



**Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la
comunidad San José Él Tesoro, municipio de Chisec,
Alta Verapaz**

David Fabricio Castellanos Chajón

Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, junio de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA
COMUNIDAD SAN JOSÉ EL TESORO, MUNICIPIO DE CHISEC,
ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DAVID FABRICIO CASTELLANOS CHAJÓN

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2004

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Julio Ismael González Podszueck
EXAMINADOR	Ing. Rolando Majus Fernández
EXAMINADOR	Ing. Julián Antonio Duarte Jiménez
EXAMINADOR	Ing. René Augusto Pérez Méndez
EXAMINADOR	Ing. Francisco Javier González López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración el trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA
COMUNIDAD SAN JOSÉ EL TESORO, MUNICIPIO DE CHISEC,
ALTA VERAPAZ**

Tema que me fuera asignado por la dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 7 de octubre de 2002.

David Fabricio Castellanos Chajón

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES **María Bernarda Chajón de Castellanos y Flavio Arnoldo Castellanos Pérez (E.P.D.), por su incansable y admirable esfuerzo para la culminación de mi primera meta profesional.**

MIS HIJOS **Raquel Andrea y Esteban Ignacio con todo mi amor, siendo la inspiración y razón de mi esfuerzo.**

MI ESPOSA **Silvia Quemé de Castellanos con amor.**

MIS HERMANOS **Edgar, Patricia, Silvia, Flavio, Mariela, Geovany y Emilio.**

MIS ABUELOS **María Marroquín(E.P.D.), María Pérez (E.P.D.), Salvador Castellanos (E.P.D) y Agustín Chajón (E.P.D.).**

MIS TIOS **Juana Pérez (E.P.D.), Soledad Castellanos, Romeo Castellanos, Titio, Jeovany, Julio Yoque.**

MIS PRIMOS Y TODA MI FAMILIA **Con especial cariño**

MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO

MIS AMIGOS **Ron cuto, Bosbely, Jony Zea, Wilmer, Cristian, Toño Maldonado, Luis Maldonado, Familia Maldonado Hernández, Familia García Roldan, Familia Zea.**

LA FACULTAD DE INGENIERÍA **Por siempre**

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

AGRADECIMIENTOS

- A DIOS** **Porque Jehová da la sabiduría y de su boca viene el conocimiento y la inteligencia.
Al que tropezaba tus palabras lo levantaban y las rodillas que se doblaban las hacías firmes.**
- INGENIERO** **Juan Merck Cos, por su valiosa asesoría en la elaboración del presente trabajo, así como por su amistad.**
- INGENIERO** **Julio Ismael Gonzáles Podszueck, por su ayuda moral, desde el inicio de mi carrera.**
- INGENIERO** **Ing. Francisco Fagiani Yaquián, por su valioso apoyo.**
- INGENIERO** **Ing. Roberto Valle y esposa, por su amistad y su apoyo incondicional.**

Y a todas las personas que de alguna u otra forma me apoyaron.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VI
GLOSARIO	VII
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	X
INTRODUCCIÓN	XI
1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA	
1.1. Aspectos históricos de la comunidad	1
1.2. Planteamiento de la situación o problema a resolver	1
1.3. Datos generales de ubicación de la comunidad	2
1.3.1 Localización y acceso	2
1.3.2 Climatología	3
1.3.1 Infraestructura	3
1.3.4 Topografía y tipo de suelo	4
1.3.5 Abastecimiento actual de agua	5
1.4 Fuentes económicas	5
1.5 Nivel de escolaridad	5
1.6 Población y viviendas	6
1.7 Nivel de organización social	6
1.7.1 Investigación diagnóstica sobre necesidades de infraestructura y servicios básicos	7
1.9. Infraestructura de servicios	7
1.9.1 Servicios de salud	7
1.9.2 Abastecimiento de agua	8
1.9.3 Disposición de excretas	8
1.9.4 Disposición de aguas servidas y desechos sólidos	9
1.9.5 Otros contaminantes en el área de influencia del proyecto	9

1.9.6	Vías de acceso	9
1.9.7	Centros educativos	10
1.9.8	Tipología y arquitectura de la vivienda	10
1	GENERALIDADES DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	
2.1	Descripción del proyecto	13
2.2	Cálculo para la demanda de agua	14
2.2.1	Población actual	14
2.2.2	Período de diseño	14
2.2.3	Población de diseño	15
2.2.4	Método de incremento geométrico	16
2.3	Aforos de fuentes de agua	17
2.4	Dotación	17
2.5	Cálculo del consumo	18
2.5.1	Caudal medio diario	18
2.5.2	Caudal máximo diario	18
2.5.3	Caudal máximo horario	19
2.6	Calidad y tratamiento del agua de consumo	20
2.6.1	Análisis del agua	20
2.6.1.1	Examen bacteriológico	20
2.6.2	Tratamiento del agua (potabilización)	21
2.6.2.1	Selección del proceso de tratamiento	21
2.6.2.2	Desinfección	22
2.6.2.2.1	Alimentador automático de tricloro	22
2.6.2.2.2	Control de la dosis de cloro	23

2.6.2.2.3	Dosificación para la demanda de cloro	24
2.7	Levantamiento topográfico y métodos	24
2.7.1	Planimetría	25
2.7.2	Altimetría (nivelación)	25
2.8	Diseño general del sistema de agua potable	28
2.8.1	Generalidades básicas	28
2.8.2	Presiones y velocidades	29
2.8.3	Tipos de tubería	30
	2.8.3.1 Tubería de PVC	30
	2.8.3.2 Tubería de hierro galvanizado	31
2.8.4	Sistemas por bombeo	31
	2.8.4.1 Protección contra golpe de ariete	31
	2.8.4.2 Dimensionamiento económico de la tubería de bombeo	32
2.8.5	Información básica para la selección de la bomba	33
2.8.6	Cálculo de la potencia	34
2.8.7	Energía para el funcionamiento de las bombas	34
2.8.8	Memoria de cálculo	35
2.8.9	Pérdidas de carga y cálculo de potencia de bomba	36
2.8.10	Potencia de la bomba	37
2.8.11	Resumen de los datos para diseño	39
2.9	Componentes del sistema	40
	2.9.1 Captación	40
	2.9.2 Caseta de bombeo y equipo de bombeo	40
	2.9.3 Línea de bombeo	40
	2.9.4 Tanque de distribución	41
	2.9.5 Red de distribución	41
	2.9.6 Conexiones prediales	41
2.10	Diseño del tanque elevado de distribución	44

2.10.1	Volumen del tanque	44
2.10.2	Partes de un tanque elevado	45
2.10.3	Cubierta	45
2.10.4	Cuerpo del tanque	45
2.10.5	Fondo del tanque	46
2.10.6	Torre de soporte	46
2.10.7	Cimentación del tanque	49
2.10.8	Diseño de las paredes del tanque	49
2.11	Diseño de la torre de soporte	50
2.11.1	Peso del agua	50
2.11.2	Peso del acero	51
2.11.3	Diseño de columnas	55
2.11.4	Diseño de tensores	57
2.11.5	Diseño de la pieza horizontal	58
2.11.6	Información para soldadura y colocación de pernos	61
2.11.7	Diseño de la placa de base para las columnas	63
2.12	Diseño de la cimentación del tanque	67
2.12.1	Diseño del pedestal	67
2.12.2	Relación de esbeltez	68
2.12.3	Carga axial	69
2.12.4	Diseño de zapata	70
2.13	presupuesto general	81
2.14	propuesta de sostenibilidad del proyecto y determinación	

de la cuota del usuario.	87
2.14.1 Gastos de operación y mantenimiento	87
2.14.2 Depreciación de los equipos de bombeo	90
2.14.3 Reservas para diferentes usos	91
2.14.4 Gastos administrativos del comité local de agua	92
2.14.5 Tarifa mensual	93
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES	97
BIBLIOGRAFÍA	98
APÉNDICES	100
ANEXOS	110

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa topográfico del área del proyecto	11
2	Predimensionamiento del tanque	48
3	Fuerzas horizontales y verticales en la estructura	53
4	Sumatoria de fuerzas en la torre del tanque	54
5	Planta de conjunto del sistema de agua	102
6	Línea de impulsión	103
7	Red de distribución	104
8	Red de distribución sección 2	105
9	Red de distribución sección 3	106
10	Plano de elevación del tanque de distribución	108
11	Detalle de cimentación del tanque de distribución	109
12	Perfil estratigráfico del pozo perforado	112

TABLAS

I	Levantamiento topográfico	27
II	Cuadro general de cálculo hidráulico	43
III	Presupuesto de la línea de conducción y distribución	83
IV	Presupuesto del tanque elevado	85
V	Presupuesto general del equipo de bombeo	87
VI	Integración total del presupuesto	87
VII	Cuadro de tarifas mensuales	94

GLOSARIO

Acueducto conducto artificial destinado al transporte de agua a un lugar determinado. El empleo del término acueducto queda restringido generalmente a los conductos de longitud y tamaño relativamente grandes.

Agua potable Es aquella que por sus características de calidad es adecuada para el consumo humano, o sea que no contiene microorganismos patógenos o sustancias tóxicas y es agradable a los sentidos.

Entérico Pertenece o relativo a los intestinos.

Esfuerzo unitario

Permisible Es el máximo esfuerzo calculado que es admisible a un material, este esfuerzo es menor que el esfuerzo real del material para dar margen a muchas incertidumbres implicadas en su uso para proyectos estructurales. Las incertidumbres pueden ser concernientes a los materiales o a las cargas. El esfuerzo permisible se encuentra dentro de la zona elástica del material y se obtiene generalmente de dividir el esfuerzo a fluencia o rotura llamado coeficiente de seguridad.

Esfuerzo de trabajo esfuerzo unitario permisible.

Excretas residuos de alimento que después de hecha la digestión despiden el cuerpo por alguna vía natural.

Germen patógeno son los microorganismos capaces de originar o favorecer al desarrollo de enfermedades.

Nivel dinámico es el nivel a que se encuentra el agua dentro del pozo, conforme avanza el bombeo.

Pérdida de carga es la energía por unidad de peso del agua que causa de la resistencia superficial dentro del conducto, es convertida de energía mecánica a energía térmica.

Radio de giro se define como la raíz cuadrada de la relación entre el momento de inercia y el área total de una sección o perfil estructural.

Cota Se refiere a la medida utilizada en términos ingenieriles, para describir la distancia entre dos puntos.

DEORSA Compañía de electrificación de Oriente.

Arriostre Elemento horizontal metálico de refuerzo en la estructura de la torre metálica.

RESUMEN

La comunidad de San José El Tesoro, tiene su asiento en lo que anteriormente se llamó San Diego Yalpemech y colinda con otras comunidades, siendo las más cercanas El Aserradero y Raxquiche. Está conformada por una diversidad de culturas y grupos tanto indígenas como ladinos de distintas partes de la república, que por lo general son grupos de retornados, desplazados y repatriados.

La comunidad mencionada contaba anteriormente con un proyecto de agua, que fue financiado por FONAPAZ y la Municipalidad de Chisec, pero por problemas de falta de mantenimiento del equipo de bombeo, además de problemas sociales con las comunidades aledañas, dejó de funcionar, por lo cual actualmente se abastecen de pozos excavados a mano.

Después de analizar varias opciones, se llegó a determinar que la mejor o más adecuada manera de abastecer a la comunidad, era construir un pozo mecánico, desde donde se elevará el agua por medio de un equipo de bombeo, hasta un tanque elevado metálico a instalar en uno de los puntos más altos del área, desde donde se abastecerá por gravedad a todo el sistema.

Para el desarrollo del diseño, se recopiló la información obtenida en campo, con la cual se realizaron todos los cálculos hidráulicos que se adjuntan al presente trabajo de graduación.

Este trabajo contiene además del informe, los planos de la línea de impulsión, de distribución, tanque elevado metálico y obras hidráulicas.

OBJETIVOS

- **General**

Desarrollar la planificación, cálculo y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de la comunidad San José El Tesoro, del municipio de Chisec, Alta Verapaz, dándole con esto una solución Técnica a un servicio básico como el agua potable disminuyendo así la proliferación de enfermedades y mejorando el nivel de vida de los habitantes de la región.

- **Específicos**

1. Realizar una investigación monográfica y diagnóstica de las necesidades de infraestructura y servicios básicos de la comunidad San José El Tesoro, municipio de Chisec, Alta Verapaz.
2. Realizar el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de San José El Tesoro, del municipio de Chisec, Alta Verapaz.
3. Proporcionar a los miembros del comité de agua de la comunidad de San José El Tesoro, conocimientos sobre el mantenimiento preventivo del sistema de agua potable, para garantizar su funcionamiento durante el período de diseño y la calidad del agua, y a la vez hacerles conciencia sobre la importancia de un sistema de agua auto sostenible.

INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua en las comunidades rurales constituye una de las necesidades básicas de sus miembros, representando un servicio y un elemento esencial para la vida y de su calidad depende la buena salud y el bienestar de las personas, así también de la cantidad disponible depende el poder realizar todos los servicios como el aseo personal, la limpieza, preparación de alimentos, etc. La implementación de este servicio podrá ser resuelto únicamente con el trabajo unificado y organizado de comunidades e instituciones, que dediquen sus esfuerzos a satisfacer este tipo de necesidades ayudando con esto al desarrollo de las comunidades más pobres del país.

En este trabajo de graduación se plantea una solución factible a la necesidad de la falta del servicio básico de agua y saneamiento a la comunidad de San José el Tesoro, Chisec, Alta Verapaz, derivada del compromiso adquirido en los Acuerdos de Paz por parte del Programa de las Naciones Unidas Para el Desarrollo.

Dicha solución está constituida por el diseño del sistema de abastecimiento de agua de la comunidad mencionada, este informe está conformado primeramente de una investigación monográfica y diagnóstico de servicios básicos e infraestructura, en segundo término se presenta el diseño hidráulico de todo el sistema, presupuesto y la tarifa necesaria para la sostenibilidad del proyecto.

1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA

1.1. Aspectos históricos de la comunidad

La comunidad de San José El Tesoro Yalpemech, se encuentra ubicada en el municipio de Chisec, departamento de Alta Verapaz.

La comunidad colinda al Este con la sierra Chinajá conocida como montaña Tzululsehaj, al Norte con el río San Pablo {Chaquirocja}, al Sur con la quebrada Raxrujá y al Oeste con el río Sebol.

