión más económica para el proyecto.

Periodo de Amortización: 10 años.

Interés: 15 % anual.

4.6.1 Dimensionamiento de diámetro. Se toma en cuenta un rango de diámetros entre los que puede ser diseñada la línea de impulsión del sistema de bombeo. Para esto debe ser utilizada la siguiente fórmula:

$$\phi = \sqrt{\frac{1.974 * Q}{v}}$$

Fórmula 23, Rango de Diámetros. (Echeverria, 2013)

Donde:

- Q = Caudal de bombeo.
- v = Velocidad máxima y mínima dentro de la tubería. (0.6m/s, 2.0 m/s)

Al ingresar tales velocidades, se obtienen los siguientes diámetros:

Tabla 82: Rango de diámetros.

$\varphi_{\text{man}} =$	8.312	in
$\varphi_{\text{mix}} =$	4.553	in

Fuente: Elaboración propia.

Con estos dos datos, se eligen todos los diámetros que existan de tubería para agua potable y de acuerdo a ellos se calcula cuál será el mejor a utilizar, según el que posea un menor costo al mes. Por lo tanto, los diámetros a utilizar en este caso son 4", 5", 6", 8".

4.6.2 Amortización de la tubería. Ya con los diámetros elegidos, se calcula la amortización o depreciación de la tubería en el periodo mencionado anteriormente. Es un término económico y contable, referido al proceso de distribución en el tiempo de un valor duradero. Adicionalmente, se utiliza como sinónimo de depreciación en cualquiera de sus métodos. Es calculado con la siguiente fórmula:

$$\frac{R * (R + 1)^n}{(R + 1)^n - 1}$$

Donde:

- R = Tasa de interés mensual.

- n = Periodo de amortización.

Por lo tanto, el resultado de la amortización es de 1.61%, y con esto ya se puede calcular el costo mensual por año de cada tubería elegida para tomarlo como criterio de comparación.

Tabla 83: Costo mensual.

Diámetro	Cantidad de tubos	Precio unitario. (Q)	Costo de tubos	Costo mensual por un año
4	14	Q 693.00	Q 10,093.25	Q 84.11
5	14	Q 1,057.00	Q 15,394.76	Q 128.29
6	14	Q 1,500.00	Q 21,846.87	Q 182.06
8	14	Q 2,544.00	Q 37,052.29	Q 308.77

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Luego se calcula la potencia, teniendo en cuenta una eficiencia de la bomba centrífuga del 60%, de la bomba al utilizar cada tipo de diámetro elegido, así también como las pérdidas en el sistema utilizando Hazen-Williams. Se define también que el tiempo de bombeo será de 12 horas al día, y tomando en cuenta que al mes se tienen 30 días, se calcula el tiempo de bombeo total por mes. Ya con esto, tomando en cuenta el precio de la electricidad de Q1.82 kW/hora, se calcula el consumo al mes por cada tubería, del sistema de bombeo.

Tabla 84: Consumo en Kw/h

Diámetro	Hf (m)	Potencia (kW)	Consumo kw/hr
4	4.876	1.675	Q1,097.49

5	1.645	0.565	Q370.21
6	0.677	0.233	Q152.35
8	0.167	0.057	Q37.53

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Ya con ambos costos calculados, se suman ambos datos para tener el costo real por mes, y así elegir la tubería más económica entre las opciones sugeridas. Que como muestra la siguiente tabla, se eligió utilizar tubería de 6”.

Tabla 85: Consumo real

Díámetro	Consumo kw/hr
4	Q1,181.60
5	Q498.50
6	Q334.41
8	Q346.30

Fuente: Elaboracion propia, 2013.

Ya con la tubería elegida, se procede a calcular las pérdidas reales y totales del sistema, tomando en cuenta el nivel dinámico de la bomba, la altura donde será colocada la bomba, las pérdidas por eje de la columna, pérdidas por velocidad y las pérdidas menores. Esta será la altura que deberá vencer la bomba.

Tabla 86: Altura a vencer por bomba centrífuga.

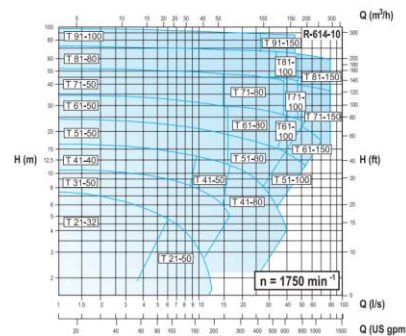
ND =	170.00	m
Hsuc =	160.00	m

Eje de la columna	8	m
=		
hb a tanq.=	35.00	m
hfb =	0.68	m
V=	0.76	m/s
Hv =	0.029	m
10%hf =	0.068	m
Pérdida total =		
Hft=	213.77	m

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Ya con la altura a vencer calculada, se procede a utilizar hojas técnicas de curvas de las bombas, para poder elegir una o varias bombas para que pueda vencer tal altura.

Tabla 87: Curva de bomba centrífuga.



Fuente: Egger, 2013.

Por lo tanto se eligieron dos bombas centrífugas T91-100, para poder vencer tal altura. Estas estarán separadas por una distancia de 10 metros, conectadas en serie.

4.7 Diseño hidráulico

En este inciso se detalla el diseño seleccionado, se asume que para lograr un sistema de distribución óptimo se utiliza un sistema cerrado que funcionará alimentado por un tanque de almacenamiento de agua, el cual estará ubicado en la parte más alta de la comunidad y luego toda la red funcionará por el método de la gravedad.

4.7.1 Volumen o capacidad del tanque de almacenamiento. El volumen del tanque de almacenamiento se calcula para que cumpla los siguientes propósitos:

- El tanque debe tener la capacidad necesaria para poder cumplir con el suministro de agua en las variaciones horarias.
- Mantener las presiones de servicio en toda la red.
- Almacenar cierta cantidad de agua para eventos grandes en la comunidad como por ejemplo: “La Feria del Pueblo”.

Para obtener el cálculo de volumen se utilizó un dato que ya se había obtenido en los anteriores procesos. Se utilizará el Q_{med} que se multiplicará por un porcentaje que es el que se aumenta si son por gravedad o si son por bombeo. En sistemas por gravedad se adopta un porcentaje entre 25% y 40% del consumo medio diario. Si se utiliza un sistema de bombeo se selecciona un porcentaje entre 40% y el 65% del consumo medio diario según la “Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales” del INFOM – UNEPAR. Para este caso se utilizará un porcentaje de 55% porque el tanque va a estar alimentado por un sistema de bombeo y se va a llevar a un porcentaje promedio ya que se toma en cuenta que la eficiencia de la bomba puede ser no muy alta o muy variable. Para estar seguros de que el tanque va a ser suficiente se toma este criterio en caso la bomba proporcionara una menor cantidad de volumen de agua en algún

momento. Este porcentaje proporciona un margen para que el diseñador pueda estar preparado para un caudal menor.

A continuación se puede observar la fórmula que se utiliza para calcular el volumen total del tanque:

Fórmula No.48. Volumen del tanque de almacenamiento.

$$Vol_{TD} = 55\% * Q_{med}$$

Fuente: INFOM (2011).

Donde:

- Vol_{TD} = Volumen de agua del tanque de distribución.
- Q_{med} = Consumo medio diario o caudal medio
- Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 88: Capacidad de tanque de distribución.

Vol_{TD} =	20.295	m^3
Q_{med} =	0.427	lts/s
%=	55%	

Fuente: Elaboración propia.

$$V_{TD} = 20.295 \text{ m}^3 \rightarrow V_{TD} = 20 \text{ m}^3$$

4.7.1.1 Diseño de tanque de almacenamiento. El tanque de almacenamiento se debe construir de 20m³ para cubrir la demanda de la comunidad de acuerdo a lo que indica el inciso anterior. Para su construcción, se utilizan los planos del “Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social: Unidad ejecutora del programa de acueductos rurales (UNEPAR), Guatemala, C.A.”.

Puesto que el diseño del tanque ya está en planos (Ver Anexos) se procede a cuantificar el material para sacar un costo del material del tanque que será presentado en el costo de la obra. Estos planos están aprobados por el MSPAS para construcción de tanques en el área rural.

4.7.2 Método de diseño de la red de distribución (Hardy Cross). En este inciso se demuestra cómo se debería de resolver, por el método de Hardy Cross, un ejemplo de un circuito cerrado de distribución de agua para una comunidad y se detalla cada uno de los pasos a seguir.

Los pasos que se deben seguir para realizar este método son los siguientes:

1. Fijar los puntos de consumo y determinar los caudales.
2. Distribuir los caudales.
3. Asumir o determinar los diámetros de tubería para cada tramo.
4. Calcular las pérdidas de carga en cada tramo.
5. Para cada tramo calcular la relación H_f/Q .
6. Efectuar las sumatorias: ΣH_f y $\Sigma H_f/Q$.
7. Calcular las correcciones: Δ . Por medio de la fórmula 8:

$$\Delta = \frac{-\Sigma H_f}{1.85 \times \Sigma \frac{H_f}{Q}}$$

8. Calcular el nuevo caudal con la fórmula 9:

$$Q_{nuev} = Q + \Delta$$

9. Realizar otra iteración y así sucesivamente hasta que Δ sea igual o menor al 1% del caudal. Si esta condición no se cumple el paso a seguir es regresar al inciso 4.
10. Calcular los caudales finales y las pérdidas de carga.
11. Calcular las presiones en la red.

Para comenzar a diseñar un sistema por el método de Hardy Cross se debe tener un circuito cerrado con puntos de consumo asignados y caudales determinados en cada uno de sus puntos o nodo.

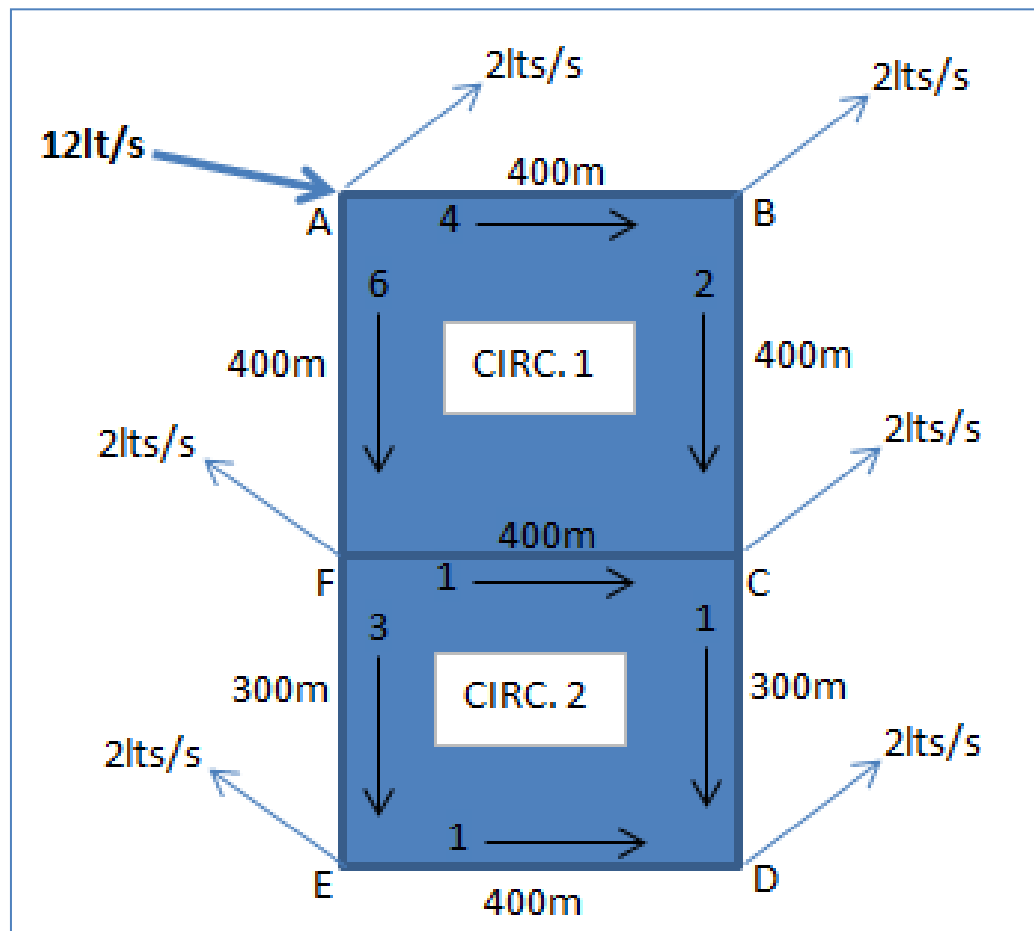
Es importante recalcar que el circuito que se va a analizar como ejemplo es un circuito de 6 nodos. Uno de los nodos posee un caudal de entrada de 12lt/s y los seis nodos (incluyendo el que tiene la entrada) tienen una salida de 2lt/s para alimentar los diferentes sectores. (Ver Figura 7)

Otros detalles del ejemplo:

- Son dos mallas juntas.
 - La primera malla es una malla cuadrada de 400 x 400mts.
 - La segunda malla es una malla rectangular de 400 x 300 mts.
- Cada nodo tiene su propia Cota. (Ver: Tabla 11)
- Se le asignan letras a cada nodo, teniendo los nodos A, B, C, D, E y F. De esta manera se pueden diferenciar también los tramos. Por ejemplo: Tramo AB y tramo ED.
- La presión en el nodo A es de 10 M.C.A.
- Se asigna cierto caudal en cada tramo de tubería en la red ya que ninguna debe o puede quedar vacía.

A continuación se observa una imagen describiendo todos los detalles antes indicados para poder observar el ejemplo o circuito a utilizar de una manera más gráfica.

Figura 39: Red de distribución de agua.



Fuente: Elaboración propia.

Una vez teniendo fijos los puntos de consumo como se muestra en la Figura 2 y determinados los caudales se procede a repartir los caudales como se muestra en la Figura 2. Por ejemplo: el tramo AB lleva un caudal de 4lt/s y el tramo ED lleva un caudal de 1lt/s.

En la Tabla 11 se puede observar las cotas que pertenecen a cada nodo del sistema.

Tabla 89: Cotas de nodos de red de distribución.

Cota_A=	817	Mts
Cota_B=	813	Mts
Cota_C=	805	Mts
Cota_D=	802	Mts
Cota_E=	805	Mts
Cota_F=	811	Mts

Fuente: Elaboración propia.

Luego de tener todos los caudales repartidos se procede al siguiente punto del proceso de Hardy Cross, el punto 3, que consiste en asumir o determinar los diámetros de la tubería para cada tramo.

Para determinar los diámetros de las tuberías se utiliza la siguiente *Fórmula 17:*

Fórmula No.49. Diámetro por Hazen Williams.

$$\phi_{xy} = \left(\frac{1743.811 \times l_{xy} \times Q_{xy}^{1.852}}{C^{1.852} \times H_{f_{xy}}} \right)^{\frac{1}{4.871}}$$

Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

Donde:

- ϕ_{xy} = Diámetro del tramo xy o tramo analizado.
- l_{xy} = Largo del tramo xy o tramo analizado.
- Q_{xy} = Caudal que pasa por el tramo xy o tramo analizado.
- C = Coeficiente de Hazen Williams para el PVC; 140
- $H_{f_{xy}}$ = Perdidas del tramo xy o tramo analizado.

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene el diámetro para cada tramo del sistema:

Tabla 90: Diámetro de tubería.

$\phi_{AB} =$	3.08313897	In	$\phi_{AB} =$	4	in
$L_{AB} =$	400	M			
$Q_{AB} =$	4	lts/s			
$H_{fAB} =$	4	M			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 91: Diámetro para tramo BC.

$\phi_{BC} =$	2.05465172	$\phi_{BC} =$	3	in
$L =$	400	m		
$Q =$	2	lts/s		
$hf =$	8	m		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 92: Diámetro para tramo FC.

$\phi_{FC} =$	1.6746856	$\phi_{FC} =$	2	in
$L =$	400	m		
$Q =$	1	lts/s		
$hf =$	6	m		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 93: Diámetro para tramo AF.

$\phi_{AF} =$	3.30973869	$\phi_{AF} =$	4	in
$L =$	400	m		
$Q =$	6	lts/s		
$hf =$	6	m		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 94: Diámetro de tramo CD.

$\phi_{CD} =$	1.82005382	$\phi_{CD} =$	2	in
L=	300	m		
Q=	1	lts/s		
hf=	3	m		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 95: Diámetro de tramo ED.

$\phi_{ED} =$	1.9307842	$\phi_{ED} =$	2	in
L=	400	m		
Q=	1	lts/s		
hf=	3	m		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 96: Diámetro de tramo FE.

$\phi_{FE} =$	2.39711996	$\phi_{FE} =$	2.5	in
L=	300	m		
Q=	3	lts/s		
hf=	6	m		

Fuente: Elaboración propia.

El siguiente paso para continuar el método de Hardy Cross es elaborar el cálculo de las pérdidas de carga en cada tramo de la red. Para calcular esta pérdida de carga o más conocida como H_f , se utiliza la ecuación de Hazen-Williams, *Fórmula 43*:

$$H_{fxy} = \frac{1743.811 \times l_{xy} \times Q_{xy}^{1.852}}{C^{1.852} \times \phi_{xy}^{4.871}}$$

Fuente: Saldarriaga, Juan (2007).

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene la pérdida de carga para cada tramo del sistema:

Tabla 97: Pérdidas de carga.

$H_{fAB} =$	1.13	M
$L_{AB} =$	400	M
$Q_{AB} =$	4	lts/s
$\emptyset_{AB} =$	4	M
$H_{fBC} =$	1.27	M
$L =$	400	M
$Q =$	2	lts/s
$\emptyset =$	3	M
$H_{fFC} =$	2.53	M
$L =$	400	M
$Q =$	1	lts/s
$\emptyset =$	2	M
$H_{fAF} =$	2.38	M
$L =$	400	M
$Q =$	6	lts/s
$\emptyset =$	4	M
$H_{fCD} =$	1.90	M
$L =$	300	M
$Q =$	1	lts/s
$\emptyset =$	2	M
$H_{fED} =$	2.53	M

Continuación Tabla 97

L=	400	M
Q=	1	lts/s
∅=	2	M
H_{ffE}=	4.89	M
L=	300	M
Q=	3	lts/s
∅=	2.5	M

Fuente: Elaboración propia.

Una vez calculadas las pérdidas de carga en cada tramo se calcula la relación H_f/Q y se procede a efectuar las sumatorias de:

- ΣH_f
- $\Sigma H_f/Q$

Con estos datos se pueden calcular las correcciones con las que luego se compensan los caudales, utilizando la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{-\Sigma H_f}{1.85 \times \Sigma \frac{H_f}{Q}}$$

A continuación se observa la tabla que se utilizó para calcular los tres datos antes presentados:

Tabla 98: Cálculo de ΣH_f , $\Sigma H_f/Q$ y Δ .

Circuito	Tramo	Q (lts/s)	H_f (m)	H_f/Q (m)	Δ
I	AB	4	1.13	0.28	0.35
I	BC	2	1.27	0.63	0.35
I	FC	-1	-2.53	2.53	0.17
I	AF	-6	-2.38	0.40	0.35

Continuación Tabla 98

Circuito	Tramo	Q (lts/s)	H _f (m)	H _f /Q (m)	Δ
		Σ=	-2.52	3.84	
II	FC				
II	CD	1	1.9	1.9	0.19
II	ED	-1	-2.53	2.53	0.19
II	FE	-3	-4.89	1.63	0.19
		Σ=	-2.99	8.58	

Fuente: Elaboración propia.

Después de calcular las correcciones (Δ) se analiza si todos los valores de las correcciones son menores al 1% del caudal de entrada. En este caso, el caudal de entrada es de 12lts/s. entonces para obtener el límite que no puede sobrepasar el valor de Δ solo se debe de multiplicar el 12 por 1% y el resultado de esto es de: 0.012.

Este valor de 0.012 debe ser mayor o igual a todos los valores Δ obtenidos en la tabla. Si 0.012 sigue siendo menor que una o más pérdidas de carga, entonces el proceso se debe de repetir desde el inciso 4 y hacer cuantas iteraciones sean necesarias para llegar a cumplir con este límite.

A continuación, se demuestra la primera iteración que se hace para resolver el caso, en este punto se evalúa si el valor de los deltas (Δ) es menor que el 1% del caudal de entrada y cómo no son menores que eso, se continúa con el proceso de iteraciones.

Tabla 99: Tabla de valores Delta.

Tramo	Δ	Chequeo
AB	0.35	No OK
BC	0.35	No OK
FC	0.17	No OK
AF	0.35	No OK
FC	-0.17	No OK
CD	0.19	No OK
ED	0.19	No OK
FE	0.19	No OK

Fuente: Elaboración propia.

El Δ es mayor a 0.012 antes mencionado entonces se calcula el caudal corregido por medio de la fórmula 10:

$$Q_{nuevo} = Q + \Delta$$

A continuación se observa cómo se obtiene este caudal nuevo:

Tabla 100: Caudal corregido.

Tramo	Q (lts/s)	Δ	Chequeo	Q corregido (Q+ Δ)
AB	4	0.35	No OK	4.35
BC	2	0.35	No OK	2.35
FC	-1	0.17	No OK	-0.83
AF	-6	0.35	No OK	-5.65
FC	1	-0.17	No OK	0.83

Continuación Tabla 100

Tramo	Q (lts/s)	Δ	Chequeo	Q corregido (Q+ Δ)
CD	1	0.19	No OK	1.19
ED	-1	0.19	No OK	-0.81
FE	-3	0.19	No OK	-2.81

Fuente: Elaboración propia.

Con el caudal corregido, se regresa al inciso 4 y se vuelven a calcular pérdidas ahora con el caudal nuevo. Este proceso se debe repetir hasta llegar a tener un Δ menor al 1% del caudal de entrada.

En este ejemplo, se obtiene un Δ menor al 1% del caudal de entrada en la tercera iteración. En las siguientes tablas se pueden observar las tres iteraciones.

Tabla 101: Primera iteración Hardy Cross.

Tramo	Q (lts/s)	H_f (m)	H_f/Q (m)	Δ	Chequeo	Q corregido (Q+ Δ)
AB	4	1.13	0.28	0.35	No OK	4.35
BC	2	1.27	0.63	0.35	No OK	2.35
FC	-1	-2.53	2.53	0.17	No OK	-0.83
AF	-6	-2.38	0.40	0.35	No OK	-5.65
	$\Sigma=$	-2.52	3.84			
FC	1	2.53	2.53	-0.17	No OK	0.83
CD	1	1.90	1.90	0.19	No OK	1.19
ED	-1	-2.53	2.53	0.19	No OK	-0.81
FE	-3	-4.89	1.63	0.19	No OK	-2.81
	$\Sigma=$	-2.99	8.58			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 102: Segunda iteración Hardy Cross.

Tramo	Q (lts/s)	H _f (m)	H _f /Q (m)	Δ	Chequeo	Q _{corregido} (Q+Δ)
AB	4.354911371	1.32	0.30	0.14	No OK	4.49
BC	2.354911371	1.71	0.73	0.14	No OK	2.49
FC	-0.83373541	-1.80	2.16	0.03	OK	-0.81
AF	-5.64508863	-2.13	0.38	0.14	No OK	-5.51
		-0.90	3.57			
FC	0.833735406	1.80	2.16	-0.03	OK	0.81
CD	1.188646777	2.61	2.20	0.11	OK	1.30
ED	-0.81135322	-1.72	2.11	0.11	OK	-0.70
FE	-2.81135322	-4.34	1.54	0.11	OK	-2.70
	Σ=	-1.64	8.02			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 103: Tercera iteración Hardy Cross.

Tramo	Q (lts/s)	H _f (m)	H _f /Q (m)	Δ	Chequeo	Q _{corregido} (Q+Δ)
AB	4.491756863	1.39	0.31	0.07	OK	4.56
BC	2.491756863	1.90	0.76	0.07	OK	2.56
FC	-0.80722148	-1.70	2.11	0.03	OK	-0.78
AF	-5.50824314	-2.04	0.37	0.07	OK	-5.44
		-0.44	3.55			
FC	0.807221483	1.70	2.11	-0.03	OK	0.78
CD	1.298978347	3.08	2.37	0.04	OK	1.34
ED	-0.70102165	-1.31	1.87	0.04	OK	-0.66
FE	-2.70102165	-4.03	1.49	0.04	OK	-2.66
	Σ=	-0.56	7.83			

Fuente: Elaboración propia.

En esta tercera iteración, se logra llevar todas las correcciones (Δ) a un valor menor que 0.012 y el chequeo marca todo "OK".

Los caudales corregidos que se utilizan para el siguiente paso son los siguientes:

Tabla 104: Caudales corregidos finales de la red.

Tramo	Qcorregido ($Q+\Delta$)
AB	4.56
BC	2.56
FC	-0.78
AF	-5.44
FC	0.78
CD	1.34
ED	-0.66
FE	-2.66

Fuente: Elaboración propia.

Al terminar las iteraciones para corregir los caudales y compensarlos, se obtiene el dato de las pérdidas finales en cada tramo de la tubería, que se observa en la siguiente tabla:

Tabla 105: Pérdidas por tramo finales de la red.

Tramo	H _f (m)
AB	1.39
BC	1.90
FC	-1.70
AF	-2.04
FC	1.70
CD	3.08
ED	-1.31
FE	-4.03

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo estas pérdidas ubicadas se debe finalizar el proceso, utilizándolas para conseguir las presiones que tiene cada nodo de la red.

Para conseguir estas presiones se utilizan las siguientes fórmulas:

Fórmula No.50. *Presión en el nodo.*

$$P = Cp_z - C_{terreno}$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

Fórmula No.51. *Cota piezométrica en el nodo.*

$$Cp_{za} = Cp_{zb} - h_{fab}$$

Fuente: Sotelo Avila, Gilberto (1994).

En el nodo A se tiene una presión (Pa) de 10m.c.a. como lo indican los datos iniciales del ejemplo, entonces ya se tiene un punto de donde partir.

Es en este punto donde se utiliza la fórmula 12 para conseguir el valor de la Cota piezométrica en A y el resultado es el siguiente:

Tabla 106: Cota piezométrica y presión en nodo A.