Además, colinda con comunidades de población no retornada pero si desplazada, debido al conflicto armado interno y otras en búsqueda de tierras de las cuáles se destacan catorce aldeas las cuales son, San Isidro, La Asunción , San Sebastián, Canlech, Cruce del Pato, San Antonio Secortéz, Secoppur, Invasa, Samaritana, Cruz Sin Nombre II, Xalijá , Damasco y El Nacimiento Raxquiché.

1.3. Planteamiento de la situación o problema a resolver

La comunidad de San José El Tesoro contaba anteriormente con un proyecto de agua, el cual había sido financiado por un fondo social, siendo abastecidos por medio de un sistema de llena cántaros haciendo la toma de agua directamente de un nacimiento ubicado dentro del polígono de la aldea El Aserradero la cual también sería abastecida con el mismo sistema.

Sin embargo después de un tiempo de funcionamiento del sistema, empezaron a surgir conflictos entre las dos comunidades teniendo como resultado de esto, la desatención del equipo de bombeo hasta que dejó de funcionar.

Seguidamente se hicieron algunos esfuerzos por reiniciar el sistema pero fue imposible ya que la comunidad donde se encuentra el nacimiento no autorizó los derechos sobre el mismo, ni los derechos de paso por los terrenos donde pasa la línea de conducción.

Tomando como base la problemática descrita anteriormente, se puede concluir lo siguiente: la única solución para abastecer de agua a la comunidad de San José El Tesoro, es construir un sistema mixto (bombeo y gravedad).

Se perforará un pozo mecánico dentro de los terrenos de la aldea, y se instalará para cada usuario conexiones prediales. Como complemento a lo descrito en el párrafo anterior, se debe mencionar que la perforación del pozo permite tener un sistema independiente, siendo mejor para la comunidad evitando los conflictos y desarrollando un mantenimiento propio.

1.3. Datos generales de ubicación de la comunidad

1.3.1 Localización y acceso

La comunidad de San José El Tesoro tiene su asiento en la finca que se llamó San Diego Yalpemech, su acceso inmediato es por carretera de asfalto que conecta desde Cobán, pasando con la finca Sebol y la aldea Cruce del Aserradero, ruta que se transita en un tiempo promedio de 7 horas desde la ciudad capital.

También se puede tener acceso por Chisec, carretera que está en buenas condiciones llegando hasta el municipio de Raxruhá, y a la aldea Cruce del Aserradero.

La comunidad se encuentra ubicada en las siguientes coordenadas.

Latitud	11° 57' 00''
Longitud	68° 37' 15''

1.3.2 Climatología

El clima en la zona es cálido, con una altura promedio sobre nivel del mar de 165 m, se manifiestan sólo dos estaciones durante el año, invierno y verano, la época de lluvia se establece normalmente en los meses de mayo a diciembre, y la estación meteorológica más cercana del INSIVUMEH, está ubicada en el municipio de la Libertad en el departamento del Petén.

1.3.3 Infraestructura

En relación a su infraestructura se puede destacar lo siguiente.

Infraestructura vial	se encuentra en buenas condiciones
Escuela	cuenta con educación primaria, la escuela llena las condiciones mínimas
Energía eléctrica	cuenta con energía eléctrica, monofásica la cual es abastecida por DEORSA.
Iglesias	cuentan con iglesias católicas
Drenajes	carecen de drenajes
Puesto de salud	no existe un puesto de salud

1.3.4 Topografía y tipo de suelo

La topografía del terreno, tanto de la aldea como la del área del proyecto es semiplano, con pendientes entre cinco a diez por ciento.

Los suelos en el departamento de Alta Verapaz han sido divididos en 19 unidades que consisten en 18 series de suelos y una clase de terreno misceláneo. Para mostrar la relación de las varias unidades al uso y manejo agrícola, los suelos han sido clasificados en tres grupos: suelos de los cerros de caliza, suelos de las tierras bajas del Petén – Caribe, clases misceláneas de terreno.

Los suelos en los primeros dos grupos han sido divididos en subgrupos según la profundidad, la clase de material madre y el drenaje. En el primero están: suelos profundos sobre caliza, suelos poco profundos sobre caliza, suelos profundos sobre esquisto y arcilla esquistosa y suelos profundos sobre serpentina. En el segundo los subgrupos son: suelos profundos bien drenados, suelos poco profundos bien drenados, suelos profundos mal drenados y suelos aluviales.

El suelo en la zona del proyecto es variable entre arcilla, tierra negra y piedra en un porcentaje variable de serpentina. El terreno es cultivable por lo cuál se estima que es viable la excavación a los niveles deseados en el proyecto y según las normas.

1.3.5 Abastecimiento actual de agua

Los vecinos de la comunidad se abastecen actualmente de pozos hechos a mano construidos con el apoyo del Programa de Desarrollo Para Atención a Desplazados, Repatriados y Retornados – PRODERE- algunos pozos en época de estiaje, presentan dificultades ya que disminuyen su capacidad, lo que hace difícil el abastecimiento a la comunidad, además presentan desperfectos en las bombas manuales.

En relación con la calidad, existen algunos pozos que no cuentan con el sello sanitario, lo que conlleva a que la calidad del agua no sea adecuada y por consiguiente esté alterada en su contenido por material orgánico.

1.4 Fuentes económicas

Actividad principal: agricultura.

La aldea se dedica en su mayor parte a trabajos de agricultura, sembrando mayormente: frijol, maíz y legumbres.

1.5 Nivel de escolaridad

En la comunidad existen varias escuelas de nivel primario, siendo administradas por diferentes organizaciones, nacionales e internacionales, las que proveen lo necesario en cuanto a la educación de ese nivel.

Actualmente se están implementando otros niveles de educación como secundario y nivel diversificado para las nuevas generaciones, lo que está dando buenos resultados, pero todavía se puede decir que el promedio general de escolaridad es el nivel primario.

1.6 Población y viviendas

La población es predominantemente indígena, las viviendas en su mayoría son construcciones de mampostería de bloque de pómez y de adobe o madera y techos de cubierta de lámina de zinc, la densidad de población es alta.

De acuerdo al censo levantado por el comité en el mes de octubre del 2002 el número de habitantes y viviendas es el siguiente.

Número de habitantes	1392
Número de viviendas	232
Densidad	6 habitantes/vivienda

1.7. Nivel de organización social

En cuanto a la organización social de la comunidad, se puede mencionar como una de las comunidades mejor organizadas del área, liderada por una religiosa

católica de origen Norte Americano que ha estado con ellos desde la época en que estas comunidades se encontraban en otros países, especialmente en Honduras, debido al conflicto armado. Además, existen diversos comités de desarrollo, como el comité del agua, el comité de educación, el comité de electrificación y el comité general de desarrollo, que se encarga de organizarlos.

1.8 Investigación diagnóstica sobre necesidades de infraestructura y servicios básicos

La falta de servicios básicos como el agua potable, un sistema de disposición de excretas, aguas servidas y basura, constituye el principal problema de la comunidad de San José El Tesoro y sus alrededores.

Existen otros problemas y necesidades que afectan de una forma menos directa, pero no dejan de ser prioritarios, como la falta de una instalación deportiva adecuada y el alumbrado eléctrico.

Los habitantes de esta comunidad se abastecen actualmente de pozos excavados a mano, ubicados en algunos sectores de la comunidad, teniendo principalmente el uso de un pozo en el área más céntrica de la misma. Los pozos utilizados tienen una profundidad promedio de 5 metros, con el inconveniente de que el agua proveniente de éstos es de mala calidad, debido al alto contenido de materia orgánica en el cuerpo del agua.

1.9. Infraestructura de los servicios

1.9.1 Servicios de salud

Dentro de la comunidad no existe un puesto de salud, por lo cual en caso de emergencia tienen que dirigirse a la comunidad más cercana, transportando a los

pacientes por medio de un vehículo propiedad de la iglesia católica, para lo cual tienen que pagar el costo del combustible.

En la comunidad existe un promotor de salud que da cierta orientación a los pacientes en medicina preventiva; dentro de los servicios se cuenta con un botiquín de emergencia, el cual en la mayoría de los casos es utilizado para enfermedades comunes como la tos, dolor de estomago, cortaduras, etc.

1.9.2 Abastecimientos de agua

De acuerdo a lo descrito anteriormente la población tiene acceso al agua en una forma muy deficiente, la obtención del agua es muy difícil, ya que se abastecen de los pozos excavados a mano y de los riachuelos cercanos a la comunidad que se forman en época copiosa.

1.9.3 Disposición de excreta

Actualmente se estima que la comunidad cuenta con unas 200 letrinas aboneras secas familiares, a las cuales no se les ha dado el seguimiento del uso correcto de las mismas, se estiman que hacen falta por construir 32 letrinas, sin embargo, debe diseñarse un sistema de drenajes con sanitarios específicos y un tratamiento al agua residual.

La comunidad está de acuerdo en llevar a cabo la letrización. Por las características propias del terreno donde se encuentra ubicada la comunidad, se describen dos alternativas de solución.

- a. Letrina abonera seca familiar. Construida con una taza de fibra de vidrio, presenta grandes ventajas en relación a las de cemento, por el peso, además es lavable, más estética, de mayor aceptación y durabilidad.

- b. Letrina de fibra de vidrio con sello hidráulico. Las características de ésta es la utilización de agua, para que acompañada de un sistema a base de fosa séptica, funcione de una forma individual o colectiva.

1.9.4 Disposición de aguas servidas y desechos sólidos

No existe ningún sistema adecuado de disposición de las aguas servidas las cuales se filtran en los terrenos o fluyen superficialmente sobre las calles y caminos de la comunidad. Respecto a los desechos sólidos, éstos son enterrados o incinerados según su naturaleza por los vecinos, estimándose que en estas comunidades la disposición de desechos sólidos aún no altera los sistemas ambientales.

1.9.5 Otros contaminantes en el área de influencia del proyecto

Por ser el área del proyecto netamente rural y enmarcado dentro de las montañas, se estima que no existe ninguna causa externa que pueda alterar los sistemas ambientales.

1.9.6 Vías de acceso

Los caminos principales de acceso a las comunidades son los elementos de infraestructura que tanta falta hacen. Actualmente se está asfaltando la carretera que comunica desde Chisec hasta Raxruja, y se está trabajando en la que va desde el cruce hasta Xayaxche. La importancia del proyecto radica no sólo en la necesidad que tienen los comunitarios sino en la importancia de implementar nuevos servicios que mejoren las condiciones socioeconómicas de la región.

1.9.7 Centros educativos

Dentro de la comunidad existen tres escuelas, en las cuales se instruye a los niños en su formación educativa primaria, también existe dentro de la comunidad un representante de CONALFA, que atiende y organiza a los comunitarios de todas las edades que deseen incorporarse a los servicios de alfabetización.

1.9.8 Tipología y arquitectura de la vivienda

La mayoría de las casas están construidas con párales de madera, mampostería de adobe y cubiertas de lámina o palma y el piso en la mayoría de los casos es de tierra, aunque en un mínimo porcentaje de torta de cemento. En el diseño arquitectónico de las viviendas se observa una división entre la cocina y el dormitorio familiar.

A continuación se presenta la ubicación de la comunidad dentro de la región, por medio de una sección del mapa topográfico 1:50,000 correspondiente.

2. GENERALIDADES DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de un pozo mecánico desde donde se extraerá el agua por medio una bomba sumergible y un equipo de bombeo de 15 caballos de fuerza, accionado por un generador de energía Diesel capaz de accionar el equipo completo.

Anexo al brocal de entrada del pozo se construirá una caseta de bombeo para la protección de todo el equipo y con las dimensiones necesarias para el mantenimiento preventivo del mismo y desde donde se impulsará el agua por medio de una tubería de PVC de 4" hasta el tanque de distribución compuesto por una torre metálica de quince metros de altura y un depósito de lámina metálica con una capacidad de 75 m³ como se indica en el apéndice 2, el cual abastecerá a todo el sistema por medio de una tubería de salida de PVC de 3" de diámetro entroncando hasta la estación E=2 (29) con la red principal de donde se derivan varios ramales

con tuberías de 3", 2 1/2", 2", 1 1/2", 1", 3/4", como se indica en el apéndice 1. Finalmente se instalará la acometida domiciliar con una tubería de PVC de 1/2" y la instalación predial que consta de un vástago de tubo de hierro galvanizado de 1/2", un níple horizontal de 25 cm y un grifo de bronce.

2.2 Cálculo para la demanda de agua

El cálculo de la demanda para el abastecimiento de agua es muy importante para el diseño de la línea de conducción y red de distribución y depende de factores inherentes a la comunidad que se beneficiará según la región en donde se encuentre, debiendo investigar para el caso las condiciones socioculturales de la comunidad a abastecer. Para el efecto es necesario conocer en primer lugar aspectos como el número de habitantes en la misma y sus costumbres de aseo y limpieza general.

2.2.1 Población actual

Con base en el censo realizado por el comité promejoramiento en el mes de octubre del año 2002 en la comunidad, se determinó que la población actual es la siguiente.

Proyecto	diseño del sistema de abastecimiento de agua
Comunidad	San José El Tesoro, Chisec, Alta Verapaz
núm. de Habitantes	1,392

2.2.2 Periodo de diseño

El período de diseño para un sistema de abastecimiento de agua o sus componentes, es el tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño, por falta de capacidad para prestar un buen servicio.

Por consiguiente, los dos aspectos principales que intervienen en el período de diseño son: la durabilidad de las instalaciones y su capacidad para prestar un buen servicio para las condiciones previstas.

En condiciones generales, puede afirmarse que un período de diseño de 20 años es el más recomendable para acueductos rurales.

Para el proyecto en mención se consideró un período de diseño de 22 años, incluyendo dos años de trámites administrativos y construcción del sistema.

2.2.3 Población de diseño

Para obtener la información del crecimiento de la población se pueden usar distintos métodos; cada método tiene ciertas variaciones al considerar algunos aspectos propios del lugar; estas variaciones son tolerables, ya que el principio de cualquier pronóstico de población, es la proyección que se hace con base en datos estadísticos de censos de población realizados en el pasado.

Entre algunos métodos se mencionan los siguientes

- Pronósticos que se basan en tendencias de distribución geográfica de la población.
- Pronósticos que se basan en la similitud de crecimiento en la población de una área y de otra con características parecidas.

- Pronósticos de migración neta y de incremento natural.