$Cp_{zA}=P_A+C_{\text{terreno}}=$	827.00	m
$P_A=$	10.00	m.c.a.
$C_T=$	817	m

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo la cota piezométrica en el nodo A, se comienza a obtener las presiones en los demás nodos del sistema. Por medio de la Fórmula 13, la Tabla 19 (con las pérdidas de cada tramo) y la Tabla 9 (donde aparecen las cotas de cada nodo), se obtienen los datos para obtener la presión de cada nodo y poder verificar si las presiones están entre el rango de la presión mínima y la presión máxima (10-40m.c.a.).

A continuación, se observa cómo se obtienen los resultados y presión de cada nodo para proceder luego a la verificación.

Tabla 107: Cota piezométrica y presión en nodo B.

$Cp_{zB}=Cp_{zA}-h_{fAB}=$	825.61	m
$P_B=Cp_{zB}-C_T=$	12.61	m.c.a.
$h_{fAB}=$	1.39	m
$C_T=$	813	m
$Cp_{zC}=Cp_{zB}-h_{fBC}=$	823.71	m
$P_C=Cp_{zC}-C_T=$	18.71	m.c.a.
$h_{fBC}=$	1.90	m
$C_T=$	805	m
$Cp_{zD}=Cp_{zC}-h_{fCD}=$	820.63	m

Continuación Tabla 107

$P_D = C_{pZD} - C_T =$	18.63	m.c.a.
$h_{fCD} =$	3.08	m
$C_T =$	802	m
$C_{pZE} = C_{pZD} -$ $h_{fDE} =$	819.32	m
$P_E = C_{pZE} - C_T =$	14.32	m.c.a.
$h_{fDE} =$	1.31	m
$C_T =$	805	m
$C_{pZF} = C_{pZA} -$ $h_{fAF} =$	824.96	m
$P_F = C_{pZF} - C_T =$	13.96	m.c.a.
$h_{fAF} =$	2.04	m
$C_T =$	811	m

Fuente: Elaboración propia

Se observa que todas las presiones en cada nodo están situadas arriba de 10 y debajo de 60 m.c.a.

Esto indica que la red está bien diseñada y el método de Hardy Cross es válido y efectivo para este diseño de red cerrada.

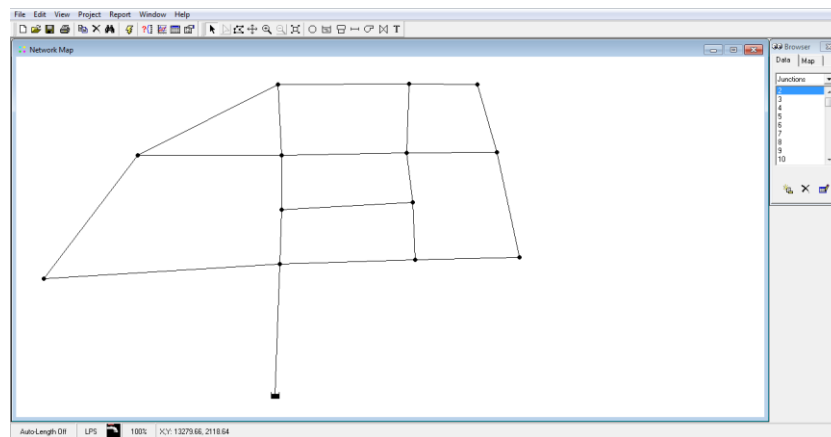
4.7.3 Diseño de la red con software de computación EPANET. Como se muestra en el inciso anterior, la manera para resolver un circuito cerrado tradicionalmente es mediante el método de Hardy-Cross. Este método está comprobado por muchas pruebas realizadas en la historia y, efectivamente, es funcional y adecuado para diseñar redes cerradas de distribución de agua. Para este proyecto se utiliza el software EPANET para diseñar el sistema ya que por ser este un sistema bastante complejo se vuelve conveniente utilizar el software. Hoy en día se debe acudir a este tipo de herramientas para facilitar el trabajo. Al utilizar el EPANET se garantizan resultados más exactos de una manera mucho más rápida. Es posible diseñar el circuito solamente por el método de Hardy-Cross

pero se convierte en un proceso demasiado largo y con mucho margen de error que no es conveniente para el resultado deseado.

Para diseñar en EPANET se debe llevar una secuencia y se tiene que tener ciertos datos iniciales para hacer que el programa funcione bien. A continuación se detallan el proceso:

1. Dibujar un esquema de la red o importar un esquema.

Figura 40: Esquema de diseño EPANET.



Fuente: Elaboración propia.

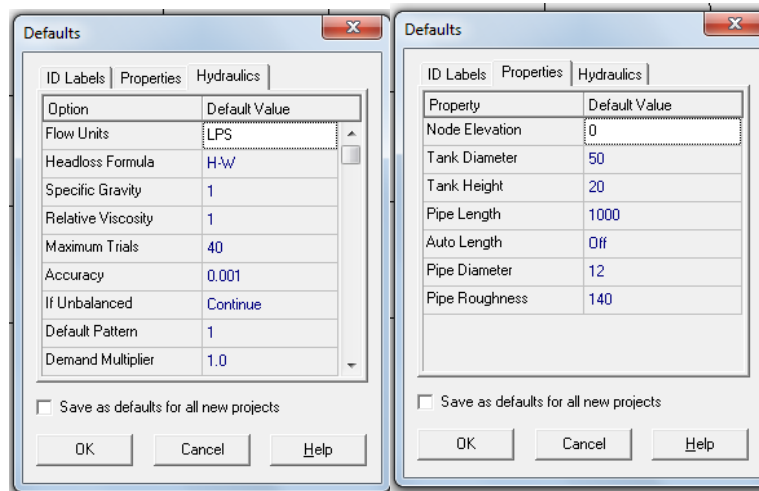
La red debe estar compuesta por:

- Depósito:
 - Indicando su cota(m)
- Nodos de consumo:
 - Indicando su cota(m) y su caudal consumido(l/s)
- Líneas o tuberías:
 - Indicando su nodo inicial y final, longitud de tubería (m), diámetro de tubería (mm), coeficiente de rugosidad de HW.

2. Editar las propiedades de los elementos que configuran el sistema en el editor de propiedades.

En este paso, se corrobora estar trabajando en las unidades deseadas. Por ejemplo: Litros por segundo, coeficiente de rugosidad de Hazen Williams como se observa en la siguiente figura.

Figura 41: Propiedades con las que se trabaja EPANET



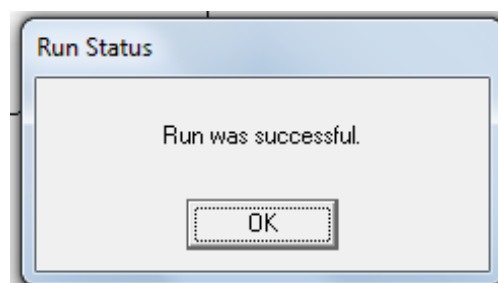
Fuente: EPANET.

Como se observa en la figura anterior, se muestra que los caudales se utilizarán en litros por segundo, se pueden colocar diámetros por defecto, que estos se pueden cambiar más adelante en el proceso de diseño y al final también se observa que en este caso se trabajará con el coeficiente de rugosidad de Hazen Williams para el PVC de 140.

3. Realizar el análisis hidráulico corriendo el programa.

Luego de haber colocado las tuberías con sus diámetros, longitudes, coeficientes y demás detalles iniciales se procede a correr el programa para que realice el análisis hidráulico. Al correr el análisis aparecerá la siguiente ventana.

Figura 42: Indicador de análisis satisfactorio.



Fuente: EPANET.

4. Observar los resultados en tablas o gráficas para poder compararlos con la teoría.

Los resultados muestran detalles de todas las tuberías y todos los nodos del sistema para poder analizarlos y ver si el resultado es correcto o hay que hacer algún cambio. La ruta para obtener las tablas de resultados es la siguiente: Report→Table→Elegir tabla de nodos o tubería. Al elegir cualquiera de estas dos se desplaza una tabla que muestra todos los atributos de los nodos o las tuberías. A continuación se demuestra las tablas de resultados de los nodos y tuberías de este caso. (García, María del Mar (2006).

Tabla 108: Resultados de nodos del diseño.

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc 2	1570.91	0.069	0.07	1587.00	16.09
Junc 3	1566.37	0.129	0.13	1585.64	19.27
Junc 4	1560.05	0.150	0.15	1585.08	25.03
Junc 5	1549.72	0.088	0.09	1584.77	35.05
Junc 6	1569.26	0.088	0.09	1585.41	16.15
Junc 7	1559.70	0.129	0.13	1585.02	25.32
Junc 8	1571.49	0.129	0.13	1585.26	13.77
Junc 9	1566.06	0.129	0.13	1584.94	18.88
Junc 10	1561.94	0.088	0.09	1584.70	22.76
Junc 11	1551.43	0.044	0.04	1584.61	33.18
Junc 12	1570.89	0.109	0.11	1584.58	13.69
Junc 13	1562.83	0.044	0.04	1584.56	21.73
Junc 14	1551.18	0.088	0.09	1584.51	33.33
Resvr 1	1588	#N/A	-1.28	1588.00	0.00

Fuente: EPANET.

Tabla 109: Resultados de la tubería del diseño.

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe 1	99.09	50.8	140	1.28	0.63	10.05
Pipe 2	116.58	25.4	140	0.24	0.48	13.67
Pipe 3	64.52	25.4	140	0.16	0.31	5.99
Pipe 4	19.55	25.4	140	0.59	1.17	69.76
Pipe 5	56.75	25.4	140	0.38	0.75	30.80
Pipe 6	41.49	19.05	140	0.13	0.44	16.34
Pipe 7	68.45	19.05	140	-0.03	0.09	0.82
Pipe 8	49.22	19.05	140	0.08	0.30	7.73
Pipe 9	53.01	19.05	140	0.11	0.39	13.12
Pipe 10	35.92	19.05	140	0.06	0.20	3.84
Pipe 11	46.95	19.05	140	0.05	0.19	3.43
Pipe 12	26.09	19.05	140	0.06	0.20	3.68
Pipe 13	77.72	19.05	140	0.05	0.19	3.26
Pipe 14	21.27	25.4	140	0.35	0.69	26.36
Pipe 15	36.00	19.05	140	0.09	0.31	8.60
Pipe 16	19.73	19.05	140	0.12	0.44	15.79
Pipe 17	20.30	19.05	140	0.11	0.38	12.10
Pipe 18	35.82	19.05	140	0.05	0.16	2.52
Pipe 19	40.62	19.05	140	0.02	0.06	0.42
Pipe 20	39.20	19.05	140	0.03	0.11	1.23

Fuente: EPANET.

Ya con las tablas de resultados se procede a evaluar si las presiones en todos los nodos están en el rango correcto y efectivamente se encuentran entre 10 y 40 M.C.A que son las presiones mínimas y máximas para una red de distribución de agua respectivamente. Se observa también las velocidades en todos los tramos de la red, en este caso existen velocidades bastante bajas como por ejemplo 0.09m/s pero esto no afecta realmente el diseño ya que es porque los caudales que se transportan en esos tramos son demasiado bajos y la velocidad no es muy alta. Esto puede quedar así sin afectar ya que las presiones en los nodos son las requeridas. Según la Guía de Normas Sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano si las velocidades están fuera del rango de 0.6 y 3.0m/s solo se debe de justificar en la descripción del proyecto el por qué y las presiones deben de estar dentro del rango de presión.

En este caso el diseño cumple con los requerimientos de la guía entonces con las mismas tablas de EPANET se procede a realizar el costeo de la obra.

4.8. Bases para el diseño de drenajes funcionales

Para la elaboración del diseño de drenajes de una población o un lugar, se deben de tomar en cuenta una serie de datos y bases para diseñar. A continuación se presenta una propuesta de todos los datos que se utilizan para el diseño de los drenajes de “Vistas de la comunidad” en Mixco Guatemala:

- Período de diseño: 30 años.
- Presiones: en la red de drenajes se trabaja sin presión.
- Velocidad mínima en el recorrido del agua: 0.6 m/s.
- Velocidad máxima en el recorrido del agua: 3 m/s.
- Población actual.
- Población futura o tributaria.
- Contribución.
- Caudal promedio diario.
- Caudal máximo de origen doméstico.
- Caudal de infiltración.
- Caudal de diseño.

4.8.1 Periodo de diseño. Este periodo es el tiempo que se utiliza para describir la vida útil del proyecto, es decir, el tiempo que el proyecto va a brindar un servicio óptimo a la comunidad. El período de diseño de los proyectos de

alcantarillado o drenajes se toma, de acuerdo a las “Normas Generales de diseño de Redes de Alcantarillado”, entre 30 y 40 años a partir de su construcción.

Para este proyecto se estimó un período de diseño de 30 años, tomando en cuenta que la situación y estado de la comunidad no permite un gran crecimiento de la población.

Teniendo este tiempo, se procedió a realizar el diseño con el índice de crecimiento poblacional del área.

4.8.2 Población futura. Se toma la tasa de crecimiento calculada en el inciso 2.1.3.1. Para calcular la población futura. La tasa de crecimiento poblacional es de 3.5%.

Para calcular la Población futura se utiliza la siguiente fórmula:

$$P = P_o(R + 1)^n$$

En este caso se toma como población actual 295 habitantes. La tasa de crecimiento (R) estimada es 3.5% para esta área por lo demostrado anteriormente y el período de diseño (n) es para 30 en este caso. A continuación se observa el cálculo:

Tabla 110: Cálculo de Población futura para red de drenajes.

$P=P_o(R+1)^n$; P=	828.004	Habitantes
Po=	295	Habitantes
R=	3.5	%
n=	30	años

Fuente: Elaboración propia.

Por cuestiones de estimación se debería de tomar para el diseño de la red, una población futura total de 830 habitantes, siguiendo la tasa de crecimiento obtenida. Para este proyecto no se consideró el valor 830 para diseñar los

drenajes, sino que se calculó para una población de 470 habitantes. Esto garantiza un servicio óptimo para 30 años previendo que la comunidad llega a un máximo de 8 personas por casa.

4.8.3 Contribución por habitante. La contribución es la cantidad de litros por habitante por día que se toman para el cálculo de los caudales promedio y máximo. Según las “Normas Generales de diseño de Redes de Alcantarillado” se debe estimar una contribución mínima de 150 litros por habitante por día (lts/hab/día), dato que se consideró para los cálculos de este proyecto por ser una comunidad dentro de la capital y de bajos recursos.

La contribución suele ser mayor que la dotación que se utiliza para el sistema de distribución, para que no existan problemas sanitarios de drenajes en todo el vecindario.

4.8.4 Caudal promedio diario. El caudal promedio diario es el producto de la contribución seleccionada, en este caso 150lts/hab/día, por el número de habitantes que se estimen al final del periodo de diseño, la población tributaria, en este caso igual a 470 habitantes.

A continuación se puede observar la fórmula para calcularlo:

Fórmula No.52. Caudal promedio diario.

$$Q_{medD} = \frac{Pob_{futura} * Cont}{86400s}$$

Fuente: González Morasso, Rodolfo (1967).

En donde:

- Q_{medD} = Caudal promedio diario
- Pob_{futura} = Población futura a “n” años.
- $Cont$ = Contribución en lts/hab/día

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando una hoja electrónica y se obtiene lo siguiente:

Tabla 111: Cálculo de caudal promedio diario.

Q_{medD} =	0.816	lts/s
Pob_{fut} =	470	habitantes
$Cont$ =	150	lts/hab/día

Fuente: Elaboración propia

4.8.5 Caudal máximo de origen doméstico. El caudal máximo de origen doméstico se trata del producto del caudal promedio diario y un factor que indica la norma de 5. Este caudal es el máximo que proviene de las casas.

A continuación se puede observar la fórmula que se utiliza de acuerdo a las “Normas Generales de diseño de Redes de Alcantarillado”, para calcular el caudal máximo.

Fórmula No.53. Caudal máximo de origen doméstico

$$Q_{maxD} = Q_{medD} * FM$$

Fuente: González Morasso, Rodolfo (1967).

Donde:

- Q_{maxD} = Caudal máximo de origen doméstico
- Q_{medD} = Caudal promedio diario
- FM = Factor máximo (5)

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 112: Cálculo de Caudal máximo de origen doméstico.

$Q_{\max D} =$	4.080	lts/s
FM (factor max)=	5	
$Q_{\text{med}} =$	0.816	lts/s

Fuente: Elaboración propia

4.8.6 Caudal de infiltración. El caudal de infiltración es el agua proveniente de filtraciones en el suelo que ingresa a la tubería aparte de las aguas que salen de las viviendas. Según las “Normas Generales de diseño de Redes de Alcantarillado”, se toma un caudal de 12,000lts/día/km o también 12lts/día/m para hacer el cálculo del caudal de infiltración. Ese valor se multiplica por la longitud en metros de tubería y se obtiene el resultado.

A continuación se puede observar la fórmula que se utiliza para calcular el caudal máximo:

Fórmula No.54. Caudal de infiltración

$$Q_{inf} = \frac{12lts}{\frac{día}{m}} * L$$

Fuente: González Morasso, Rodolfo (1967).

Donde:

- Q_{inf} = Caudal de infiltración
- L= Longitud total de tubería (m)

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 113: Cálculo de caudal de infiltración.

Q_{inf}	0.136	lts/s
$L_{tuberiatotal}$	976	m

Fuente: Elaboración propia

4.8.7 Caudal de diseño para drenajes. El caudal de diseño para drenajes es el caudal definitivo para el que se debe de diseñar la red de drenajes de la comunidad. En este proyecto, se define este caudal de acuerdo a lo que indican las “Normas Generales de diseño de Redes de Alcantarillado”. El caudal de diseño para drenajes es la suma del caudal máximo de origen doméstico más el caudal de infiltración, calculados en los dos incisos anteriores.

A continuación se puede observar la fórmula que se utiliza de acuerdo a las “Normas Generales de diseño de Redes de Alcantarillado”, para calcular el caudal máximo.

Fórmula No.55. Caudal de diseño

$$Q_{dis} = Q_{maxD} * Q_{inf}$$

Fuente: González Morasso, Rodolfo (1967).

Donde:

- Q_{dis} = Caudal de diseño
- Q_{maxD} = Caudal máximo de origen doméstico
- Q_{inf} = Caudal de infiltración

Una vez se tiene la fórmula se hace el cálculo utilizando Excel y se obtiene lo siguiente:

Tabla 114: Cálculo de Caudal de diseño.

$Q_{dis} =$	4.215	lts/s
$Q_{maxD} =$	4.080	lts/s
$Q_{inf} =$	0.136	lts/s

Fuente: Elaboración propia

Este es el caudal que se debe utilizar a la hora de diseñar la red de drenajes de una comunidad, en este caso Vistas de la Comunidad.

4.9 Cuantificación de material

Es muy importante costear la obra para poder elaborar una propuesta y saber de cuanto se debe disponer si en caso la obra se llevará a cabo.

A continuación, se detallarán los materiales necesarios para la realización del pozo incluida en la cotización realizada por la empresa Daho Pozos Guatemala. Esta empresa es líder en el mercado guatemalteco en la construcción de pozos con excelencia, razón por la cual ha sido elegida su propuesta.

Tabla 115: Descripción de costos de pozo mecánico.

Descripción de rubro	Costo (\$)
Transporte del equipo al lugar de trabajo, regreso del mismo, incluye acarreo de materiales de perforación y otros. Distancia de Daho Pozos al área de trabajo 15 Kms.	698.09
Montaje y desmontaje de la maquinaria.	1696.02

Continuación Tabla 115

Descripción de rubro	Costo (\$)
Perforación de 860 pies para pozo mecánico e instalar tubería de 8" de diámetro	27,396.23
Valor de 540 pies de tubería de revestimiento en ACERO AL CARBON ASTM A53 GRADO B de 8" de diámetro	10,446.77
Valor de 320 pies de tubería con rejilla vertical ranurada de fábrica ACERO AL CARBON ASTM A53 GRADO B de 8" de diámetro x 0.25" de espesor por pie	7,428.81
Entubación de 860" pies, incluso el traslado de equipo y operador de soldadura	1,208.07
Empaque de grava de canto rodado y de calibre seleccionado.	2,281.04
Sello sanitario de cemento.	540.41
Desarrollo y limpieza del pozo para la extracción de sólidos y agitación del acuífero por 70 horas estimadas	3,087.07
Desarrollo y limpieza con compresor por 8 horas estimadas a las horas adicionales se cobrarán por separado.	899.57

Continuación Tabla 115

Descripción de rubro	Costo (\$)
Prueba de bombeo (aforo) con una duración de 24 Horas. Incluye traslado de equipos adecuados, accesorios	1,172.71
Registro Eléctrico para la detección de formación permeable, incluye traslado y operador.	608.65
Análisis Físicoquímico del Agua en laboratorio profesional	66.78
Agente de Seguridad en el punto de Perforación	1260.00

Fuente: Daho Pozos Guatemala

Tabla 116: Cotización equipo de bombeo Vistas de la Comunidad

<i>Nombre de la bomba</i>	FPS 4400
Potencia	20hp
Costo	Q 136,852.50

Fuente: Hidrotecnia Guatemala.

4.9.1 Costo total del pozo mecánico. El siguiente costo incluye, precio en quetzales del pozo mecánico, precio del equipo de bombeo, incluyendo panel de control e instalaciones, así como todo el material necesario para la perforación.

Tabla 117: Costo total del proyecto.

Descripción	Costo
Perforación de pozo mecánico en Vistas de la Comunidad	Q 550,321.76
Equipo de bombeo sumergible en Vistas de la Comunidad	Q 136,852.50
Total General	Q 687,174.26

Fuente: Elaboración propia con información brindada por Daho Pozos Guatemala e Hidrotecnia

4.9.2 Costo de tanque de almacenamiento. Se construye el tanque de acuerdo a los planos que propone el ministerio de salud pública y asistencia social: Unidad ejecutora del programa de acueductos rurales de Guatemala. Estos planos son los que se recomiendan usar para construir tanques de 20m³ que es lo que se necesita para este caso. El precio total del tanque se obtiene costeadando la cuantificación con los precios presentados en los anexos. A continuación se muestra la tabla de costeo del tanque:

Tabla 118: Cuantificación y costeo de material del tanque.

Descripción	Cantidad	Unidad	P. unitario	Total
Accesorios de entrada				
Adaptador macho de PVC de 3/4"	1	U	Q2.00	Q2.00
Válvula de compuerta Br de 3/4"	1	U	Q179.58	Q179.58
Codos de HG de 3/4" a 90°	2	U	Q9.23	Q18.46
Accesorios de salida				
Válvula de pie (pichacha) Br 2"	1	U	Q314.00	Q314.00
Adaptadores macho PVC de 2"	3	U	Q8.10	Q24.30
Válvula de compuerta Br de 2"	1	U	Q641.00	Q641.00
Accesorios de Drenaje y Rebalse				
Tee PVC de 3"	1	U	Q67.49	Q67.49
Codos de PVC de 3" a 90°	3	U	Q61.70	Q185.10
Válvula de compuerta Br de 3"	1	U	Q1,872.89	Q1,872.89
Adaptador macho de PVC de 3"	2	U	Q30.30	Q60.60
Tubería de PVC de 3"	6	m	Q46.67	Q280.00
Material de construcción				
Cemento	103	Sacos	Q70.00	Q7,210.00
Piedrín	9	m ³	Q200.00	Q1,800.00
Arena de río	9	m ³	Q90.00	Q810.00
Parales de 3x3"	450	PT	Q5.50	Q2,475.00
Tabla de pino Rústica 1"x12"x10'	650	PT	Q5.50	Q3,575.00
Clavo de 3"	35	lbs	Q4.98	Q174.30
Alambre de amarre	100	lbs	Q4.40	Q440.00
Hierro de 3/8" g.60	195	var	Q28.30	Q5,518.50
Hierro de 1/2" g.60	2	var	Q49.91	Q99.82
			Σtotal	Q25,748.04

Fuente: Elaboración propia

4.9.3 Costo de sistema de bombeo. Se realizó la correspondiente cuantificación de material necesario para la construcción de la bomba de ariete, representada en la siguiente tabla:

Tabla 119: Cuantificación de material para bomba de ariete

Descripción	Cantidad	Unidad
Tubo ¾" PVC SDR 17, PSI 250. (Rosado)	1	U
Tubo ½" PVC SDR 17, PSI 250. (Rosado)	1	U
Tubo 12" PVC SDR 17, PSI 250. (Rosado)	1	U
Unión Cónica Hembra ¾"	1	U
Codo ¾" de 45 Grados, Roscas Macho.	1	U
Llave/Válvula Mariposa de ¾", Macho-Hembra.	1	U
T de ¾" a 90 Grados.	2	U
Codo de ¾" macho a 90 Grados.	1	U
Pesos ajustables (tuercas hasta llegar el peso deseado)		

Continuación Tabla 119.

Descripción	Cantidad	Unidad
Valvula de cheque de $\frac{3}{4}$"	2	U
Rosca doble de $\frac{3}{4}$"	2	U
Reducidor bushing 12"x6"	1	U
Reducidor bushing 6"x3"	1	U
Reducidor bushing 3"x$\frac{3}{4}$"	1	U
Reducidor bushing $\frac{3}{4}$"x$\frac{1}{2}$"	2	M

Fuente: Elaboración Propia.

Ya con la cuantificación de materiales realizada, se procedió a pedir las correspondientes cotizaciones de material a distribuidores como Amanco y Gerfor para lo referente a tubería. Para poder tener un factor de comparación, se pidió también cotizaciones de sistemas de bombeo comunes por centrifuga vertical sumergible con AquaCorp, Hidromaster y Covelecsa. A continuación se muestra una tabla en la que se representan comparativamente las opciones que pueden ser utilizadas en este proyecto:

Tabla 120: Comparación de costos.