Y algunos métodos puramente matemáticos

Método de incremento geométrico

- a) Método aritmético
- b) Método exponencial

2.2.4 Método de incremento geométrico

La confiabilidad de cada método para pronósticos de población es relativa independientemente del que se emplee, porque hay muchos factores de carácter político, económico y social que en la mayoría de las veces son imprevisibles.

El método que dé resultados que se aproximen más al censo de la población de la encuesta practicada, será el que se utilice para proyectar la población para 22 años.

Para la estimación de la población futura en este caso se utilizó el método de incremento geométrico. La tasa de incremento de población futura se tomó de el Instituto Nacional de Estadística que es del 3% anual, calculándose la población futura de la fórmula siguiente:

$$Pf = Po (1 + R)^n$$

Donde:

R = Taza de crecimiento geométrico = 3%

Po = Población actual = 1392

Pf = Población futura = ¿

Por lo tanto la población futura para el año 2023 en la comunidad de San José El Tesoro es de:

$$P_f = 1392 (1 + 0.03)^{22} = 2514 \text{ habitantes}$$

2.3 Aforos de fuentes de agua

Es la operación de medir el caudal de la fuente propuesta mediante cualquier método, en este caso la fuente es un pozo mecánico.

Para el caso de sistemas por bombeo, el aforo se calcula tomando como base, el abatimiento del agua en el pozo durante un período de 24 ó 48 horas continuas de bombeo.

De acuerdo a lo anterior se determinó el caudal de aforo para el pozo midiendo el abatimiento de agua en el mismo, durante un período de 48 horas contínuas, determinando un aforo de 8.55 litros por segundo.

2.4 Dotación

Es la cantidad de agua que una persona necesita diariamente para satisfacer sus necesidades. Se expresa en litros por habitante por día (lts/ hab / día).

Parámetros

Llena cántaros (40 a 60) lts / hab / día

Conexión predial (60 a 90) lts / hab / día

Conexión domiciliar mayor de 90 lts / hab / día

En el presente proyecto se tomará una dotación de 100 lts/ hab/ día

2.5 Cálculo del consumo

El consumo de agua está en función de una serie de factores que son inherentes a la comunidad que se va a abastecer; varía de una comunidad a otra, como podría también variar de un sector de distribución a otro, dentro de la misma comunidad.

Al estudiar el abastecimiento de agua para un sistema público, la cantidad de agua que se consume varía constantemente en función del tiempo, las costumbres de la región y las condiciones climáticas.

2.5.1 Caudal medio diario

Es la cantidad de agua consumida por la población durante un día, la cual se obtiene como el promedio de los consumos diarios en el período de un año.

$$Q_m = \frac{\text{población futura} * \text{Dotación}}{86400 \text{ seg. / día}} = (\text{ lts / seg. })$$

$$Q_m = \frac{2514 * 100}{86,400} \quad \text{esto implica que} \quad Q_{md} = 2.90 \text{ lts / seg.}$$

2.5.2 Caudal máximo diario

Es el máximo consumo de agua durante 24 horas observadas en el período de un año. Para las comunidades donde no se tienen datos, el consumo máximo diario se obtiene incrementando del 20 al 50 % el caudal medio diario.

A este porcentaje de incremento, se le denomina factor de día máximo y su valor está en función del tamaño de la población y sus costumbres.

Población > 1,000 habitantes, usar un factor de 1.2

Población < 1,000 habitantes usar un factor de 1.2 a 1.5

Para esta población se tomará un factor de 1.2

$$Q_{dm} = Q_m * \text{factor de día máximo} = \text{Its / seg.}$$

Donde:

Q_{dm} = caudal máximo diario

Q_m = caudal medio diario

$$Q_{dm} = 2.90 * 1.2, \text{ entonces } Q_{dm} = 3.48 \text{ Its/ seg.}$$

El caudal máximo diario se utiliza para diseñar la línea de conducción, en este caso es necesario únicamente para calcular el caudal de bombeo en la línea de impulsión.

2.5.3 Caudal máximo horario

Es el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el período de un año, cuando no se tienen registros de consumos máximos horarios, este valor se obtiene incrementando del 200 al 250 % el caudal medio diario.

Este porcentaje se denomina factor de hora máxima, y al igual que el factor de día máximo, está en función del tamaño de la población y de sus costumbres.

Población > 1,000 usar un factor de 2.0 a 3.0

Población < 1,000 usar un factor de 2.0

Para esta población se tomará un factor de 2.20

$$Q_{hm} = Q_{md} * \text{Factor de Hora Máximo} = \text{Its / seg.}$$

Donde:

Q_{hm} = caudal de hora máximo

Q_{md} = caudal medio diario

$$Q_{hm} = 2.90 * 2.2, \text{ entonces } Q_{hm} = 5.90 \text{ Its/ seg.}$$

2.6

Calidad y tratamiento del agua de consumo

En las poblaciones rurales es indispensable que sean respetados los límites permisibles de potabilidad, especialmente sobre las sustancias nocivas y que se garantice la calidad bacteriológica de las aguas de abastecimiento, proporcionando agua potable.

2.6.1 Análisis del agua

2.6.1.1 Examen bacteriológico

El objetivo principal de este examen es indicar el grado de alteración bacteriana y principalmente con materia fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme, el que comprende los bacilos *Escherichia Coli* y el *Aerobacter Aerogenes*. La *Escherichia coli* es huésped normal del intestino del hombre y de los animales de sangre caliente.

Para la fuente propuesta, el agua analizada cumple con las normas establecidas de COGUANOR, ver anexo 1.

2.6.2 Tratamiento del agua (potabilización)

Cuando el agua no está en condiciones de ser servida a una población, es necesario someterla a un tratamiento adecuado que la haga utilizable.

Todas aquellas aguas que no llenen los requisitos de potabilidad establecidos en las normas COGUANOR número 29001, deberán tratarse mediante procesos adecuados para poder ser empleadas como fuente de abasto para poblaciones.

El tipo de tratamiento deberá fijarse de acuerdo a los resultados de los análisis realizados por el laboratorio de análisis bacteriológico de la Universidad del Valle de Guatemala.

2.6.2.1 Selección del proceso de tratamiento

Esta selección se efectuará con base en un estudio de toda la información obtenida y consiste en considerar inicialmente toda la gama de soluciones e ir introduciendo una serie de restricciones de carácter técnico y condiciones de desarrollo que limiten las soluciones a unas pocas, para determinar cuál es la solución más satisfactoria.

La selección de los procesos debe tomar en cuenta el grado de desarrollo de la comunidad, los recursos obtenidos en la localidad y la calidad del agua cruda.

2.6.2.2 Desinfección

2.6.2.2.1 Alimentador automático de tricloro

Es uno de los sistemas más modernos de cloración de agua, que consiste en disolver pastillas o tabletas de tricloro en el paso del agua. El alimentador de tricloro es un recipiente en forma de termo que alberga tabletas cuyo tamaño depende directamente del caudal de agua y del consumo necesario de tabletas de tricloro para potabilizar el agua.

Las tabletas o pastillas que se usan tienen un tamaño de tres pulgadas de diámetro, por una pulgada de espesor, con una solución de 65% de cloro y un 35%

de estabilizador; su peso es de 200 gramos y la velocidad a que se disuelven en el agua es de 15 gramos en veinticuatro horas.

Dentro de este sistema de cloración existen dos formas de instalación, que dependen directamente del diámetro de la tubería. Para diámetros de ½" pulgada hasta 2" pulgadas de alimentador se usa una línea con la tubería de la línea de conducción. Este sistema inyecta de forma directa la solución a la tubería. Para diámetros de tuberías mayores de 3" pulgadas, es utilizado el sistema en paralelo.

Los alimentadores se clasifican según su capacidad de almacenar tabletas en su interior. Se identifican con la siguiente nomenclatura

CL 100 = capacidad de almacenar = 10 tabletas máximo

CL 110 = capacidad de almacenar = 15 tabletas máximo

CL 200 = capacidad de almacenar = 20 tabletas máximo

CL 220 = capacidad de almacenar = 36 tabletas máximo

CL 500 = capacidad de almacenar = 66 tabletas máximo

CL 1100 = capacidad de almacenar = 110 tabletas máximo

2.6.2.2.2 Control de la dosis de cloro

El procedimiento que se seguirá para llevar a cabo este control es el siguiente

Primero debe calcularse la dosificación de cloro o hipoclorito con base en el caudal de entrada al tanque de distribución, se deberán tomar muestras de agua en el tanque de distribución, en un punto intermedio y en el más lejano de la red de distribución, se deja correr el agua durante un tiempo prudencial (30 minutos a 1 hora), antes de tomar la muestra. El cloro residual debe estar entre 0.75 – 1.00 mg/l en el tanque de distribución y 0.34 mg/l en el punto más lejano de la red.

Para determinar la dosis de cloro se pueden usar tres tipos de comparador:

- a) Comparador de disco
- b) Comparador de placa
- c) D.P.D (N.N-DIETIL – p – fenilendiamina).

2.6.2.2.3 Dosificación para la demanda de cloro

Cuando el agua no es potable se debe inyectar una demanda de 0.2 mg/l de cloro.

En el caso del agua analizada de la fuente propuesta para este proyecto, se cumple con las normas de COGUANOR para agua potable, por lo cual no es necesario este procedimiento, pero en caso contrario se debe proceder como sigue:

El flujo de cloro (f_c) en gramos/hora se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q = D_c * 0.06 \quad (1)$$

Donde Q = caudal de agua conducida en litros/minuto. D_c = demanda de cloro en mg/litro o PPM.

Regularmente este flujo es muy pequeño y debe obtenerse mediante la calibración de la válvula de compuerta que se coloca en el ingreso del clorinador, por lo tanto se debe calcular el tiempo en segundos que se necesita para llenar un recipiente de un litro.

$$T = 60 / S_c \quad (2)$$

Donde: t = tiempo de llenado de un recipiente de un litro en segundos. S_c = flujo de solución de cloro en litros / minuto.

2.7 Levantamiento topográfico y métodos

La topografía tiene por objeto medir extensiones de tierra, tomando los datos necesarios para poder representar sobre un plano, a escala, su forma y accidentes.

Con los datos tomados sobre el terreno, aplicando procedimientos matemáticos, se calculan: distancias, ángulos, direcciones, coordenadas, elevaciones, áreas o volúmenes según lo requerido en cada caso.

El procedimiento que se sigue en un levantamiento topográfico, comprende dos etapas fundamentales.

- El trabajo de campo o la recopilación de datos.
- El trabajo de oficina que comprende el cálculo y el dibujo.

2.7.1 Planimetría

La planimetría considera la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que se supone que es la superficie media de la tierra.

El levantamiento planimétrico de este proyecto se realizó por el método de conservación de azimut, radiando en aquellos puntos en donde las condiciones del terreno así lo requerían, ver tabla I.

2.7.2 Altimetría (nivelación)

La altimetría toma en cuenta las diferencias de nivel existentes entre puntos de un terreno o construcción.

Para conocer estas diferencias de nivel, hay que medir distancias verticales, directa o indirectamente, a esta operación se le denomina nivelación.

Para la elaboración de un plano topográfico es necesario conocer estas dos partes de la topografía, para poder determinar la posición y elevación de cada punto.

- Medición de distancias horizontales con estadía y cinta métrica de 30 metros.
- Ángulos y direcciones por conservación de azimut, con método de orientación de 180 grados.

- Nivelación taquimétrica.
- El equipo que se utilizó es el siguiente: un teodolito marca Wild T- 1 un estadal de 4 metros, 2 jalones, una cinta métrica de 30 metros, un trípode, una plomada de bronce, un nivel, un clinómetro.

Tabla I. Levantamiento topográfico de la línea de conducción

ALTURA DEL APARATO	HILOS			DISTANCIA	ÁNGULO VERTICAL	AZIMUT	ELEVACIÓN
1.55	Superior	2.14	VERT	-	82° 21´	270° 09´40"	217.18
	Inferior	1.5	HORIZ	125.73			
1.55	Superior	1.405	VERT	-	87° 02´	14° 26´40"	210.65
	Inferior	-0.5	HORIZ	180.52			
1.55	Superior	1.15	VERT	-	84° 56´	83° 15´40"	212.726
	Inferior	-0.5	HORIZ	128.76			
Estación		+		Altura del instrumento	-	Punto de vuelta	Elevación
B.M.1		2.76		202.76			200.00
0+000					2.52		200.24
0+020					2.10		200.66
0+040					1.63		201.13
0+060					1.53		201.23
0+080		3.36		205.10		1.02	201.74
0+100					2.35		202.75
0+120					1.18		203.92
0+140		3.76		207.99		0.865	204.23
0+160					1.27		206.72
PV		4.07		211.71		0.342	207.64
0+180					3.39		208.32
PV		3.92		215.50		0.138	211.58
0+200					3.62		211.88
PV		4.00		219.27		0.23	215.27
0+220					2.64		216.63
PV		3.88		222.96		0.189	219.08
0+240					1.07		221.89
PV		2.95		225.71		0.205	222.76
0+260					0.78		224.93
0+263.30					0.50		225.21
0+20					3.18		222.53
PV		0.17		222.08		3.786	221.92

0+040		0.19		218.71		3.565	218.52
PV		1.39		216.47		3.628	215.08
0+060					1.84		214.63
0+080					3.33		213.14
0+100					3.74		212.73
0+120					2.20		214.27
PV		3.56		319.92		0.11	216.36
0+140					3.03		216.89
0+160		0.98		220.14		0.76	219.16
0+180					0.56		219.58
0+200					1.21		218.93
0+220		0.36		216.96		3.535	216.60
0+240					3.65		213.31
0+260.20					5.01		211.95
BM2						5.65	211.31
		35.33				24.023	

CHEQUEO

$$35.331 - 24.023 = + 11.308 \text{ m}$$

$$211.308 - 200.00 = + 11.308 \text{ m}$$

2.8 Diseño general del sistema de agua potable

2.8.1 Generalidades básicas

Para el diseño del sistema de la línea de conducción y red de distribución tuberías de acueductos, se aplica la fórmula de Hazen-Williams para tuberías y conductos a sección llena.

La fórmula es

$$H_f = K Q^{1.85}$$

$$K = \frac{K' \cdot L}{1,000}$$

$$K' = \frac{1743811}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga en metros columna de agua (mca)

Q = Caudal en litros por segundo (lts / seg.)