Opción	Datos importantes	Costo
Sistema Combinado: Bomba sumergible (Aquacorp) + Bomba de Aaiete. (Amanco/Gerfor)	La eficiencia de la bomba sumergible es del 85%. Se le suma el costo del tanque de almacenamiento para abastecer a la bomba de ariete (Cisterneo).	Q135, 000.00 + Q33, 900.00 + Q10, 440.00 = Q179, 340.00
Sistema combinado: Bomba sumergible (Hidromaster) + Bomba de ariete. (Amanco/Gerfor).	La eficiencia de la bomba sumergible es del 85%. Se le suma el costo del tanque de almacenamiento para abastecer a la bomba de ariete (Cisterneo).	Q117, 814.83 + Q33, 900.00 + Q10, 440.00 = Q162, 154.83.
Sistema con bombas (Covelacsa)	Se utilizaran 2 conectadas a 10 metros de separación entre ellas, en serie. (Centrifugas Sumergibles).	Q279, 227.60

Fuente: Aquacorp, Amanco, Gerfor, Hidromaster, Covelacsa y Cisterneo. (Ver cotizaciones en anexos), 2013.

4.9.4 Costo de red de distribución. La red de distribución se cuantifica de acuerdo a los resultados que se obtienen de EPANET. El software despliega dos tablas detallando tubería y nodos con sus propiedades. Entre los aspectos que muestra la tabla se encuentra:

- Largos de tubería.
- Diámetros de tubería.

- Presiones.
- Velocidades.
- Demandas de cada nodo.
- Caudales en la tubería.

Estas propiedades mencionadas facilitan la cuantificación junto con el plano de planta en AutoCad (Ver anexos). Con estas dos herramientas, se obtienen las longitudes de tubería y luego se divide dentro de 6m para obtener la cantidad de tubos. Al hacer esta operación, se debe tener en cuenta que los diámetros pueden variar, entonces es bueno identificar cuánta tubería es de cada diámetro como lo muestra la tabla siguiente:

Tabla 121: Cuantificación de tubería de red de distribución.

$\varnothing_{\text{tubería}}$	Longitud	long efectiva (m)	# de tubos	Observaciones
2"	99.09	6	18	Tubo de 160PSI
1"	278.67	6	50	Tubo de 160PSI
3/4"	590.52	6	105	Tubo de 250PSI

Fuente: Elaboración propia

Teniendo las cantidades exactas de tubos, incluyendo un 6% de desperdicio que se multiplica en la fórmula de # de tubos, se puede proceder a sacar el costo total de la tubería. En este caso se utilizan dos proveedores para definir la mejor opción. A continuación se muestran los dos presupuestos:

Tabla 122: Precio tubería Amanco.

Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Tubos de 2" PVC 160PSI	18	Q131.00	Q2,358.00
Tubos de 1" PVC 160PSI	50	Q53.00	Q2,650.00
Tubos de 3/4" PVC 250PSI	105	Q37.00	Q3,885.00
Σtotal			Q8,893.00

Fuente: Elaboración propia (Precios Amanco 2012)

Tabla 123: Precio tubería Gerfor.

Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Tubos de 2" PVC 160PSI	18	Q140.00	Q2,520.00
Tubos de 1" PVC 160PSI	50	Q56.00	Q2,800.00
Tubos de 3/4" PVC 250PSI	105	Q41.00	Q4,305.00
Σtotal			Q9,625.00

Fuente: Elaboración propia (Precios Gerfor 2012)

Al tener ya los dos precios de tubería, se puede observar que la primera opción es la más conveniente y económica. Amanco tiene precios aproximadamente 7.6% más barato de Gerfor, así que por la economía se toma como costo de tubería un total de Q8,893.00.

Se utiliza tubería de 160PSI en los diámetros de 2" y 1" porque es el diámetro que se utiliza comercialmente para agua potable. Para el tubo de ¾" se debe de utilizar tuberías de 250PSI ya que no existe la tubería de ¾" de 160PSI en los catálogos de Amanco y Gerfor. A continuación se analiza la presión máxima en la tubería para comprobar que la tubería que se está utilizando es la adecuada.

Tabla 124: Presión máxima en la tubería

NODO	Presión
	M.C.A.
E-1	16.09
E-2	19.27
E-3	25.03
E-4	35.05
E-5	16.15
E-6	25.32
E-8	13.77
E-9	18.88
E-10	22.76
E-11	33.18
E-12	13.69
E-13	21.73
E-14	33.33
E-0	0.00

Fuente: EPANET

La presión máxima en esta tabla es la presión que pertenece al nodo E-4 y esta presión es igual a 35.05 M.C.A. Para convertir los M.C.A. a PSI, se utiliza la relación 1 M.C.A.= 1.4226PSI:

A partir de esta relación se calcula la presión máxima en PSI y resulta lo siguiente:

Tabla 125: Presión máxima de la red en PSI.

$P_{\max} =$	49.86	P.S.I.
1M.C.A=	1.4226	P.S.I.
$P_{\max} =$	35.05	M.C.A.

Fuente: Elaboración propia

La presión máxima de la red es de 49.86 PSI; con este dato se confirma que la tubería utilizada (160psi y 250psi) soporta perfectamente las presiones de la red.

Los accesorios para la red de distribución se cuantificaron observando el recorrido y asignando accesorios en donde se necesitaba. Y se agregaron las conexiones para cada vivienda en la cuantificación. A continuación se observa la tabla de cuantificación:

Tabla 126: Cuantificación de accesorios de la red.

Descripción	Cantidad
Válvulas de compuerta de 3/4" Br	9
Válvulas de compuerta de 1" Br	4
Válvulas de compuerta de 2" Br	2
Válvulas de cheque de 3/4" Br	2
Válvulas de cheque de 2" Br	1
Reductor de 2" a 3/4" PVC	1
Reductor de 2" a 1" PVC	1
Reductor de 1" a 3/4" PVC	23
Tee de 3/4" PVC	66
Tee de 1" PVC	1
Tee de 2" PVC	1
Codo de 3/4" a 90° PVC	3
Codo de 1" a 90° PVC	1
Cruz de 3/4" PVC	2
Cruz de 1" PVC	1
Total de accesorios	118

Fuente: Elaboración propia

Seguido de esto se continuó a cotizar con las dos diferentes opciones utilizando los precios de Instalaciones modernas para los costos de accesorios de bronce (Br). Se puede observar la diferencia de precios comparando las dos tablas

siguientes con precios en accesorios de PVC de Amanco y Gerfor, los dos proveedores seleccionados.

Tabla 127: Precio accesorios Amanco.

Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Válvulas de compuerta de 3/4" Br	9	Q179.58	Q1,616.22
Válvulas de compuerta de 1" Br	4	Q230.00	Q920.00
Válvulas de compuerta de 2" Br	2	Q641.00	Q1,282.00
Válvulas de cheque de 3/4" Br	2	Q154.00	Q308.00
Válvulas de cheque de 2" Br	1	Q667.67	Q667.67
Reductor de 2" a 3/4" PVC	1	Q8.80	Q8.80
Reductor de 2" a 1" PVC	1	Q8.80	Q8.80
Reductor de 1" a 3/4" PVC	23	Q3.10	Q71.30
Tee de 3/4" PVC	66	Q2.70	Q178.20
Tee de 1" PVC	1	Q5.10	Q5.10
Tee de 2" PVC	1	Q15.80	Q15.80
Codo de 3/4" a 90° PVC	3	Q2.30	Q6.90
Codo de 1" a 90° PVC	1	Q5.40	Q5.40
Cruz de 3/4" PVC	2	Q23.60	Q47.20
Cruz de 1" PVC	1	Q29.40	Q29.40
1/8 galón de pegamento	5	Q143.08	Q715.40
		Σtotal	Q5,886.19

Fuente: Elaboración propia utilizando precios de Instalaciones Modernas en bronce y precios de Amanco en PVC (Ver anexos).

Tabla 128: Precio accesorios Gerfor.

Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Válvulas de compuerta de 3/4" Br	9	Q179.58	Q1,616.22
Válvulas de compuerta de 1" Br	4	Q230.00	Q920.00
Válvulas de compuerta de 2" Br	2	Q641.00	Q1,282.00
Válvulas de cheque de 3/4" Br	2	Q154.00	Q308.00
Válvulas de cheque de 2" Br	1	Q667.67	Q667.67
Reductor de 2" a 3/4" PVC	1	Q9.20	Q9.20
Reductor de 2" a 1" PVC	1	Q9.20	Q9.20
Reductor de 1" a 3/4" PVC	23	Q3.20	Q73.60
Tee de 3/4" PVC	66	Q2.80	Q184.80
Tee de 1" PVC	1	Q5.30	Q5.30
Tee de 2" PVC	1	Q16.50	Q16.50
Codo de 3/4" a 90° PVC	3	Q2.40	Q7.20
Codo de 1" a 90° PVC	1	Q5.60	Q5.60
Cruz de 3/4" PVC	2	Q24.70	Q49.40
Cruz de 1" PVC	1	Q30.70	Q30.70
1/8 galón de pegamento	5	Q143.08	Q715.40
		Σtotal	Q5,900.79

Fuente: Elaboración propia utilizando precios de Instalaciones Modernas en bronce y precios de Gerfor en PVC (Ver anexos)

La opción más económica tanto para tubería y para accesorios de la red es la opción presentada por Amanco. A continuación se presenta el costo total de la red de distribución con el tanque de almacenamiento:

Tabla 129: Costo total de material.

Descripción	Total
Material del tanque	Q25,748.04
Tubería de la red	Q8,893.00
Accesorios de la red	Q5,886.19
Σtotal	Q40,527.23

Fuente: Elaboración propia utilizando precios de Instalaciones Modernas en bronce, Amanco en PVC y otros proveedores de material (Ver anexos)

V. Conclusiones

1. El agua superficial encontrada en el Río Molino, no cumple con los requisitos mínimos de potabilidad del agua, tanto en el ámbito fisicoquímico como en el bacteriológico. Por lo tanto, esta posible fuente de agua es descartada por razones de salubridad de las personas.
2. La consideración de realizar un pozo artesanal para poder almacenar agua y ser posteriormente bombeada para el sistema de ariete, es descartada, ya que no es posible realizar un pozo artesiano de profundidad considerable para lograr alcanzar un acuífero que garantice la dotación necesaria.
3. La propuesta de la realización de un pozo mecánico en el sector de estudio, es la que mejor se adecúa a las necesidades de la población y del proyecto en general, ya que garantiza la dotación del recurso hídrico durante el periodo de diseño, tanto para la demanda de la población como para los requerimientos de la bomba de ariete.
4. El costo de instalación y operación, del proyecto de instalación de un pozo mecánico con sistema de bombeo sumergible, es elevado para las posibilidades de adquisición de la población en estudio.
5. El caudal que proporciona la fuente sugerida es el adecuado para cumplir con la demanda de la población y también con el sistema de bomba de ariete que se desea implementar en el consolidado del proyecto. La potencia del equipo de bombeo debe ser como mínimo de 20hp para poder cumplir con los requerimientos del sistema de bomba de ariete y vencer la carga dinámica que se presenta en el sistema del pozo.

6. El proyecto de instalación de un pozo mecánico en Vistas de la Comunidad, siguiéndose los lineamientos especificados en el informe, cumple con la característica de ser auto sostenible y de mantenimiento económico, sin embargo, depende de la inversión externa a la comunidad para poder cumplir con la condición de ser ejecutable, ya que la inversión económica es elevada.
7. Se concluyó que los sistemas de bombeo que pueden ser utilizados para impulsar el agua desde el fondo de la comunidad al tanque de distribución pueden ser: Sistema con bomba centrífuga sumergible y sistema con bomba de ariete combinado con bomba centrífuga sumergible.
8. Se calculó su factor de seguridad que fue de 1.71, lo que nos garantiza y se concluye, que por un 71% adicional que la tubería resistirá a los esfuerzos causados por el golpe de ariete.
9. Se concluyó, que la eficiencia del ariete hidráulico aumentará o disminuirá dependiendo de la relación de alturas inicial y final que tenga el sistema. Para este proyecto se utilizó del 33% por experiencia de expertos.
10. Se puede concluir que es más económico utilizar un sistema combinado de centrífuga con bomba de ariete, que utilizar solo las centrifugas sumergibles.
11. Se realizó una guía de mantenimiento con base en averías comunes que pueda tener la bomba de ariete así también como el tiempo que se le debe dedicar a este mismo.
12. Se concluyó que el sistema de distribución de agua que se debe implementar en la comunidad es un sistema de red cerrada alimentado por medio de un tanque de almacenamiento por la fuerza de la gravedad. tomando en cuenta utilizar tubería de PVC.

13. Se concluyó que para distribuir agua a una comunidad o ciudad se deben garantizar las presiones en todo el recorrido y por eso la red cerrada es preferible a utilizar en este caso.
14. Se concluyó que es beneficioso para todo proyecto utilizar software de computación, como es el caso de EPANET, para optimizar el trabajo y obtener resultados más rápido.
15. Para el diseño de los drenajes, se concluyó que se deben utilizar las bases indicadas por el documento "*Normas generales para diseño de redes de alcantarillado*", calculando según a las condiciones de la comunidad en la actualidad y en un futuro.
16. En conclusión, el tratamiento de aguas servidas con sedimentador primario y filtro anaeróbico integrado es muy importante para que el agua desechada ya lleve un tratamiento y no sea dañina para el medio ambiente.