L = Longitud de la tubería (m.)

D = Diámetro de la tubería en pulgadas

C = Coeficiente de Hazen –Williams, que depende de la naturaleza de las paredes de la tubería.

Para el cálculo de dos tramos de tubería distintas en su diámetro, se puede utilizar la siguiente fórmula.

$$L2 = Lt * \left[\frac{H - H1}{H2 - H1} \right] \quad Y \quad L1 = Lt - L2$$

Donde:

Lt = Longitud total del tramo

H = Diferencia de nivel de todo el tramo

H1 = Pérdida de carga con la longitud total

H2 = Pérdida de carga con longitud total (lts) con el diámetro comercial menor para segundo tramo.

L1 = Longitud del tramo 1 en metros

L2 = Longitud del tramo 2 en metros

2.8.2 Presiones y velocidades

Es necesario calcular las presiones del líquido, dentro de las tuberías, para ver si se encuentra entre los límites recomendados.

La presión en un punto es la diferencia entre la cota piezométrica del punto y la cota del terreno.

La presión del agua normalmente se mide en metros por columna de agua.

Donde:

$$1 \text{ mca} = 1.422 \text{ libras} / \text{plg}^2 \quad (\text{PSI en siglas inglesas})$$

Para revisar o examinar las velocidades del agua se utiliza la ecuación de continuidad, debiendo determinar que el rango de velocidades varíe entre 0.30 m/ seg. y 3 m/ seg.

$$V = Q / A = 4Q / \text{PI} * D^2$$

Donde:

$V =$ Velocidad del fluido (mts / seg.)

$Q =$ Caudal ($m^3 / \text{seg.}$)

$A =$ Área del tubo (m^2)

$D =$ Diámetro del tubo (mts.)

2.8.3 Tipos de tuberías

Las tuberías son conductos cerrados para la conducción de agua potable a presión, normalmente se usan tuberías de PVC y hierro galvanizado (H.G.)

2.8.3.1 Tubería de pvc

Bajo esta denominación se conoce a los tubos de cloruro de polivinilo rígido. Igualmente están incluidos los accesorios (tees, codos, etc.) que sean necesarios.

Esta clase de tubería plástica es económica, fácil de transportar y trabajar y debe protegerse del sol.

$$C = 140 \text{ ó } C = 150$$

2.8.3.2 Tubería de hierro galvanizado

Son tubos de acero cuyas superficies exterior e interior han sido recubiertas de zinc. Son usados en los lugares donde la tubería no se puede enterrar o es necesario colocar tubería que resista una presión mayor de 175 mca, por las características del terreno.

$$C = 100$$

Los coeficientes **C** indicados son los de fricción y se aplican cuando se usa la fórmula de Hazen – Williams.

2.8.4. Sistemas por bombeo

Cuando un acueducto se diseña por bombeo deberán considerarse detenidamente los siguientes factores:

- La operación de todo sistema por bombeo en términos generales, es siempre más costosa que la de un sistema similar por gravedad.
- Las inversiones iniciales los costos de depreciación, mantenimiento y operación del sistema.
- Diseñar los sistemas de bombeo más simples y económicos.

2.8.4.1 Protección contra golpe de ariete

En las líneas de bombeo se emplean dispositivos de alivio si la presión estática más la sobre presión de golpe de ariete igualan o exceden la presión de trabajo de la tubería.

Los dispositivos pueden ser válvulas de alivio, cámaras de aire comprimido, instalación de volantes en los conjuntos o pozos de oscilación, todos destinados a amortiguar el fenómeno de la onda producida por el cierre rápido instantáneo. (Se exceptúan los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre).

2.8.4.2 Dimensionamiento económico de las tuberías de bombeo

- Se determinará el diámetro económico en función de los costos de tubería y energía proyectados a un futuro cercano.

- En ausencia de éstos, se podrá utilizar la fórmula de Bresse, para instalaciones que funcionan en forma continua.

Diámetro económico de la tubería de bombeo.

Bombeo continuo

$$D = K * \text{SQR} (Q)$$

Donde:

D= diámetro en milímetros

Q= Caudal de bombeo en l/s

K= Factor que varíe entre 0.9 y 1.4

SQR = Raíz cuadrada de un valor.

bombeo discontinuo:

$$D = 1.3 * x * \frac{1}{4} * \text{SQR} (Q)$$

Donde:

D = diámetro en milímetros

Q = caudal de bombeo

X = hora de bombeo al día / 24

SQR = raíz cuadrada de un valor.

2.8.5 Información básica para la selección de la bomba

- Para la selección de la unidad o unidades de bombeo se tendrán en cuenta los siguientes datos:

Caudal de bombeo: lts / seg.

Altura sobre el nivel del mar: metros

Nivel dinámico 128 pies

Nivel estático 109 pies

- Columna de succión positiva, neta.

(C.S.P.N.) (N.P.S.H.) requerida por la bomba en metros

- Velocidad específica r.p.m.
- Eficiencia %

2.8.6 Cálculo de la potencia

La potencia del conjunto elevatorio se calcula por la fórmula:

$$P = \frac{Q_{\text{bombeo}} * H_{\text{tot.}}}{76 * e}$$

P= potencia en HP; Qbombeo en lts / seg. ; H en mts; e eficiencia de la bomba en %.

2.8.7 Energía para el funcionamiento de las bombas

Las posibles fuentes de energía son

Energía eléctrica de la red nacional o de una planta hidroeléctrica en el lugar.

- Energía por motores de combustión interna.
- Energía eólica.
- Energía hidráulica.
- Energía solar.

La energía solar puede ser empleada en lugares apartados que no disponen de energía eléctrica y que son de difícil acceso. Para fines de abastecimiento de agua los equipos no requieren el empleo de baterías. La energía hidráulica puede accionar arietes, turbinas o plantas hidroeléctricas para generar electricidad.

De acuerdo a lo establecido en la comunidad de San José El Tesoro, Chisec, Alta Verapaz, por falta de energía eléctrica disponible, se proyecta la instalación de un generador de energía, el cual servirá como complemento para el funcionamiento del equipo de bombeo.

2.8.8 Memoria de cálculo

CAUDAL MEDIO DIARIO

$$Q_m \text{ día} = \frac{\text{Dot} \times P_f}{86,400} = \text{Its} / \text{Seg.}$$

donde: Dot = Dotación = 100 lts / seg.
 Pf = Población futura = 2514 habitantes
 86,400= Número de segundos durante un día.

$$Q_m \text{ día} = \frac{100 \times 2514}{86,400} = 2.90 \text{ Its} / \text{seg.}$$

CAUDAL DE DÍA MÁXIMO

$$Q \text{ día max} = Q_m \text{ día} \times F.D. \text{ max}$$

Donde: Qm día = caudal medio diario = 2.90 lts / seg.
 F.D. = Factor de día máximo = 1.2

$$Q \text{ día máx.} = 2.90 \times 1.2 = 3.48 \text{ lts / seg.}$$

CAUDAL DE HORA MÁXIMA

$$Q \text{ hora máx.} = Q_m \text{ día} \times F.H. \text{ máx.}$$

Donde: $Q_m \text{ día} = \text{Caudal medio horario} = 2.90 \text{ lts / seg.}$

$F.D. = \text{Factor de hora máxima} = 2.20 \text{ lts / seg.}$

$$Q \text{ hora máx.} = 2.90 \times 2.20 = 5.90 \text{ lts / seg.}$$

CAUDAL DE BOMBEO

$$Q \text{ bombeo} = \frac{Q \text{ día máx.} \times \text{número total de horas del día}}{\text{No Horas de bombeo}}$$

$$Q \text{ bombeo} = \frac{3.48 \times 24}{12} = Q \text{ bombeo} = 6.96 \text{ lts / seg.}$$

2.8.9 Pérdidas de carga y cálculo de potencia de bomba

TRAMO E-0 A E-1 = Impulsión al tanque

$$H_f = K Q^{1.85}, \quad K = \frac{K' \times L}{100}, \quad K = \frac{1743811}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

Según la fórmula de Breise para bombeo discontinuo se obtiene el diámetro económico del tramo de E-0 a E-1

$$D_{\text{econ.}} = (1.3) (12/24)^{0.25} \text{ SQR} (0.00696)$$

$$D_{\text{econ}} = (1.3 \times 0.841 \times 0.0834)$$

$$D_{\text{econ}} = 0.091 \text{ m.} = 3.59'' = 4''$$

El diámetro económico está en función del tiempo de bombeo, costo de la tubería y costo kwh / mes.

El diámetro de 4" se obtiene de la fórmula

$$H_f = K Q^{1.85}$$

$$H_f = 0.057 * (6.96)^{1.85} = H_f = 2.08 \text{ m.}$$

$$H_{\text{menores}} = 10\% H_f = 0.10 * 2.08 = H_{\text{men}} = 0.21 \text{ m.}$$

$$H_{\text{pozo}} = 28.59 \text{ m.} \quad H_{\text{terreno}} = 15.00 \text{ m.}$$

$$H_{\text{reserv}} = 7.00 \text{ m.}$$

CARGA TOTAL = H tubería + H menor + H pozo + H tanque + H reservorio

$$H_{\text{tot}} = 91.81 \text{ m.}$$

2.8.10 Potencia de la bomba

Potencia del equipo de bombeo

$$\text{Pot} = \frac{H_{\text{tot}} * Q_b}{76 * \text{efic.}}$$

Donde: H_{tot} = altura total a vencer

Q_b = caudal de bombeo

Efic = eficiencia del equipo

$$\text{Pot} = \frac{91.81 * 6.96}{76 * 0.86} = \text{Pot} = 12.54 \text{ H.P.}$$

$$\text{Pot} = 13 \text{ H.P.}$$

Se recomienda instalar una bomba de 15 H.P. la cual elevará el agua hasta el tanque de distribución, ubicado en E-1.

Cota piezométrica E – 0 = 1,052.81 m

Cota piezométrica E – 1 = 1,050.73 m

Cota terreno E – 1 = 1,028.59 m

Cota inferior del tanque = 1,043.59 m

De la formula:

$$H_f = K * Q^{1.85}$$

Se obtiene: $H_f = 6.09 \text{ m}$

Cota piezométrica E – 2 = 1043.59 - 6.09

COTA PIEZ E – 2 = 1037.50 m

El diseño hidráulico de todo el sistema se presenta en la tabla II de este capítulo.

2.8.11 Resumen de datos del sistema

Tipo de fuente	Pozo mecánico
Tipo de sistema	Bombeo y gravedad
Tipo de distribución	Ramales abiertos y conexiones prediales.
Dotación	100 lts /día
Tasa de crecimiento	3 % por ciento
Período de diseño	22 años (2003 –2024)
Población actual	1,392
Viviendas actuales	232
Tubería promedio por conexión domiciliar	30 metros
Conexiones domiciliarias	232
Caudal medio	2.90 lts/s
Caudal día máximo	3.48 lts/s
Caudal hora máximo	5.90 lts/s
Factor día máximo	1.3 – 1.5
Factor hora máximo	2.0 – 2.5
Porcentaje del volumen de almacenamiento	40 % por ciento
Volumen de almacenamiento	75 m ³
Horas de bombeo. 10 años	12 horas
Horas de bombeo. 20 años	8 horas
Caudal de bombeo	6.96 lts/ s – 110.48 GPM
Carga dinámica total	483.76 pies {147.49 m.}
Tipo de bomba	Sumergible
Potencia de la bomba	15 H.P.

2.9 Componentes del sistema

2.9.1 Captación

Se construyó un pozo mecánico ubicado de E- A = 0+000.00 y cota de terreno 1000, el que será utilizado como captación, teniendo un diámetro de 6" y una profundidad total de 450 pies.

2.9.2 Caseta de bombeo y equipo de bombeo

Se construirá una caseta de bombeo que estará ubicada en E= 0+008.61, cota de terreno 1,000.00.

Se colocará una bomba sumergible, accionada por medio de un generador (se estima una vida útil del equipo de bombeo de 10 años).

El caudal de bombeo se estima en 110.48 GPM, con el fin de tener un ahorro sustancial en los energéticos y mantenimiento propio del equipo, se proyecta un período de bombeo de 12 horas – día, cada 3 días, con lo que se pretende llenar el tanque de almacenamiento durante un día, abasteciendo a la comunidad con el agua almacenada durante los siguientes tres días, y así sucesivamente.

2.9.3 Línea de bombeo

Basándose en la topografía del terreno y la ubicación de las comunidades a abastecer, la línea de bombeo o impulsión se proyecta desde la caseta de bombeo ubicada en E-0+008.61 hacia el tanque de distribución metálico elevado ubicado en E-1 = 0+263.3, en la línea de bombeo se instalarán un total de 44 tubos de PVC de 4" de diámetro.

2.9.4 Tanque de distribución

En E-1= 0+263.3, cota de terreno 1,028.50, se construirá un tanque de distribución elevado metálico de 75 m³. Este tanque equivale al 40 % por ciento del caudal medio diario, el período de diseño es de 20 años y se construirá de acuerdo al diseño establecido en el presente trabajo.

2.9.5 Red de distribución

Consiste en la instalación de tubería de PVC, de diferentes diámetros como: 3", 2 1/2", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", mediante ramales abiertos, distribuidos de la siguiente forma: se construirá una línea principal que inicia de la estación E-29 con tubería de 3" , cambiando en estación E-50 a diámetro de 2" hasta la estación E- 72 donde cambia a un diámetro de 1 1/2" finalizando la misma en E-74. De la línea principal se derivan todos los ramales, distinguiéndose un ramal que va hacia la parte más alta de la comunidad con un diámetro de 2", los ramales restantes se distribuyen dentro de la misma en el área de mayor concentración de viviendas, con diámetros de 2" y 1".

Las presiones en la red deben variar entre un máximo de 40 y un mínimo de 10 metros columna de agua, para garantizar el funcionamiento adecuado de la red.

2.9.6 Conexiones prediales

Se proyecta la instalación de 232 servicios en total, para abastecer a 222 viviendas, un mercado, dos oficinas, un centro de salud, tres iglesias y tres escuelas, sumando un total de 232 conexiones prediales.

Cada conexión predial se construirá básicamente con una llave de chorro lisa, una llave de paso, tres niples de tubo HG de $\frac{3}{4}$ " de diámetro y dos tubos PVC de $\frac{1}{2}$ " y una base de concreto en el tronco del vástago de la conexión.