VI. Recomendaciones

1. Se recomienda fomentar la inversión externa a la comunidad para poder cumplir con la condición del proyecto de ser ejecutable, ya que la inversión económica es elevada, por lo que debe buscarse un financiamiento.
2. Se recomienda realizar más pruebas de potabilización de agua a la fuente superficial para descartar no solo su consumo, sino también su posible potabilización mediante métodos extremos de purificación.
3. Se recomienda contactar con autoridades de diferentes Organizaciones No Gubernamentales (ONG) para evaluar la posibilidad de financiar el proyecto del pozo mecánico en la comunidad.
4. Se recomienda negociar con la Municipalidad de Mixco, la posible financiación del costo de operación del pozo, ya sea en su totalidad o en algún porcentaje.
5. Se recomienda indagar acerca de la situación del pozo privado instalado en el sector para conocer de primera mano la calidad del agua de dicha fuente y evaluar si es posible usar dicha fuente de agua en el proyecto.
6. Se recomienda investigar los gastos en los que incurren las familias en cuanto a su disponibilidad de agua se refiere, con el fin de comparar el pago actual y el estimado si el proyecto se llevase a cabo, para tomar en cuenta al momento de realización de la proyección mensual de gastos para las familias.
7. Se recomienda realizar un estudio socioeconómico completo en el sector para poder contar con datos de primera mano y actuales de censos de población, ingresos aproximados y nivel de escolaridad, para evaluar la viabilidad del proyecto de mantenimiento y fondo de ahorro para imprevistos del pozo.

8. Se recomienda generar una proyección económica y un estudio de impacto social del proyecto de instalación del pozo mecánico en la población de Vistas de la Comunidad, con el fin de identificar los beneficios y presentar el proyecto posibles entes financieristas.
9. Para saber cómo realizar un mantenimiento correcto del sistema por bomba de ariete, se recomienda ver el anexo adjunto.
10. Se recomienda investigar diseños alternos de bomba de ariete que puedan mejorar eficiencia de la misma.
11. Se recomienda usar como base esta investigación para poder trabajar con comunidades de condiciones similares un sistema de bombeo con bomba de ariete.
12. Realizar un prototipo a escala real, con el cual se puedan realizar pruebas de campo, evaluando así la curva de eficiencia de la bomba para características específicas del terreno.
13. Analizar y evaluar, alternativas de diseño de la bomba de ariete al aumentar válvulas de impulsión en ella.
14. Realizar un análisis financiero para poder realizar una mejor comparación entre los distintos sistemas de bombeo, para poder evaluar en base al retorno de la inversión inicial, que sistema es el más factible.
15. Se recomienda utilizar el software “Ariete” del link: <http://www.hidrasoftware.com/ariete/>, para asegurar un buen diseño del sistema de bombeo.
16. Se recomienda crear una cultura organizacional en la población de sector para fomentar el sentido de pertenencia de sus bienes, con el objetivo de garantizar la auto sostenibilidad del proyecto.
17. Se recomienda realizar sesiones informativas con los miembros de la comunidad para exponerles las ventajas de contar con un pozo propio y todos los beneficios que podría brindarles en el presente y futuro.

18. Se recomienda investigar la reducción que podría generar en la tarifa eléctrica la instalación de paneles solares en el proyecto.
19. Se recomienda tener conocimiento y dominio avanzado de los métodos para realizar cálculos hidráulicos y así poder hacer uso correcto del software de computación EPANET a la hora de diseñar una red de distribución.
20. Se recomienda cotizar con varios proveedores y contratistas antes de tomar la decisión de la construcción del sistema para tener diferentes opciones y elegir la mejor.
21. Se recomienda trabajar posteriormente el diseño de la red de aguas servidas para la comunidad.
22. Se recomienda trabajar con detalladamente otras soluciones de plantas de tratamiento, con el fin de contribuir al medio ambiente y a la salud de la población.
23. Se recomienda elaborar un plan de apoyo comunitario de la mano con una guía de mantenimiento para lograr crear conciencia en las personas y obtener un mayor cuidado del sistema como tal.

VII. Bibliografía

1. AFT Pumps. AS Información General. Visto el 29/04/2013.
2. AFT Pumps. AS6-90. Visto el 29/05/2013. Link:
<http://aftpumps.com/products/submersible-pumps-as-series/as6-90/>
3. AFT Pumps. ASPLUS Información General.
4. AFT Pumps. ASPLUS6-80. Visto el 29/04/2013. Link:
<http://aftpumps.com/products/submersible-pumps-asplus-series/asplus6-80/>
5. AFT Pumps. Bombas Sumergibles (Serie AS). Visto el 29/04/2013. Link:
<http://aftpumps.com/products/submersible-pumps-as-series/>
6. AFT Pumps. ST - Información General. Visto el 29/04/2013.
7. AFT Pumps. STWL5-100. Visto el 29/04/2013. Link:
<http://aftpumps.com/products/submersible-pumps-st-series/stwl5-100/>
8. AFT Pumps. VT - Información General. Visto el 29/04/2013.
9. AFT Pumps. VTD8-600C. Visto el 29/04/2013. Link:
<http://aftpumps.com/products/vertical-turbines-vt/avd8-600c/>
10. AFTPumps. 2011. *Bombas sumergibles (AS6-90)*. Recopilado el 29 de mayo de 2013 de <http://aftpumps.com/products/submersible-pumps-as-series/as6-90/>
11. AFTPumps. 2011. *Bombas sumergibles (Serie AS)*. Recopilado el 29 de abril de 2013 de <http://aftpumps.com/products/submersible-pumps-as-series/>
12. Anónimo. Ariete Hidraulico Centragua. Visto última vez: 31/08/2013. Link:
<http://www.google.com.gt/imgres?um=1&hl=es&authuser=0&biw=1680&bih=949&tbm=isch&tbnid=VXqu6eQNOlwkwM:&imgrefurl=http://banfield.olx.com.ar/ariete-hidraulico-centragua-iid-178808686&docid=RVZyZQATi269TM&imgurl=http://images04.olx.com.ar>

/ui/11/92/86/1300489703_178808686_5-Ariete-Hidraulico-Centragua-Buenos-Aires.jpg&w=625&h=430&ei=gfMXUpf1BrXG4AP-34GwBg&zoom=1&ved=1t:3588,r:23,s:0,i:152&iact=rc&page=1&tbnh=172&tbnw=231&start=0&ndsp=27&tx=98&ty=132

13. Anónimo. Capítulo I: Bombas Hidráulicas. Visto el 22/11/2012. Link: <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/1045/6/3.CAPITULO%20I.pdf>
14. Aragón Loyo, Elmer Emilio. 2004. *Método de mantenimiento por aire comprimido para pozos de extracción de agua subterránea*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. Guatemala. 105 págs.
15. Barrios Valentín, Pedro Manuel. 2001. *Descripción de los métodos más comunes de perforación de pozos para abastecimiento de agua*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. Guatemala. 94 págs.
16. *Berkeley Engineering Manual*. 2002. Delavan Wisconsin, E.E. U.U.
17. *Bombas Hidráulicas*. Capítulo 1. Recopilado el 22 de noviembre de 2012 de <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/1045/6/3.CAPITULO%20I.pdf>
18. Bran Guzmán, José Luis. 2000. *Consideraciones técnicas y económicas para el diseño de un equipo de bombeo sumergible, para ser instalado en un pozo mecánico*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. Guatemala. 116 págs.
19. Castany, G. 1997. *Tratado práctico de las aguas subterráneas*. Barcelona, España. Editorial OMEGA S. A. 588 págs.
20. Cátedra Ingeniería Rural. Tema 10, Golpe de Ariete. Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Rural. 2011
21. Cavera, P. Diseño de un Ariete Hidráulico. Nota Técnica. 1982.

22. COGUANOR; Ministerio de Economía Centro Nacional de Metrología; Culajay González, Flor de María. 2000. *Determinación de humedades en los suelos utilizando un sistema de generación de microondas*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. Guatemala. 116 págs.
23. Colombia. Gestión integral de suministros Ltda. 2012. Tuberías en hierro dúctil. Colombia. Triple A, S.A. E.S.P. 1 pág. Consultado el 15 de septiembre del 2013 en el link: http://www.aaa.com.co:8088/catalogo/index.php?route=product/categor&path=36_74
24. Corporación Azud. *Ficha técnica acerca de sus productos sobre filtración del agua*. Recopilado el 26 de Mayo de 2013 de http://www.azud.com/Imagenes/Descargas/20125916456AZUD_HELIX_AUTO_4DCL_4DCH%20ESP.pdf
25. Cunningham, Roberto E. *Historias del vacío: la Ingeniería y la nada*. Diciembre, 2009.
26. Cunningham, Roberto. 2009. *Historias del vacío: la Ingeniería y la nada*. 125 págs. Hidráulica Niche. *Bombas hidráulicas*. Recopilado el 22 de noviembre de 2012 de <http://sitioniche.nichese.com/bombas-hidra.html>
27. Daho Pozos de Centroamérica S, A. 2013. *Pozos y perforación*. <http://www.dahopozos.com/web/guest/noticia>
28. De León Toledo, Mario José. 2005. *Sistematización del proceso de diseño de proyectos de abastecimiento de agua potable en comunidades de menos de 10,000 habitantes, atendidas por el E.P.S. de la facultad de arquitectura USAC*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Arquitectura. Guatemala. 174 págs.
29. Echeverría Castellanos, Otoniel Alejandro. 2011. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua para el caserío El Rosario, Aldea los Encuentros y diseño de la casa materna, Caserío Xolbé, Cantón el Tablón, Municipio de Sololá, Departamento de Sololá*. Tesis Universidad de San Carlos de

Guatemala. Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. Guatemala. 215 págs.

30. Echeverría Solís, Antonio de Jesús. *Perforación de pozo mecánico calculo e instalación del sistema de bombeo para la aldea Buena Vista Chinautla Guatemala*. Guatemala. 112 págs.
31. El Ariete Hidraulico. Jimenez, J. 2010. Visto Última vez: 18/09/2013. Link: http://www.terra.org/data/ariete_super.pdf
32. Enciclopedia Encarta. Microsoft Corporation 2006.
33. España. 2009. Asociación Española de fabricantes de tubos y accesorios plásticos (ASETUB); PVC: Foro Ibérico. *PVC y el agua: Sistemas de tuberías de PVC*. Madrid, España. 6 págs. Consultado 22 de noviembre del 2012 en el [link: http://www.asetub.es/empresas/asetub/publicaciones/Manuales/PVC%20y%20el%20agua%20May09.pdf](http://www.asetub.es/empresas/asetub/publicaciones/Manuales/PVC%20y%20el%20agua%20May09.pdf)
34. Espinoza Rodríguez, Jimmy Eduardo. 2006. *Mejoramiento del factor de potencia de los pozos penalizados, de la empresa municipal de agua de la ciudad de Guatemala*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. Guatemala. 174 págs.
35. García, María del Mar. 2006. *Modelación y simulación de redes hidráulicas a presión mediante herramientas informáticas*. Tesis Universidad Politécnica de Cartagena. Escuela universitaria de ingeniería técnica civil. Colombia. 155 págs.
36. Gerfor. 2012. *Listado de precios*. Gerfor, Guatemala. Vigente a partir de diciembre de 2012.
37. Global Helath and Education Fundation. 2008. *El agua potable segura es esencial*. Estados Unidos. Recopilado el 22 de septiembre de 2013 de www.drinking-water.org/html/es/about/index.html

38. Gonzales, Fredy. 2007. *Manual para las Oficinas Municipales de Planificación –OPM- y Corporaciones Ediles en la toma de decisión en la selección de un pozo mecánico*. Guatemala. 250 págs.
39. González Morasso, Rodolfo. 1967. *Normas generales para diseño de redes de alcantarillado*. Colegio de Ingenieros de Guatemala (CIG). Guatemala. 47 págs.
40. Guatemala. 2011. Instituto de fomento Municipal de Guatemala. *Guía de Normas Sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. Guatemala, INFOM y Ministerio de Salud pública de Guatemala. 63 págs.
41. Guatemala. 2012. *Grupo Biodinámico S.A. Biorreactores Multifamiliares: Tratamiento para aguas residuales domésticas*. Guatemala, Guatemala. 11 págs.
42. Guatemala. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). *Zonas climáticas de Guatemala*. Consultado el 14 de agosto del 2013 en el link: <http://www.insivumeh.gob.gt/meteorologia/zonas%20climaticas.htm>
43. Hidráulica Niche. *Bombas Hidráulicas*. Visto el 13/09/2013. Link: <http://sitioniche.nichese.com/bombas-hidra.html>
44. Hidráulica Niche. *Bombas Hidráulicas*. Visto el 22/11/2012. Link: <http://sitioniche.nichese.com/bombas-hidra.html>
45. Hwang, Ned H.C. y Houghtalen, Robert J. *Hydraulic Engineering Systems*. Third Edition. Nueva Jersey, Estados Unidos: Prentice Hall, Inc. Simon & Schuster / A Viacom Company, TC160.H86, 1996, 627págs.
46. Ingeniería Rural. Tema 10: Golpe de Ariete. Visto el 22/11/2012. Link: <https://dl-web.dropbox.com/get/MEGAPROYECTO%20UVG/Material%20a%20revisar>

/Sistema%20de%20Bombeo/Bomba%20de%20Ariete/Golpe%20de%20Ariete.%20PDF.PDF?w=427eaff3

47. Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). 2006. *Estructura interna de la tierra*. Guatemala. 19 págs.
48. Jayr. Bomba de ariete: ¡Bombear sin pagar! Visto el 22/11/2012. Link: <http://energiasera.wordpress.com/2010/08/24/bomba-de-ariete-%C2%A1bombear-sin-pagar/>
49. Jonson, Edgar. 1975. *El agua subterránea y los pozos*. Minnesota, E.E. U.U., Editorial Jonson División. 116 págs.
50. Lahlou, Michael Z. Tecnología en Breve: Golpe de Ariete. Visto el 22/11/2012. Link: https://dl-web.dropbox.com/get/MEGAPROYECTO%20UVG/Material%20a%20revisar/Sistema%20de%20Bombeo/Bomba%20de%20Ariete/water_hammer_.pdf?w=2872e0aa
51. Legget Robert F. y Paul F. Karrot . 1986. *Geología aplicada a la ingeniería civil*. 3^{era} ed. México. Editorial Mc. Graww Hill. 425 págs.
52. Marcano, José E. *Elementos de Ecología: El ciclo del agua*. República Dominicana: Educación Ambiental. Consultado el 26 de agosto del 2013 en el link: <http://www.jmarcano.com/nociones/ciclo1.html>
53. Mecapedia. Criterio de Soderberg. Castellon-Espana. Visto última vez: 31/08/2013. Link: http://www.mecapedia.uji.es/criterio_de_Soderberg.htm
54. Mexichem Guatemala, S.A. 2012. *Listado de precios 2012*. Amanco, Guatemala. Vigente a partir del 16 de agosto de 2012.
55. Miliarium Aureum, S.L. 2004. *Métodos de desarrollo físico-mecánico*. Recopilado el 24 de mayo de 2013 de http://www.miliarium.com/proyectos/estudioshidrogeologicos/Anejos/Desarrollos/Metodos_Fisico_Mecanicos.asp

56. Ponce Victoria, Fernando. 2006. *Manual para ensayo de pérdidas de energía en accesorios de tubería del laboratorio de Hidráulica*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. Guatemala. 66 págs.
57. Ramon, L. Diseño y construcción de un ariete y una rueda hidráulica para bombeo de agua en la granja experimental San Marcos del HCPP. Septiembre 2005. Escuela Politécnica del Ejército.
58. Reader's Digest. 2013. *Funcionamiento de los pozos artesianos*. Recopilado el 26 de mayo de 2013 de http://mx.selecciones.com/contenido/a2474_como-funcionan-los-pozos-artesianos
59. Rivadeneira, Luis. 2001. *Guatemala: población y desarrollo. Un diagnóstico socio demográfico*. Centro Latinoamericano y Caribeño de Demografía (CELADE). Guatemala: Secretaría de Planificación y Programación (SEGEPLAN); división de la CEPAL. Santiago, Chile. 66 págs.
60. Rodríguez Reynosa, Carlos Gilberto. 2005. *Diseño del sistema de agua potable para la aldea La Laguna de Tecojaste sector 1, del municipio de nueva concepción, Escuintla*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil. Guatemala. 161 págs.
61. Saldarriaga, Juan. *Hidráulica de tuberías, abastecimiento de agua, redes, riegos*. Colombia. Alfaomega Bogotá, D.C. 2007. 692 págs.
62. Serratos Ríos, Karina Alejandra; Morales Graciano, Federico. *Oferta-Demanda de agua potable en la cabecera municipal de El Salto, Jalisco 1970-2009*. México, Universidad de Guadalajara. 2010. Consultado el 12 de septiembre del 2013 en el link: <http://sincronia.cucsh.udg.mx/serratosfall2010.html>

63. Simple Organization. 2013. *Tipos de tubería*. Consultado el 26 de mayo de 2013 en el link: <http://www.tiposde.org/construccion/622-tipos-de-tuberia/>
64. Sotelo Avila, Gilberto. *Hidráulica General*. Volumen 1: Fundamentos. México. Limusa Noriega Editores. 1994. 561 págs.
65. UNIDAD IX. Tanque de Almacenamiento. 2012. Link: http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:yb2B_3uXdlGJ:h-enryloaisiga.files.wordpress.com/2011/12/unidad-ix-tanque-de-almacenamiento2.doc+&cd=1&hl=es&ct=clnk&gl=gt
66. Universidad Cardenal Herrera. Principio de Arquímedes, espiral de Arquímedes, tornillo de Arquímedes, cráter de Arquímedes, montes de Arquímedes, rimo o fisura de Arquímedes. Mayo, 2005.
67. Urlarte, Daoiz. 2006. *Norma interna de agua potable*. Montevideo. 22 págs.

VIII. Anexos

Guía de mantenimiento

Instalación

1. Empotrar la bomba de ariete en una base de hormigón, para mantenerla fija. Para lograr empotramiento debiera de utilizar pernos.
2. Para evitar fugas en uniones se debe utilizar cinta de teflón para asegurar un mejor sello y apriete.

Operación

1. Se debe llenar primero el tanque de abastecimiento para el ariete hidráulico.
2. Regular las alturas de entrada y salida de la bomba de ariete.
3. Apretar correctamente el ariete con el uso de teflón, para asegurar que sus uniones no se aflojen por el golpe oscilatorio del ariete.
4. Colocar pesas en la válvula de impulsión.
5. Regular la valvular de aire.
6. Abrir llave de paso o de check lentamente para liberar el aire que pueda existir en la tubería de entrada.

7. Abrir y cerrar la válvula de impulsión manualmente hasta que la tubería de descarga se llene y el ariete hidráulico empiece a funcionar automáticamente.

Para garantizar un funcionamiento óptimo se recomienda realizar pruebas para que el golpe de ariete se de entre 50 a 60 veces por minuto. Se debe tomar en cuenta que al aumentar el peso en la válvula de impulsión o las alturas iniciales y finales para la bomba de ariete, se debe aumentar el caudal de bombeo, y a consecuencia de esto el consumo de agua, la eficiencia y la frecuencia de los golpes disminuye.

Mantenimiento

Si al ariete se diseña e instala de forma correcta, el mantenimiento necesario será mínimo. Dentro de este mantenimiento se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Que se instale un filtro al inicio de la tubería de entrada, que está ubicada dentro del tanque de abastecimiento para la bomba de ariete. Aunque la tubería posea un filtro se debe verificar que esté limpia para evitar ingreso de sedimentos a la tubería y por consiguiente a la bomba de ariete.
- Limpieza del tanque de abastecimiento para la bomba de ariete.
- Revisión de válvulas.
- Desmontaje de la válvula de impulsión para remover suciedad dentro de la bomba de ariete.

- Revisión de pernos de anclaje entre bomba de ariete y base de hormigón.
- Revisión del aire dentro de la cámara de aire. Regular esta con la valvula de aire ajunta, y vaciar esta cámara para llenarla con el volumen correcto de aire y agua ya en funcionamiento.

Periodos de revisión

El ariete hidráulico es una bomba que no necesita mayor lubricación, ya que en donde están las válvulas la tubería siempre esta inundadas, sin embargo se recomienda lubricar sus partes móviles en caso que no estén funcionando para disminuir el efecto de desgaste o corrosión según sea el material.

Actividad	Periodo de Mantenimiento
Limpieza de Rejilla.	
Limpieza de tanque de almacenamiento.	Mensualmente
Revisión de Válvulas	Semanalmente
Desmontaje del ariete.	Semestralmente
Regulación de pernos de anclaje.	Mensualmente
Vaciado cámara de aire.	Quincenalmente

Cotizaciones

Bomba sumergible:

Estimado Pablo:

El equipo de bombeo estará conformado por dos bombas de 1HP con capacidad de producir 50Gpm entre las dos bombas operando en un rango de operación 30-50 tiene un costo de **Q 28,500.00**; el voltaje necesario para este sistema es 230V 1Fase. En cuanto al equipo de bombeo sumergible el precio de este equipo con arranque directo con una bomba de 5HP con capacidad de producir 30gpm @ 500pies de Cdt (este dato es un estimado, depende de la prueba de bombeo que se haga al culminar la perforación del pozo) tiene un precio de **Q 135,000.00** estimados. Estos precios incluyen instalación de los equipos de bombeo, se realizará una visita previa, para ver condiciones de instalación ya que dentro de estos precios no incluye trabajos de obra civil, y toda la instalación es dentro de la caseta de bombeo.

Cualquier duda al respecto estoy a sus órdenes,

Atentamente,



HIDROTECNIA

Victoriano Hernandez

Asesor de Ventas

Tecnologías de Bombeo

Avenida La Castellana 39-36, Zona 8

Ciudad de Guatemala, C.A.

PBX.: (502) 2384-8400

CEL.: (502) 4219-5741

www.aquacorp.com

Una compañía de

Aqua Corp
El Poder del Agua



Avenida la Castellana 5-00 zona 9
 PBX: 2417-9696; Fax: 2331-6161
 www.hidromaster.com.gt

Guatemala, 25 de julio del 2013

Cliente:

Sr. Pablo Quintana

pabloquintanam@gmail.com

Cotización No. 25071308

Cantidad	Descripción	P. Unitario	P. Total
1	Bomba marca Franklin Electric modelo 125LD30S6 125GPM@600pies, 30hp.	Q 9,700.00	Q 9,700.00
1	Motor Sumergible Marca Franklin Electric, 30hp, 460V, 3F, 60Hz	Q 22,100.00	Q 22,100.00
1	Gabinete de control (Incluye: Selector y luz piloto, flipon tipo industrial, contactor tipo industrial, pararrayos rural, guardanivel RH)	Q 7,500.00	Q 7,500.00
1	Sub-Monitor marca Franklin Electric. (Sistema de protección para: sobre cargas, bajas de corriente, alto y bajo voltaje, corriente desbalanceada, arranques falsos, inversión de fases, sobrecalentamientos)	Q 6,500.00	Q 6,500.00
1	Funda de enfriamiento de 6"	Q 1,225.24	Q 1,225.24
30	Tubo HG de 3" tipo mediano con rosca y acople	Q 900.00	Q 27,000.00
1	Cabezal de descarga de 3" (manometro+collarin+sello sanitario)	Q 1,850.00	Q 1,850.00
1	Kit de accesorios HG (niples, tee, reductor, unión)	Q 4,200.00	Q 4,200.00
1	Válvula de compuerta de 3" Genebre	Q 1,100.00	Q 1,100.00
3	Válvula de cheque vertical de 3" Genebre	Q 2,700.00	Q 8,100.00
660	Pies de cable sumergible 6 / 3	Q 26.00	Q 17,160.00
660	Pies de línea de aire de 1/4" con accesorios	Q 1.64	Q 1,080.37
1	Kit material de empalme, amarre, varios	Q 3,500.00	Q 3,500.00
1	Servicio de instalación	Q 5,000.00	Q 5,000.00
1	Servicio de grúa	Q 8,000.00	Q 8,000.00
SUBTOTAL			Q 124,015.61
DESCUENTO			Q 6,200.78
TOTAL			Q 117,814.83

NOTAS:

*Forma de Pago: 60% de anticipo y 40% contra entrega

*Tiempo de entrega: 5 días luego de recibido el depósito (sujeto a inventario)

*Garantía: 12 mese por defectos de fabricación en componentes mecánicos

*Esta cotización no contempla ningún trabajo adicional no descrito aquí, que sea necesario para completar la instalación

*No nos hacemos responsables de que el trabajo no pueda ser completado por falta de algún requerimiento o servicio como energía eléctrica

*No somos responsables de la cantidad y calidad del agua del pozo.

TODO NUESTRO EQUIPO CUENTA CON UN (1) AÑO DE GARANTÍA, POR DESPERFECTO DE
 FABRICA . CONTAMOS CON TALLER DE SERVICIO Y TODO TIPO DE REPUESTO .


AL MOMENTO DE EMITIR CHEQUE GIRARLO A NOMBRE DE:

" AQUATECNIA , S. A. "

PRECIOS SUJETOS A CAMBIO SIN PREVIO AVISO.



Tanque de almacenamiento para bomba de ariete:



ZI La Boitardière
124 Rue de la Girardière
BP 226
37402 AMBOISE CEDEX
Tél : +33 (0)2 47 50 15 34
Fax : +33 (0)2 47 25 59 09
Email : contact@citerneo.com

DEVIS - DC13090376

Solutions de stockage de liquides
Solutions for the storage of liquids
Soluciones de almacenamiento de líquidos



Monsieur QUINTANA PABLO
45683 CAZALEGAS
Guatemala

Votre contact CITERNEO : DA COSTA LUIS-MIGUEL

Date	Code client	Date validité	Contact	Conditions de règlement
20/09/2013	CL2000810	18/01/2014	Monsieur Pablo QUINTANA	100% A la commande

Code	Description	Qté
ALIM4000140	Cisterna flexible para el almacenamiento de agua 140 m3 Tejido y accesorios certificados contacto alimentario por un laboratorio independiente COFRAC Hecho 100 % enj poliéster con recubrimiento de PVC1100g/m2 Color Verde. Enlucido externo con tratamiento contra rayos ultra violetas En la parte superior: 1 apertura DN 140 mm escotilla con tapón de rosca. Resistencia térmica : -30 °C hasta + 70°C Refuerzo de los angulos con esquinas de protección Dimensiones : 8,88 x 13,96 x 1,50 m	1
EVALAI050-1	Boquilla para llenar/drenar DN 50mm con válvula de cuarto de vuelta latón DN 50mm.	2,00
GARANTIE-01	Garantía 1 año	1,00
EKITREP	Kit de reparación Ofrecido incluyendo una pieza de tejido y cola especial para cisternas flexibles	1,00
PORTINCLUS	Embalaje incluido. EXW Amboise	1,00

Banque : Crédit Agricole Touraine Poitou IBAN : FR7619406370720005877457146 BIC : AGRIFRPP894	NOS LABELS & CERTIFICATIONS     
---	--

Ces prix ne comprennent pas de génie civil, ni de pose par nos soins.