FÓRMULAS GENERALES:

$$H=KQ^{1.85};$$

$$K= (K' * L) / 1000;$$

$$H= (K' * L) / 1000 * Q^{1.85}$$

$$K'1743811/(C^{1.85}*D^{4.87})$$

TRAMO		TIPO DE TUBERÍA	DIÁMETRO EN PULGADAS	LONGITUD HORIZ. EN METROS	LONGITUD DE DISEÑO EN METROS	CAUDAL EN L/SEG	COTA DE INICIO EN METROS	K'	K	Hf	COTA FINAL EN METROS
E-0	E-1	PVC	4"	263.3	263.3	6.96	1,052.50	0.057	0.22	38.78	1,050.73
E-1	E-2	PVC	3"	260.2	260.2	5.9	1,043.59	0.886	0.23	5.11	1,037.50
E-2	E-3	PVC	3"	108	108	5.05	1,037.50	0.8776	0.0948	1.9	1,035.60
E-3	E-6	PVC	3"	120	120	3.15	1,035.60	0.8776	0.1053	0.88	1,034.72
E-6	E-72	PVC	2"	336	336	1.3	1,034.72	0.8776	0.2949	0.48	1,030.79
E-7	E-74	PVC	1 1/2"	102	102	0.25	1,030.79	25.6629	2.6175	0.2	1,030.79
E-2	E-4	PVC	1 1/2"	222	222	0.75	137.50	25.6629	5.6972	3.34	1,034.16
E-3	E-5	PVC	1 1/2"	234	234	0.5	1,030.60	25.6629	6.005	1.66	1,033.94
E-3	E-48	PVC	2"	492	492	1.5	1,035.60	6.32199	3.11	6.59	1,029.01
E-3	E-33	PVC	1"	54	54	0.05	1,037.50	184.87	9.9831	0.039	1,037.46
E-6	E-51	PVC	2 1/2"	150	150	1.75	1,034.72	12.1136	1.8175	5.12	1,029.60
E-12	E-53	PVC	1"	102	102	0.3	1,029.60	184.87	18.857	2.02	1,027.57
E-12	E-54	PVC	2"	120	120	1.45	1,029.60	6.32199	0.76	1.51	1,028.09
E-14	E-15	PVC	1"	96	96	0.25	1,028.09	184.87	17.75	1.36	1,026.73
E-54	E-58	PVC	2"	120	120	1.2	1,028.09	6.32199	0.7586	1.06	1,027.03
E-16	E-61	PVC	1"	204	204	0.4	1,027.03	184.87	37.71	6.91	1,020.12
E-16	E-66	PVC	1"	210	210	0.25	1,027.03	184.87	38.82	2.98	1,024.05
E-16	E-62	PVC	1"	108	108	0.18	1,027.03	184.87	19.96	0.83	1,026.20

2.10 Diseño del tanque elevado de distribución

El tanque de distribución tiene 3 funciones básicas que son: cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo, regular las presiones en la red de distribución, evitando el bombeo directo de la misma y atender emergencias.

La altura mínima de un tanque elevado debe ser aquella que a media capacidad produzca en la red de distribución la presión mínima recomendable de 10 metros columna de agua, para el caso más desfavorable.

El sistema necesita de un tanque elevado a una altura mínima de 15 metros sobre el nivel del terreno y será construido de estructura metálica.

2.10.1 Volumen del tanque

Para el caso de un sistema por bombeo la reserva mínima deberá ser la de un día de consumo medio, según las normas generales de diseño de abastecimiento de agua potable de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria (AIDIS).

El caudal medio diario para este proyecto es de 2.90 lts / seg, de donde se obtiene un volumen de almacenamiento de 250.56 m³, pero construir un tanque elevado de esta magnitud representaría un costo demasiado grande, por lo que se ha decidido construir uno de 75 m³, tomando en cuenta el aspecto técnico de rapidez, seguridad y comercialización en nuestro medio.

2.10.2 Partes de un tanque elevado

Los tanques elevados son por lo regular de forma cilíndrica por trabajar de mejor forma en el aspecto hidráulico, resistiendo más óptimamente las fuerzas de presión ejercidas por el agua, además de preservarse mejor a la corrosión. Estos tanque se apoyan al terreno por medio de una torre de soporte de altura previamente establecida, la cual descansará a la vez en su cimentación.

2.10.3 Cubierta

Puede diseñarse cónica, o de forma plana, su función es cubrir el tanque de la intemperie, en ésta se encuentra el acceso al interior del tanque y tiene además un área de ventilación.

Para este caso se diseñará una cubierta cónica la cual tendrá una altura de 1/5 del diámetro del depósito.

2.10.4 Cuerpo del tanque

Las paredes del cilindro y el fondo soportarán la presión ejercida por el agua y se construirá utilizando lámina negra Norma A-36.

Para este caso se tomó como base un diámetro de 4 metros, determinando la altura del cilindro de la siguiente forma:

$$V_{cil} = \pi * r^2 * h, \text{ despejando } h$$

$$h = V_{cil} / \pi * r^2 ; r = 2 \text{ y } V_{cil} = 75 \text{ m}^3$$

De donde se obtiene:

$$h = 5.97 \text{ mts.}$$

tomando $h = 5.5$ mts. se obtiene:

$$V_{cil} = 69.12 \text{ m}^3$$

2.10.5 Fondo del tanque

El fondo del tanque tendrá forma de cono invertido para soportar mayores presiones. La altura del cono será la mitad del diámetro del tanque, pudiendo variar este valor

$$h = \text{cono} = 4 \text{ mts.} / 2 = 2 \text{ mts.},$$

$$V_{\text{cono}} = \pi * r^2 * h / 3 = \pi * 2^2 * 2 / 3 = \mathbf{8.38 \text{ m}^3}$$

Sumando el volumen del cilindro y el fondo cónico se obtiene el volumen total de almacenamiento del tanque.

$$V_{\text{total}} = V_{\text{cil}} + V_{\text{cono}} = 69.12 \text{ m}^3 + 8.38 \text{ m}^3 ; \quad V_{\text{total}} = 77.50 \text{ m}^3$$

2.10.6 Torre de soporte

Los tanques elevados se apoyan sobre el terreno por medio de una torre, la cual está constituida generalmente por 4 columnas con una ligera inclinación y una serie de elementos diseñados a compresión y tensión (breisas).

Las columnas tendrán una inclinación sobre el eje vertical del 25 % de la altura del tanque, como se indica a continuación:

$$L = H * \%$$

Donde:

L= Distancia de inclinación con respecto al eje horizontal

H= Altura del tanque en metros

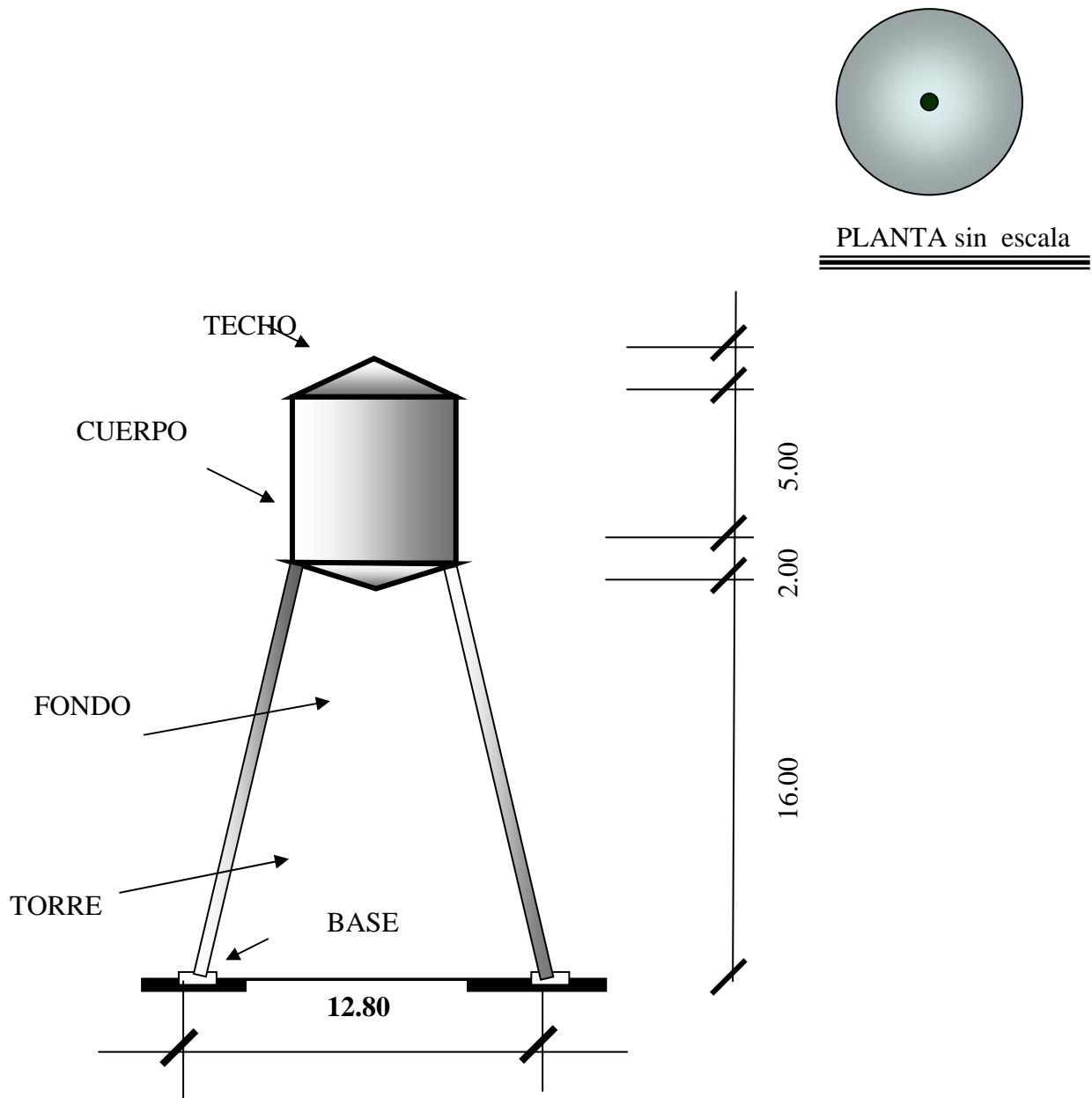
% = Porcentaje

$$L = 17.70 \text{ mts} * 25 \% = 4.42 \text{ mts.}$$

Se tomará $L = 4.40$ mts (ver predimensionamiento apéndice 2)

Para la separación entre arriostres debe considerarse que el primero debe encontrarse a una altura sobre el nivel del suelo de 0.5 a 1.0 mts, dividiendo posteriormente el resto de la altura para obtener la distancia entre arriostres. Para un tanque elevado entre 14 a 18 metros de altura se determina una distancia de 3.25 a 4.50 metros entre arriostres. (Ver plano de dimensionamiento en el apéndice 2).

Figura 2. Predimensionamiento del tanque



2.10.7 Cimentación del tanque

Está constituida por zapatas aisladas cuadradas y reforzadas en ambos sentidos y vigas de amarre.

La columna metálica se colocará sobre un pedestal de concreto, el cual será apoyado a su vez sobre la zapata aislada.

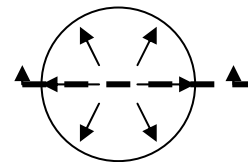
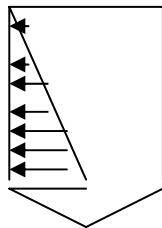
La construcción de la cimentación se hallará sometida a la acción de la siguientes fuerzas:

- a) Peso propio de la estructura
- b) Peso del agua
- c) Fuerza de viento o de sismo

2.10.8 Diseño de las paredes del tanque

$$P = \gamma * h$$

$$\gamma = \text{peso específico del agua} = 1000 \text{ kg / m}^3$$



Espesor mínimo de la lámina = t

t min. = 1/4" ó 3/16 plg.

t min = tomar 1/4"

$$T = (P * D) / 2$$

$$T = (\gamma * h * D) / 2$$

$$T = (1000 \text{ Kg / m}^3 * 5.50 \text{ mts} * 4) / 2$$

Donde: P= Peso de la estructura
D= Diámetro
H= Altura del cuerpo

$$T = 11,000 \text{ Kg} / \text{mts.}$$

$$P = 5,500 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Usando acero $F_y = 36,000 \text{ Lb} / \text{plg}^2$

Donde: F_y = esfuerzo ultimo

$$\text{Esfuerzo de trabajo } F_s = 0.45 * F_y = 0.45 * (36,000) = 16,000 \text{ Lb} / \text{plg}^2$$

$$**F_s = 1.141 \text{ Kg} / \text{cm}^2**$$

$$**\text{Área de acero } A_s = 11,000 \text{ kg} / 1.141 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 9.64 \text{ cm}^2**$$

Tomando una franja de 1 mt de altura, se tiene:

$$\text{Área} = 1 \text{ mts} * t, \text{ despejando } t \text{ se obtiene:}$$

$$t = \text{Área} / 100 \text{ cm} = 9.64 \text{ cm}^2 / 100 \text{ cm} = 0.0964$$

De donde se propone un espesor mínimo de lámina igual a $\frac{1}{4}$ " pulgada

2.11 Diseño de la torre de soporte

2.11.1 Peso del agua

$$P_{cil} = \gamma_{H_2O} * \text{Vol. cil}$$

$$= 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 * (\text{PI})(2^2)(5.50) = 69,116 \text{ kg}$$

$$P_{cono} = \gamma_{H_2O} * V_{cono}$$

$$= 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 * \frac{1}{3} (\text{PI}) (2^2) (2) = 8,378 \text{ kg}$$

Carga para soldadura f = peso total del agua / perímetro del reservorio

$$F = 77,494 / 2 (\text{PI}) (2) = 6,167 \text{ kg} / \text{ml}$$

2.11.2 Peso del acero

Peso específico del acero P.E. = 490 lb / pie³ = 7,800 kg / m³

$P_{cil} = A_{cil} * t * PE \text{ acero}$

$$= PI (4 \text{ MTS}) (5.50) (6.35 \text{ E}^{-3} \text{ mts}) (7,800 \text{ kg / m}^3) = 3,450 \text{ Kg}$$

$P_{cono \text{ inf}} = A \text{ CONO} * t * P.E. \text{ acero}$

$$A \text{ cono} = PI * r * (r^2 + h^2)^{1/2}$$

$$P_{cono \text{ inf}} = PI (2) (2^2 + 2^2)^{1/2} = 17.77 \text{ m}^3$$

$$P_{cono \text{ inf}} = (17.77 \text{ m}^3) (6.35 \text{ E}^{-3} \text{ MTS}) (7,860 \text{ kg / m}^3) = P_{cono \text{ inf}} = 887 \text{ Kg}$$

$$A_{cono \text{ Sup.}} = PI (2) (2^2 + 0.80^2)^{1/2}$$

$$P_{cono \text{ sup.}} = (13.53 \text{ m}^2) (6.35 \text{ E}^{-3} \text{ MTS}) (7,860 \text{ Kg / m}^3) = P_{cono \text{ sup.}} = 676 \text{ kg}$$

PESO TOTAL = PESO DEL AGUA + PESO DEL ACERO

$$= (69,116 + 8,378) + (887 + 676 + 3,450)$$

$$= 82,507 \text{ Kg} , \text{ se aproximará a } 84,000 \text{ kg}$$

CARGA TOTAL PARA CADA COLUMNA

$$C/col = PESO \text{ TOTAL} / 4 = 84,000 \text{ Kg} / 4 = 21,000 \text{ kg}$$
$$= 21 \text{ Toneladas} = 46.2 \text{ Kips}$$

CARGA RESULTANTE PARA CADA COLUMNA

$$C.R. = C/col / \cos 8 = 21.21 \text{ Ton} \quad C.R. = 46.66 \text{ Kips}$$

FUERZA DE SISMO:

Se toma el 20% del peso total de la estructura

$$FS = 20\% \text{ PESO TOTAL}$$

$$FS = 0.20 (84 \text{ Ton}) = 16.80 \text{ Ton}$$

$$P = FS / 2 = 16.80 \text{ Ton} / 2 = 8.4 \text{ Ton}$$

MOMENTO DE SISMO

$$Ms = 8.4 \text{ Ton} * 18 \text{ mts}$$

$$\mathbf{Ms = 151.2 \text{ Ton} - \text{mts}}$$

$$\text{SUM MC} = 0$$

$$= 8.4 \text{ Ton} (18 \text{ mts}) - T (9.06 \text{ mts}) = 0$$

$$\mathbf{T = 16.70 \text{ Ton.}}$$

Figura 3. Fuerzas horizontales y verticales en la estructura

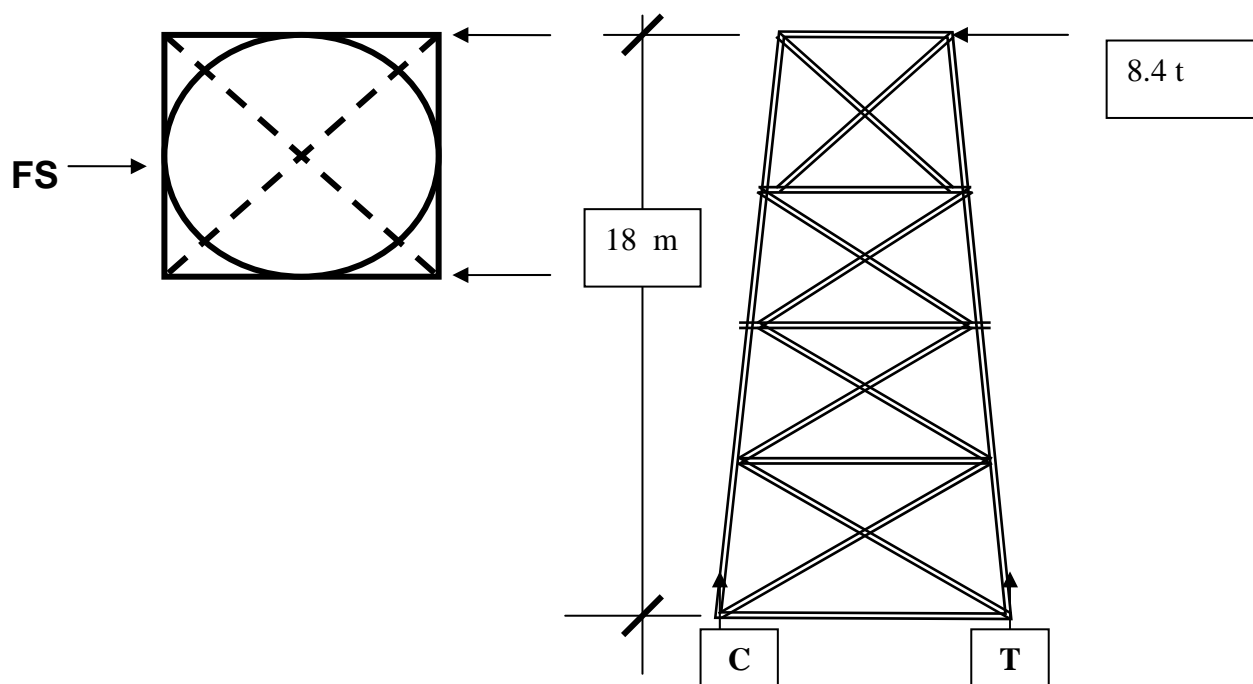
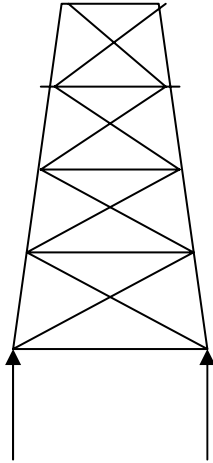
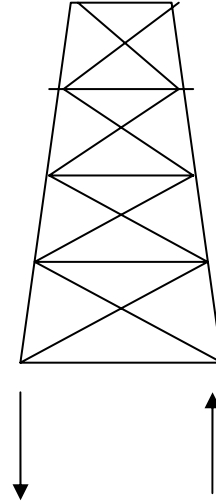


Figura 4. Sumatoria de fuerzas en la torre del tanque

Por peso



Por sismo



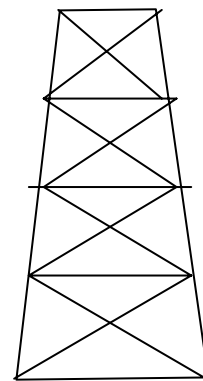
SUMATORIA DE FUERZAS

$$\text{SUM } F_{yC} = 0 +$$

$$21.21 \text{ Ton} + 16.70 \text{ Ton} = 37.91 \text{ Ton}$$


$$\text{SUM } F_{yT} = 0 +$$


$$21.21 \text{ Ton} - 16.70 \text{ Ton} = 4.51 \text{ Ton}$$



2.11.3 Diseño de columnas

Entre las ventajas más importantes de las columnas de tubo redondo se

pueden mencionar:  la excelente resistencia a la torsión, igual rigidez en todas direcciones y costo; por lo que hace a la sección la más usada en este tipo de

 
4.51 37.91

estructuras. El manual del AISC contiene las dimensiones de estas secciones y las clasifica en estándar, extrafuerte y doble extrafuerte.

Para diseñar una columna de acero se define primeramente la carga de diseño y la longitud, debiéndose seguir los pasos que a continuación se indican.

PASO 1

Suponer una sección tentativa, anotar los datos de su área y su radio de giro mínimo consultando las tablas del manual AISC.

PASO 2

Calcular la relación de esbeltez $K l/r$; siendo l la longitud de la columna. Para el valor de K se supone un valor igual a uno.

PASO 3

Calcular F_a , para el esfuerzo unitario permisible, mediante las tablas del manual AISC.

PASO 4

Multiplicar la F_a encontrada en el paso 3 por el área de la sección transversal; este producto dará la carga permisible sobre la sección de la columna.

PASO 5

Comparar la carga permisible encontrada en el paso No.4 con la carga de diseño; si la carga permisible en la sección propuesta es menor que la de diseño, probar una sección mayor y seguir el mismo procedimiento.

DATOS

Tubo redondo de 8 plg. Cédula 40

$$\text{Carga de diseño} = 37.91 \text{ Ton} = 83.41 \text{ Kips}$$

$$\text{Área} = 8.399 \text{ plg}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 2.94 \text{ plg}$$

$$\text{Longitud} = 4.30 \text{ mts.} = 170 \text{ plg.}$$

SOLUCIÓN

Calculando relación de esbeltez Kl/r , donde $K = 1$

$$Kl/r = 170 \text{ plg} / 2.94 = 57.82$$

Según el manual AISC para una relación de esbeltez de 57.82 se obtiene una

$$F_a = 17.62 \text{ Ksi} = 17,620 \text{ lbs/plg}^2$$

Calculando la carga permisible P , se obtiene:

$$P = F_a * \text{Area} = 17.62 \text{ Kips / plg}^2 * 8.399 \text{ plg}^2$$

$$P = 148 \text{ Kips}$$

Comparación de las cargas

$$148 \text{ Kips} > 83.41 \text{ Kips} \quad \text{si chequea}$$

Entonces se usarán columnas de sección circular de 8 plg, cédula 40.

2.11.4 Diseño de tensores

La selección de la pieza que se va a utilizar sujeta a tensión es un problema sencillo de diseño, como no existe problema de pandeo, los cálculos se reducen a la simple división de la carga entre el esfuerzo de trabajo a tensión del acero, lo que da el área neta necesaria de la sección transversal ($A_{req} = T/FS$), de aquí la selección de la sección que tenga dicha área.

El tipo de pieza a usar puede depender más del tipo de su conexión en el extremo que de cualquier otro factor. Pudiéndose utilizar cualquier tipo de perfil.

Para el diseño de los tensores se utilizó un perfil L, extrayendo las siguientes propiedades de diseño del manual AISC.

DATOS

Dimensiones = 4*4 plg

Espesor = 1/2" plg

Área = 3.75 plg² = 24.19 cm²

Peso por pie lineal = 12.80 lbs.

Radio de giro en "X" y en "Y" = 1.22 plg.

SOLUCIÓN

$$T = P / \cos 70.33 = 8.4 \text{ Ton} / \cos 70.33 = 24.96 \text{ Ton}$$

$$A_{req} = T / FS = 24.96 \text{ Ton} / 1.141 \text{ Ton} / \text{cm}^2 = 21.87 \text{ cm}^2$$

$$24.19 \text{ cm}^2 > 21.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Sí chequea}$$

Entonces se pueden utilizar tensores de perfil L para todas las piezas inclinadas, ya que se calculó con la carga más crítica, para obtener un promedio.

2.11. Diseño de la pieza horizontal

La función de este elemento al igual que los tensores es contrarrestar la acción de la fuerza sísmica. Se seleccionará una pieza la cual será analizada por esfuerzos a compresión y flexión, aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos.

Para el diseño de este elemento se deberán seguir los pasos que a continuación se indican

PASO 1

Suponer una sección tentativa, anotar los datos de su área y su radio de giro mínimo consultando las tablas del manual AISC.

PASO 2

Calcular la relación de esbeltez $K l/r$; siendo "l" la longitud del elemento. Para el valor de K suponer un valor igual a uno.

PASO 3

Calcular F_a , para el esfuerzo unitario permisible, mediante las tablas del manual AISC.

PASO 4

Multiplicar F_a encontrado en el paso 3 por el área de la sección transversal; este producto dará la carga permisible sobre la sección del elemento.

PASO 5

Comparar la carga permisible encontrada en el paso 4 con la carga de diseño; si la carga permisible en la sección propuesta es menor que la de diseño, probar una sección mayor y seguir el mismo procedimiento.

PASO 6

Aplicar la fórmula de combinación de esfuerzos axiales para un valor máximo igual a uno; de lo contrario probar una sección mayor y volver a aplicar la fórmula.

FÓRMULA DE ESFUERZOS COMBINADOS

$$\frac{P / A}{F_a} \pm \frac{MC / I}{F_b} < \text{ó} = 1$$

Donde:

P = Carga de diseño o de sismo

A = Área de la sección

F_a = Esfuerzo unitario permisible

M = Momento actuante

C = Distancia del centroide a la fibra más extrema o radio externo

I = Momento de inercia

F_b = Esfuerzo de trabajo en flexión

DATOS

Tubo redondo de 6 plg, cédula 40

Carga de diseño = 8.4 Ton = 18.48 Kips

Área = 5.581 plg²

Carga puntual (peso aproximado de una persona) = 200 lb

Peso por pie lineal = 20 lbs

Radio de giro = 2.25 plg

Diámetro externo = 3.3125 plg

Longitud (1er arriostre) = 8.8 mts = 347 plg

Momento de Inercia I = 28.14 plg⁴

SOLUCIÓN

Calculando la relación de esbeltez Kl/r, donde K=1

$$Kl/r = 347 \text{ plg} / 2.25 \text{ plg} = 154.22$$

Según el manual AISC para una relación de esbeltez de 154.22 se obtiene un

$$F_a = 6.22 \text{ Ksi} = 6,220 \text{ lbs/plg}^2$$

Calculando la carga permisible P, se obtiene:

$$P = F_a \cdot \text{Área} = 6.22 \text{ Kips/plg}^2 \cdot 5.581 \text{ plg}^2$$

$$P = 34.71 \text{ Kips}$$

Comparación de cargas

$$34.71 \text{ Kips} > 18.48 \text{ Kips} \quad \text{Sí chequea por compresión}$$

Combinación de esfuerzos

Momento actuante $M = M \text{ carga puntual} + M \text{ carga distribuida}$

$$M = \frac{PL}{4} + \frac{WL^2}{8}$$

$$M = \frac{200 \text{ lbs} (28.86 \text{ pies})}{4} + \frac{20 \text{ lbs/pie} (28.86 \text{ pies})^2}{8}$$

$$M = 3.525.25 \text{ lbs-pie} = 3.53 \text{ Kips-pie} = 42.36 \text{ Kips-plg}$$

Aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos:

$$\frac{18.48 \text{ Kips}}{5.581 \text{ plg}^2 \cdot 6.22 \text{ Kips/plg}^2} \pm \frac{42.36 \text{ Kips-plg} \cdot 3.3125 \text{ plg}}{28.14 \text{ plg}^4 \cdot 18 \text{ Kips/plg}^2}$$

$$- 0.53 \quad \pm \quad 0.28 \quad < \text{ ó } = \quad 1$$

$$- 0.81 \quad \left. \vphantom{- 0.81} \right\}$$

$$- 0.25 \quad \left. \vphantom{- 0.25} \right\} < \text{ ó } = \quad 1 \quad \text{Sí chequean por flexión}$$

Entonces se puede utilizar tubo de 6 plg de diámetro, para todas las piezas horizontales, ya que se calculó con la carga más crítica, para obtener un promedio.