Je reconnais avoir pris connaissance des conditions générales de vente Bon pour accord Le : Cachet et signature :	<table border="1"> <tr> <td>Total HT net</td> <td>3 390,00</td> </tr> <tr> <td>Total TVA</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>Total TTC</td> <td>3 390,00</td> </tr> <tr> <td>Net à payer</td> <td>3 390,00 €</td> </tr> </table>	Total HT net	3 390,00	Total TVA	0,00	Total TTC	3 390,00	Net à payer	3 390,00 €
Total HT net	3 390,00								
Total TVA	0,00								
Total TTC	3 390,00								
Net à payer	3 390,00 €								

**PRECIO**

Código	Cantidad	Descripción	Precio Unitario	Precio Total
T91-100 U	2	Bomba Centrífuga sumergible Egger de impeller retraído Turo Vortex Punto operativo 5m3/h @ 100m columna de agua TDH Conexiones flange DN 150 PN40 Impeller Turo Vortex 91-100 Motor trifásico IEC 460V 30HP 60Hz @ 1720rpm acople directo Sello mecánico doble Impeller de hierro fundido gris con grafito GG25 Carcasa de hierro fundido GG20	<u>\$17,920.00</u>	<u>\$35,480.00</u>
		Precio total puesto en sus bodegas (IVA INCLUIDO)		\$35,480.00

Forma de Pago: 50% Anticipo con Orden de Compra 50% Contra-Entrega

Tiempo de Entrega: 17-18 semanas

Validez de la oferta: 30 días

Cualquier inquietud a la orden.

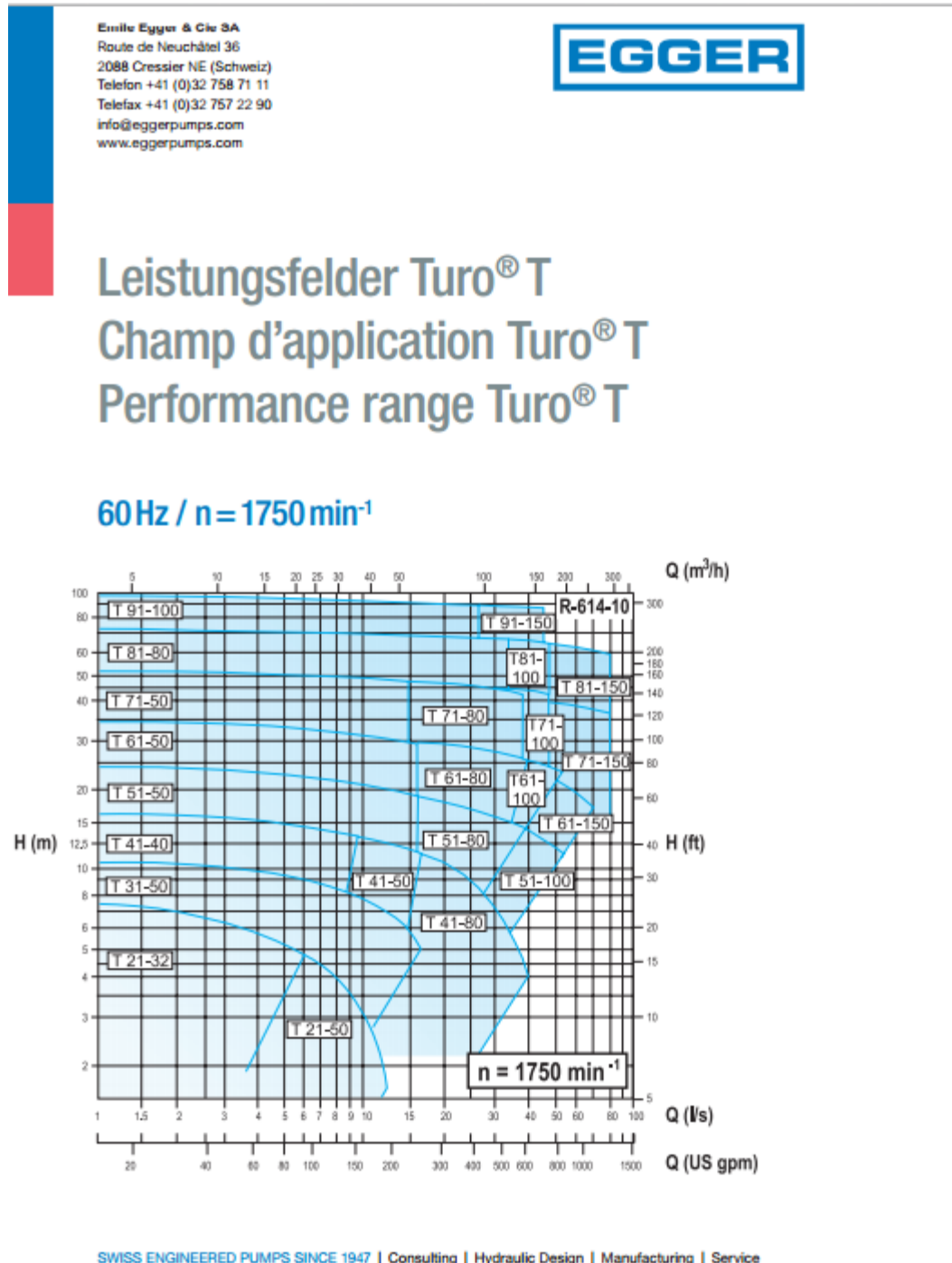
Atentamente,

Freddy Gutiérrez

10 calle 11-80 zona 14 Ofibodegas Portal la Villa Bodega # 4
 Guatemala, Centro América
 TEL. (502) 23382700
 (502) 24415072
 (502) 31286277
 (502) 57087611

Hojas técnicas

Bomba centrífuga sumergible



EGGER

Turo® Vortex Pumps T

Turo® Vortex Pumps with a completely open spherical channel. Only 15 % of the pumped fluid comes into contact with the impeller. Around the world, thousands of pumps have proven themselves with decades of excellent service.



Applications

- Chemical and crystalline suspensions
- Numerous abrasive and corrosive fluids
- All viscous materials
- High concentrations of fibrous suspensions
- Municipal and industrial wastewater
- Every kind of sludge

Features

- Gentle pumping of sensitive liquids, such as salt crystal
- Special volute casing, tuned to the hydraulics

Facts & Figures

Nominal dimensions:	DN 32–200mm, 1 1/4–8"
Flow rate:	up to 140 l/s, 2220 US gpm
Differential head:	up to 140 m, 460 ft
Pressure:	up to 30 bar, 440 psi
Temperature:	up to 180°C/355°F

Reference industries and fluids

The Egger Turo® Vortex Pumps have the capability to handle challenging liquids gently and without any risk of clogging.

Below is a selection of industry sectors in which Egger pumps have proven themselves over a long time:

- Chemical industry
- Petrochemical industry
- Waste water treatment
- Automotive industry
- Building industry
- Mining industry
- Paint and varnish industry
- Rubber industry
- Power industry
- Food industry
- Paper and cellulose industry
- Shipbuilding
- Solar industry
- Steel industry
- Textile and fiber industry
- Sugar industry

Advantages

Open channel

Open spherical channel from the suction to the pressure outlet, due to the completely recessed impeller.

Non-clogging

Solids up to the diameter of the pressure outlet and long fibrous materials do not cause any malfunction.

Quiet running

No radial forces are transmitted to the shaft by the recessed impeller in the casing.

Insensitivity to abrasion

The geometric shape of the impeller is adapted to the vortex casing. That reduces the abrasive attack to a minimum.

Gentle pumping

Sensitive particles (crystals, bacterial flakes, etc.) are not damaged. Lower emulsion of oil in water.

Modular system

Our modular system allows an economical storage.

Long tool life

A robust construction, a thick casing and a judicious choice of materials ensure a long life cycle.

Reliability

The Egger hydraulics, quiet running and proper sealing systems ensure trouble-free operation.

Hydraulics for Vortex Pumps T

The vortex impeller is an «open» impeller whereby power transfer to the fluid being transported is comparable to the principle of a hydraulic coupling. Egger, the pioneer in vortex impellers, has rigorously optimized their special hydraulic properties to today's industry needs. Various impeller variations have resulted from this, offering optimal conditions for each application.

Insensitivity to abrasion – gentle pumping

As a result of the Turo® System, the major proportion (85%) of the fluid being pumped is transported directly from the primary vortex to the pressure connection. Only 15% of the fluid being pumped comes in contact with the impeller through the secondary vortex. Sealing gaps which could wear during solids handling and cause grinding effects are not present in our construction. That reduces the abrasive attack to a minimum and sensitive structures in the material to be conveyed such as crystals, bacterial flakes or algae remain largely unaffected. Any potential wear on the impeller always develops symmetrically; therefore the balance and thus the quiet running of the pump remain assured. The output will only drop significantly with an almost completely abraded impeller.

Higher, longer-lasting efficiency through optimal flow geometries

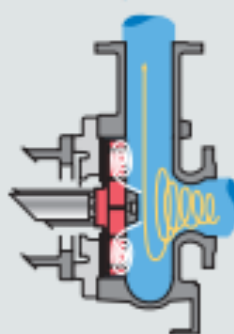
One component of the Turo® System is the patented axial spiral in the casing. It means, Egger specially applies coordinated casing geometries to the vortex impeller. This optimal interaction between impeller and casing confers to Egger Turo® Pumps the high discharge heads and efficiency uniquely achievable by vortex impeller pumps. Because of their insensitivity to wear, efficiency levels are sustained, even over long periods of time.

Great freedom from clogging by particles and fibers – open spherical channel

This feature is achieved by the completely recessed impeller. Solid objects up to the diameter of the pressure outlet and long fibrous materials do not cause any malfunctions. There are no

the shaft, regardless of whether the pump is used for minimal, optimal or maximal production volumes – a further advantage compared to closed impeller shapes. Together with the highly balanced nature of the impeller, this guarantees quiet operation of the pump.

Non-clogging, safe delivery rate due to the recessed impeller and a patented axial spiral



Totally recessed impeller



Patented axial spiral

channels that the solids have to pass through nor are there any radial gaps between the pressure and suction sides that could be clogged by fibers and otherwise obstruct the pump.

Quiet operation from the minimum to the maximum output

Turo® vortex impellers transfer only minimal, near-constant radial forces to

Impeller variations

The Turo® TA impeller is suitable for pumping municipal raw wastewater with high proportions of textiles, who tend to clog. It is hydraulically optimized for this requirement and fully integrated into our Turo® Vortex pump's modular system.

1101.en - 06.2013

Headquarter

Emile Egger & Cie SA
Route de Neuchâtel 36
2088 Cressier NE (Switzerland)
Phone +41 (0)32 758 71 11
Fax +41 (0)32 757 22 90
info@eggerpumps.com

Offices and representatives countries

Belgium	Italy	Switzerland
China	Netherlands	USA
Germany	Austria	
France	Poland	
Great Britain	Sweden	
India	Spain	

EGGER

Further information can be found on:
www.eggerpumps.com

Tanque de almacenamiento

CISTERNA FLEXIBLE – Posición deseada de los equipos	
<p>Por favor indicar por una cruz la posición deseada de las boquillas para drenar y llenar (tolerancia +/- 5%) (Posicionamiento de los orificios sujeto a restricciones técnicas)</p>	
<p>• EJEMPLO 1 : Si la boquilla está en uno de los cuatro lados de la cisterna (válvula), la posición debe estar indicada por una cruz sobre la línea llena.</p>	
<p>• EJEMPLO 2 : Si la boquilla está por debajo de la cisterna, su posición debe estar indicada por una cruz en la línea punteada.</p>	
<p>Las posiciones de la escotilla y del rebosadero son determinadas por nuestro departamento técnico. No hay posibilidades de elegir el posicionamiento</p>	
<p>Número de presupuesto : DC _____</p>	<p>Leído y aprobado el : _____</p>
<p>Dirección de entrega * :</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p><small>* Si no mencionada, la dirección de entrega será la del presupuesto validado.</small></p>	<p>Sello y firma del cliente :</p>
<p>Contacto de recepción / Nombre : _____</p> <p style="text-align: center;">Teléfono : _____</p>	
<p> Su cisterna será fabricada después de la recepción del esquema validado y firmado <small>La recepción de este plano es un compromiso definitivo. Toda modificación ulterior comportará la creación de un presupuesto complementario para responder a su nueva necesidad.</small></p>	

Perfil: Tramo de bomba al tanque