2.11.6 Información para soldadura y colocación de pernos

La soldadura resiste aproximadamente 2,000 lbs /plg; para calcular la longitud de soldadura de un miembro se debe relacionar esta resistencia con la carga actuante en el miembro y la longitud total del mismo, disponible para la soldadura.

La resistencia del acero en corte es de 10,000 lbs/plg² aproximadamente.

Para calcular la cantidad de pernos de determinado diámetro en una unión, los cálculos se reducen a la simple división de la carga actuante en el miembro y la resistencia máxima del acero en cortante.

EJEMPLO

Se propondrá un detalle de unión para tensores, usando la carga más crítica:

Calculando longitud de soldadura:

Carga actuante $T = 24.96 \text{ Ton} = 54.91 \text{ Kips}$

$L =$ Longitud total de la soldadura

$$L = 54.91 \text{ Kips} / 2 \text{ Kips} / \text{plg}$$

$$L = 27.46 \text{ Plg.}$$

Dimensionamiento de pernos:

$$A_{req} = T / F_c$$

$A =$ Área neta necesaria

$F_c =$ Esfuerzo permisible de corte

$$A_{req} = 54.91 \text{ Kips} / 10 \text{ Kips} / \text{plg}^2$$

$$A_{req} = 5.49 \text{ plg}^2$$

Según las tablas para propiedades de pernos del manual AISC, a un perno de 3/8" plg. corresponde un área de 1.48 plg², por lo tanto se usarán 4 pernos en cada unión. (Ver plano de detalles al final del documento).

2.11.7 Diseño de la placa de base para las columnas

Es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto absoluto, para evitar la falla por punzonamiento en el concreto,. La columna se fija a la placa por medio de soldadura y a la vez se fija a la cimentación usando tornillos de anclaje.

El área de la placa base se encuentra dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible del concreto, que puede ser de 0.25 F'c, cuando toda el área está cubierta por la placa, e igual a 0.375 F'c, cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto. Para un tipo de concreto usado comúnmente de F'c = 3,000 lbs/plg² (210 Kg / cm ^{^2}), el esfuerzo permisible puede ser de 750 ó 1,125 lbs / plg², dependiendo del área a cubrir de la placa.

El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna.

A continuación se muestra el procedimiento:

PASO 1 Determinar el área requerida de la placa

$$A_{req} = P_t / F_p$$

Donde:

A_{req} = Área de la placa en plg²

P_t = Carga total de la columna en lbs

F_p = Esfuerzo permisible de compresión en el pedestal del concreto.

en lbs/ plg², Se usará F_p como 0.25 F'c.

SOLUCIÓN

Carga total = Peso total del tanque lleno + Peso total de la torre

Peso de la torre de soporte

El manual AISC contiene los pesos por pie lineal para cada uno de los elementos usados para la construcción de la torre.

Peso total de columnas = Longitud total * Peso por pie lineal

Peso tot col = 236 pies * 28.55 lbs/pie Peso tot. col. = 6,737.8 lbs.

Peso total de piezas horizontales = Longitud total * Peso por pie lineal

= 368 pies * 20 lbs / pie = 7,360 lbs.

Peso de tensores = Longitud total + Peso por pie lineal

= 813 pies * 12.80 lbs/pie = 10,406.4 lbs.

Peso total de la torre de soporte = Peso de columnas + Peso total de piezas horizontales + Peso total de tensores

= 6,737.8 lbs + 7,360 lbs + 10,406.4 lbs =

= 24,504.2 lbs = 24.50 Kips

Carga total de la columna = C.R + Carga total de la torre de soporte

= Pt = 46.66 Kips + (24.5 Kips / 4) =

= Pt = 52.79 Kips = 52,790 lbs

Esfuerzo permisible del concreto

$$F_p = 0.25 * 3,000 \text{ lbs} / \text{plg}^2$$

$$F_p = 750 \text{ lbs/plg}^2$$

Área de placa

$$\text{Área} = 52,790 \text{ lbs} / 750 \text{ lbs/plg}^2$$

$$\text{Área} = 70.39 \text{ plg}^2$$

$$\text{Lado} = \text{SQR } 70.39 = 8.39 \text{ plg}$$

Pero como el tubo es de 8 plg, un lado de 8.39 no deja espacio no deja espacio para la colocación de los tornillos de anclaje, por lo que se usará una placa de 12 plg.

PASO 2

Determinar el espesor requerido de la placa utilizando la siguiente fórmula:

$$t = \text{SQR} (3pm^2 / F_b)$$

donde:

t = espesor de la placa, en plg.

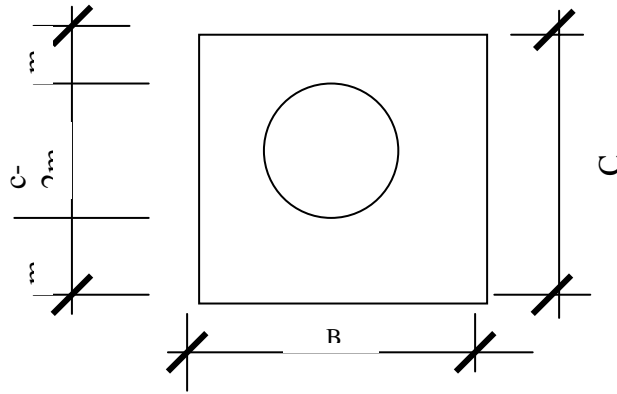
p = presión real sobre el pedestal de concreto

m = proyección de la placa, por fuera de la columna en plg.

F_b = Esfuerzo permisible en la fibra extrema de la placa de apoyo.

Las especificaciones del manual AISC señalan el valor de F_b como 0.75 F_y;
Para acero A-36.

SOLUCIÓN



$$P = P_t / (B \cdot C)$$

$$P = 52,790 \text{ lbs} / (12 \text{ plg} \cdot 12 \text{ plg}) = 366.66 \text{ lbs} / \text{plg}^2$$

Calculando el espesor t se obtiene:

$$t = \text{SQR} (3 \cdot 366.6 \cdot 2^2 / 27,000)$$

$$t = 0.40 \text{ plg.}$$

Entonces se usará un espesor comercial de $\frac{1}{2}$ plg.

2.12 Diseño de la cimentación del tanque

2.12.1 Diseño del pedestal

Los pedestales se utilizan frecuentemente como elementos de transición entre columnas metálicas y las zapatas. Las razones más comunes para el uso de pedestales son las siguientes:

- Distribuir la carga en la parte superior de la zapata; esto puede aliviar la intensidad de la presión de apoyo directa en la zapata o simplemente puede permitir una zapata más delgada con menos refuerzo.

- b) Permitir que la columna termine en una elevación más alta y no permitir el contacto de ésta con el suelo y evitar la corrosión, además en casos donde se tienen que colocar zapatas a profundidades considerables más bajas es aún más importante.

Para el diseño de este elemento se considerarán los siguientes pasos:

PASO 1 Dimensionamiento del pedestal

Se tomará un ancho de 0.40 mts, para una altura $h = 3 * a$

Donde:

h = altura del pedestal

a = ancho del pedestal

Entonces: $h = 3 * 0.40 \text{ mts} = 1.20 \text{ mts}$

PASO 2 Refuerzo del pedestal

2.12.2 Relación de esbeltez

Permite determinar con certeza si se trata de una columna corta, intermedia o larga. El manual ACI señala los siguientes parámetros:

Sí,	$E < 21$	Columna corta
	$21 < E < 100$	Columna intermedia
	$E > 100$	Columna larga

Para calcular la esbeltez de una columna se debe aplicar la siguiente fórmula:

$$E = \frac{K * Lu}{r}$$

donde:

K= Factor de pandeo, se tomará K= 1

Lu = Longitud libre entre apoyos

r = Radio de giro de la sección.

El manual ACI especifica

r = 0.30b para columnas cuadradas o rectangulares (b < h)

r = 0.25 d para columna circular (d = diámetro)

Calculando la relación de esbeltez

$$E = l * 1.20 \text{ mts} / 0.30 * 0.40 \text{ mts} =$$

$$E = 10$$

De donde:

10 < 21 es columna corta

2.12 .3 Carga axial

Se considerará despreciable el momento causado por la componente horizontal de la carga total de la columna, debido a que el ángulo de inclinación de la columna metálica transmisora de la fuerza es muy pequeño.

El manual ACI propone la siguiente fórmula para el cálculo de la resistencia última a compresión pura en una columna corta.

$$P_u = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + (F_y * A_s)]$$

donde:

P_u = Resistencia última de la columna

ϕ = Factor de compresión igual a 0.70

A_g = Área de la sección de la columna en cm^2

A_s = Área de acero en cm^2

f'_c = Resistencia nominal del concreto en kg/cm^2

F_y = Resistencia a fluencia del acero en kg/cm^2

Se tomará un f'_c de $210 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ y se usarán varillas de acero grado 40.

Calculando la resistencia última

Se probará con el A_s min para el cual el manual ACI especifica el 1% del área de la sección.

$$P_u = 0.70 [0.85 * 210 (1,600 - 16) + (2,800 * 16)]$$

$$P_u = 229,280.80 \text{ Kg} = 504,417.76 \text{ lbs}$$

De donde

$$504,417.76 > 52,790 \quad \text{usar } A_s \text{ mín}$$

Armado propuesto

Para el refuerzo por corte, el manual ACI señala un espaciamiento mínimo igual o menor que la mitad del diámetro efectivo y un recubrimiento mínimo de 5 cms.

Espaciamiento por corte

$$S < d/2$$

$$S < 35/2 = 17.50 \text{ cms.}$$

Entonces se usará un armado de

4 varillas número 4 + estribo número 3 a cada 15 cms.

2.12.4 Diseño de zapata

El diseño de una zapata se basa generalmente en las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas laterales siguiendo un criterio conservador en el diseño, podrán reducirse a una fuerza concentrada F_s aplicada a una altura H . Esta fuerza concentrada dará lugar a un momento flector respecto de la base, que producirá esfuerzos de tensión sobre las columnas del lado en que se considere que actúa la fuerza lateral y a compresión sobre las columnas opuestas.

Para el cálculo de la estabilidad, se obtendrá primero el momento de volteo respecto a la base de apoyo.

$$MV = FS * H$$

$$Me = PT * L$$

Donde:

MV = Momento de volteo (Ton – mts)

Me = Momento estabilizante (Ton- mts)

FS = Fuerza de sismo

H = Altura desde la base del pedestal de la zapata
hasta la mitad del depósito.

PT = Peso total de la estructura

L = Separación entre dos columnas consecutivas

El tener fuerzas laterales actuando dan origen al momento de volteo, este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte una distancia X_u .

$$X_u = MV / PT$$

La estabilidad del conjunto estará asegurada cuando se cumpla la siguiente condición

$$X_u < L * I/6 ; I = \text{Inercia}$$

Donde **L** es el diámetro a centro de columnas y también cuando la relación entre el momento estabilizante y el de volteo sea mayor o igual que 1.50.

$$C.E. = Me / MV.$$

Donde

$$C.E. = \text{Coeficiente de estabilidad} > 1.5$$

- Presión máxima de apoyo. La suma de la carga impuesta sobre la zapata y el peso de la misma no debe exceder el límite para la presión de apoyo sobre el

material sustentante. El área total requerida en planta de la zapata se determina sobre esta base.

- Control del asentamiento. Cuando las zapatas descansan sobre un suelo altamente compresible puede ser necesario seleccionar las áreas de zapatas que garanticen un asentamiento uniforme de todas las columnas.
- Tamaño de la columna. Cuanto más grande sea la columna, tanto menores serán los esfuerzos cortantes de flexión y de adherencia en la zapata.
- Límite de los esfuerzos cortantes para el concreto. Para zapatas de planta cuadrada, esto constituye la única condición crítica de esfuerzo para el concreto. Para reducir la cantidad requerida de esfuerzo, el peralte de la zapata se establece generalmente muy arriba del que se requiere por flexión para el concreto.
- Esfuerzo de flexión y límites de las longitudes de desarrollo para las varillas. Esto se considera con base en el momento desarrollado en la parte del voladizo de la zapata en la cara de la columna.

PASO 1 Determinar el peso total de la estructura

Peso del pedestal = Volumen * Peso del concreto

$$\text{Volumen} = 0.40 \text{ mts} * 0.40 \text{ mts} * 1.20 \text{ mts} = 0.19 \text{ m}^3$$

Peso del concreto = 2,400 kg/m³, entonces:

$$\text{Peso del pedestal} = 0.19 \text{ m}^3 * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 456 \text{ kg} = 0.46 \text{ t}$$

PT = Peso del depósito + Peso de la torre + Peso de pedestales

$$\text{PT} = 84 \text{ t} + 11.14 \text{ t} + (4 * 0.46 \text{ t}) =$$

$$\text{PT} = \mathbf{96.98 \text{ t}}$$

PASO 2 Chequeando el volteo

La carga de sismo última se tomará como $FS = 105 * PT$

$$FS = 0.10 * 96.98 \text{ t} = 9.7 \text{ t}$$

$$MV = FS * H$$

$$H = 18\text{mts} + 1.20 \text{ mts} + 2.25 \text{ mts} = 21.45 \text{ mts}$$

$$MV = 9.7 \text{ t} * 21.45 \text{ mts} = 208 \text{ t} - \text{mts}$$

$$Me = 96.98 \text{ t} * 9.06 \text{ mts} = 878.64 \text{ t} - \text{mts}$$

$$C.E. = 878.64 / 208 = 4.22 > 1.5$$

LUEGO:

$$Xu = 208 \text{ t} - \text{mts} / 96.98 \text{ t} = 2.1 \text{ mts}$$

$$L / 6 = 12.80 / 6 = 2.1 \text{ MTS} = Xu \quad \text{sí chequea}$$

PASO 3 Datos a utilizar

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

$$Fy = 2.820 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{Valor soporte del suelo } Vs = 15 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\text{Columna} = 0.40 \text{ m} * 0.40 \text{ m}$$

La carga viva CV será el peso del contenido del tanque lleno, el cual es de 19.40 t, la carga muerta CM la constituye el del acero del depósito, el peso de las columnas, el peso de los tensores, el peso de los elementos horizontales y el peso de los pedestales, como se indica a continuación:

$$\text{Peso del acero del depósito} = 5,013.00 \text{ kg} = 5.01 \text{ t}$$

$$\text{Peso de las columnas} = 3,062.64 \text{ kg} = 3.06 \text{ t}$$

Peso de los elementos horizontales = 3,345.45 kg = 3.34 t

Peso de los tensores = 4,730.18 kg = 4.73 t

Peso de los pedestales = 1,824.00 Kg = 1.84 t

SUMATORIA = 17.98 t

Carga muerta CM = 18 t / 4 = 4.50 t

PASO 4 Dimensionamiento de la zapata

$$\mathbf{Azap = PT / Vs}$$

Donde

PT = Carga de trabajo

Azap = (CM + CV) / Vs

Azap = (4.5 Ton + 19.40 Ton) / 15 Ton / m²

Luego

Azap = Área de la zapata a dimensionar

Azap = Área de la zapata predimensionada

Factor = 1.20 es un porcentaje de incremento por flexión

$$\mathbf{Azap = 1.2 * 1.59 m^2 = 1.91 m^2}$$

Entonces

Azap = L², donde:

L = SQR (1.91 m²) = 1.38 , se tomará L = 1.40

PASO 5 Carga de diseño

$$P_b = P_u / A_{zap}$$

Donde:

$$P_b = \text{Carga de diseño}$$

$$P_u = 1.4 (CM) + 1.7 (CV)$$

Luego

$$P_u = 1.4 * 4.5 \text{ t} + 1.7 * 19.4 \text{ t} = 39.28 \text{ t}$$

$$P_b = 39.28 \text{ t} / (1.40 \text{ mts})^2 = 20.04 \text{ t} / \text{m}^2$$

PASO 6 Chequeo del corte por flexión

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \text{SQR}(f'_c) * b * d$$

$$V_u = P_d * \text{Área}$$

Donde:

$$V_c = \text{Resistencia última del concreto a corte}$$

$$V_u = \text{Esfuerzo de corte actuante}$$

$$\text{Chequear que } V_c > V_u$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \text{SQR}(210) * 140 * d / 1000$$

$$V_u = P_d * (1.40 * ((1.40 - 0.40) / 2) - d / 100)$$

Se obtiene **d** por tanteos:

D (cms)	Vc	Vu
12	10.97	14.27
15	13.71	13.14

Sí chequea

Se utilizará **d = 15 cms.**

PASO 7 Chequeo de corte por punzonamiento

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \text{SQR}(f'_c) * b_o * d$$

$$V_u = P_d (A_{zap} - A_{pz})$$

donde:

b_o = perímetro punzonante

$$b_o = 4 * (\text{lado de la columna} + d)$$

A_{pz} = Área punzonante

$$A_{pz} = (\text{lado de la columna} + d / 100) ^2$$

Luego:

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \text{SQR}(210) * 4 * (40 + d) * d / 1000$$

$$V_u = 20.04 * (1.40 ^2 - (0.40 + d / 100) ^2)$$

Se obtiene: d por tanteos

D (cms)	Vc	Vu
15	43.09	33.22

Se utilizará $d = 15$ cm.

Luego:

$$T = d + \varnothing / 2 + r$$

Donde:

t = Altura de la zapata

\varnothing = Diámetro de la varilla a utilizar

r = Recubrimiento

Entonces:

$$t = 15 \text{ cms} + 1.59 \text{ cms} / 2 + 8 \text{ cms} = 23.80 \text{ cms},$$

se tomará $t = 25$ cms

Corrección de d

$$d = 25 \text{ cms} - 1.59 \text{ cms} / 2 - 8 \text{ cms} = 16.21 \text{ cms}$$

PASO 8 Diseño con P_b

Tomada a rostro para diseñar el refuerzo

$$M = P_d * L / 2$$

Donde:

$$Pd = 20.04 \text{ Ton}$$

$$L = 0.50 \text{ mts}$$

$$M = 20.04 * 0.50^2 / 2 = 2.505 \text{ Ton} = 2,505 \text{ Kg} - \text{mts}$$

De donde se obtiene el área de acero requerida A_s , de la fórmula:

$$A_s = [(b*d) - \text{SQR}((b*d)^2 - (M*b / 0.003825 * f'_c))] * (0.85 * f_c / F_y)$$

$$A_s = 6.28 \text{ cm}^2$$

Tomando el menor A_s :

$$A_s \text{ min} = 14.01 * b * d / F_y$$

$$A_s \text{ min} = 14.01 * 140 \text{ cms} * 16.21 \text{ cms} / 2,820 \text{ Kg} / \text{cm}$$

$$A_s \text{ min} = 11.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ temperatura} = 0.002 b * t = 0.002 * 140 * 25 \text{ cms}$$

$$A_s \text{ temperatura} = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = p \text{ max} * b * d \quad A_s \text{ max} = 0.01858 * 140 \text{ cms} * 16.21 \text{ cms}$$

$$A_s \text{ max} = 42.17 \text{ cms}^2$$

Entonces el área de acero a utilizar será el A_s min por ser mayor que el A_s requerido, el armado propuesto es el siguiente.

$$9 \text{ varillas número 4} = 9 * 1.27 \text{ cms}^2 = 11.43 \text{ cms}^2$$

Para que no exista corrimiento en las zapatas, se utilizarán vigas conectoras que ejercerán amarre entre éstas.

2.13 Presupuesto general del proyecto

Renglones de integración

Materiales

Mano de obra

Prestaciones, se tomará como el 41.43 % de la mano de obra

Costo directo

Materiales

Mano de obra

Transporte

Costo indirecto

Administración y dirección

Supervisión

Imprevistos

Utilidades

$$\text{Costo total} = \text{Costo directo} + \text{Costo indirecto} = \text{Precio total}$$

Los precios para tuberías y accesorios PVC fueron tomados del listado de precios para entidades de gobierno, instituciones descentralizadas y municipalidades, con período de vigencia del año 2003 por la firma comercializadora TUBOFORT S.A.

Para los renglones de mano de obra se utilizaron precios que se manejan en el lugar, tomando en cuenta que existe mano de obra calificada.

Tabla IV. Presupuesto de materiales y mano de obra de la línea de conducción y distribución

Tubería y accesorios					
núm	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
	IMPULSIÓN				
1	TUBERÍA DE PVC 4" Alta Presión	U	44	Q 149.19	Q 6,564.36
	DISTRIBUCIÓN				
2	TUBERÍA DE PVC 3" 160 PSI	U	38	Q 90.25	Q 3,429.50
3	TUBERÍA DE PVC 2 1/2" 160 PSI	U			
4	TUBERÍA DE PVC 2" 160 PSI	U	305	Q 41.41	Q 12,630.05
5	TUBERÍA DE PVC 1 1/2" 160 PSI	U	17	Q 26.52	Q 450.84
6	TUBERÍA DE PVC 1" 160 PSI	U	137	Q 14.94	Q 2,046.78
7	TUBERÍA DE PVC 3/4" 160 PSI	U	9	Q 11.95	Q 107.55
8	TUBERÍA DE PVC 1/2" 160 PSI	U	1160	Q 8.50	Q 9,860.00
	VÁLVULAS DE COMPUERTA				
9	VÁLVULAS DE COMPUERTA 3"	U	0	Q 300.00	Q -
10	VÁLVULAS DE COMPUERTA 2"	U	4	Q 120.00	Q 480.00
11	VÁLVULAS DE COMPUERTA 1"	U	7	Q 50.00	Q 350.00
12	VÁLVULAS DE COMPUERTA 3/4"	U	0	Q 32.00	Q -
13	VÁLVULAS DE COMPUERTA 1/2"	U	1	Q 21.50	Q 21.50
	CODOS PVC				
14	CODO PVC 45° 3"	U	2	Q 28.40	Q 56.80
15	CODO PVC 45° 2"	U	1	Q 14.55	Q 14.55
16	CODO PVC 90° 2"	U	5	Q 14.50	Q 72.50
17	CODO PVC 90° 1"	U	2	Q 3.61	Q 7.22
	REDUCIDORES				
18	REDUCIDOR BUSHIN 4" X 3"	U	2	Q 22.10	Q 44.20
19	REDUCIDOR BUSHIN 3" X 2"	U	3	Q 9.63	Q 28.89
20	REDUCIDOR BUSHIN 2" X 1"	U	4	Q 6.25	Q 25.00
21	REDUCIDOR BUSHIN 3" X 1"	U	1	Q 12.90	Q 12.90

22	REDUCIDOR BUSHIN 3" X 3/4"	U	1	Q 9.50	Q 9.50
OTROS					
23	TEE PVC 2"	U	3	Q 8.50	Q 25.50
24	TEE PVC 1"	U	1	Q 3.25	Q 3.25

continuación					
25	TAPÓN HEMBRA DE 2"	U	1	Q 4.50	Q 4.50
27	TAPÓN HEMBRA DE 1 1/2"	U	1	Q 2.21	Q 2.21
26	TAPÓN HEMBRA DE 1"	U	7	Q 2.10	Q 14.70
28	TAPÓN HEMBRA DE 3/4"	U	1	Q 1.25	Q 1.25
29	CRUZ PVC 3"	U	2	Q 33.20	Q 66.40
30	CRUZ PVC 1"	U	1	Q 11.50	Q 11.50
INSTALACIONES PREDIALES 232					
U					
31	TUBERÍA DE 1/2" H.G.	U	60	Q 14.50	Q 870.00
32	CODO DE H.G. 1/2" 90°	U	464	Q 27.30	Q 12,667.20
33	CHORROS DE BRONCE 1/2"	U	232	Q 35.40	Q 8,212.80
34	VÁLVULAS DE PASO DE 1/2"	U	232	Q 45.50	Q 10,556.00
TOTAL					Q 68,647.45
Mano de Obra					
núm	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	ZANJEO	M3	1056	Q 35.00	Q 36,960.00
2	COLOCACIÓN DE LA TUBERÍA Y ACCESORIOS	ML	10260	Q 4.50	Q 46,170.00
3	COLOCACIÓN DE CAJAS DE CONCRETO	U	12	Q 40.00	Q 480.00
4	RELLENO	M3	1970	Q 10.00	Q 19,700.00
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					Q 103,310.00
PRESTACIONES 41.43 %					Q 42,801.33
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 146,111.33
Integración y resumen de costos					
REGLÓN					

	MATERIALES			Q 68,647.45
	MANO DE OBRA			Q 146,111.33
	COSTO DIRECTO			Q 214,758.78
	COSTO INDIRECTO = 25% CD			Q 53,689.70
	COSTO TOTAL			Q 268,448.48

Tabla V. Presupuesto de materiales y mano de obra del tanque elevado

Materiales					
núm	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Lámina negra Norma A-36 4'x8'x1/4"	U	37	Q 574.50	Q 21,256.50
2	Lámina antideslizante 4'x8'x1/4"	U	6	Q 475.00	Q 2,850.00
3	Tubo negro de 8' cedula 40 estándar	U	8	Q 3,848.80	Q 30,790.40
4	Tubo proceso 1/2"	U	8	Q 28.00	Q 224.00
5	Tubo proceso 1"	U	25	Q 52.00	Q 1,300.00
6	Tubo negro de 6" cedula 40 estándar	U	20	Q 2,432.80	Q 48,656.00
7	Tubo conduit 1/2" galvanizado	U	1	Q 32.91	Q 32.91
8	Foco para tráfico aéreo	FOCO	1	Q 25.00	Q 25.00
9	Cedazo de 1/16"	YDA	1	Q 30.00	Q 30.00
10	Estructura metálica sección L de 4"x4"x 1/2" norma A-36	U	42	Q 1,100.40	Q 46,216.80
11	Hierro liso de 1"	qq	3	Q 180.00	Q 540.00
12	Pernos de 1 3/8" * 2 1/2"	PERNO	192	Q 8.00	Q 1,536.00
13	Electrodo 7011 punta café	ELEC	5	Q 540.00	Q 2,700.00
14	Electrodo 7013 punta café	ELEC	5	Q 540.00	Q 2,700.00
15	Pintura anticorrosiva	GALON	54	Q 63.00	Q 3,402.00
16	Tubo HG de 4"	U	8	Q 440.00	Q 3,520.00
17	Tubo HG de 6"	U	3	Q 1,700.00	Q 5,100.00
18	Válvula de cheque de 6"	U	1	Q 540.00	Q 540.00
19	Sacos de cemento	SACO	70	Q 24.90	Q 1,743.00
20	Arena de río	M3	5	Q 110.00	Q 550.00
21	Piedrín de 1/2"	M3	7	Q 120.00	Q 840.00
22	Hierro número 8 grado 40	qq	2	Q 125.00	Q 250.00
23	Hierro número 4 grado 40	qq	8	Q 125.00	Q 1,000.00
24	Hierro número 3 grado 40	qq	4	Q 125.00	Q 500.00
25	Alambre de amarre	LB	50	Q 2.50	Q 125.00
26	Madera rústica de pino	PIE-TAB	120	Q 2.50	Q 300.00
27	clavo de 2"	LB	3	Q 3.00	Q 9.00
	TOTAL DE MATERIALES				Q 176,736.61

Continuación					
Mano de Obra					
núm	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Excavación	M3	40	Q 20.00	Q 800.00
2	Armado y centrado de zapatas	U	4	Q 40.00	Q 160.00
3	Armado de cimientó	ML	68	Q 11.80	Q 802.40
4	Armado y centrado de pedestales	U	4	Q 20.00	Q 80.00
5	Armado y centrado de canastas	U	4	Q 20.00	Q 80.00
6	Fabricación y colocación de tacos de concreto	U	60	Q 0.30	Q 18.00
7	Fundición de zapatas	M3	1.4	Q 40.00	Q 56.00
8	Fundición de cimientó corrido	ML	68	Q 3.60	Q 244.80
9	Formaleta para columna	M3	7.68	Q 8.50	Q 65.28
10	Colocación de formaleta para columna	M3	7.68	Q 15.40	Q 118.27
11	Fundición de pedestales	M3	0.75	Q 40.00	Q 30.00
12	Desencofrado de la formaleta	M3	7.68	Q 2.90	Q 22.27
13	Relleno	M3	30	Q 5.70	Q 171.00
14	Acarreo	M3	12	Q 6.60	Q 79.20
15	Construcción y colocación de torre, escaleras, pasarelas y depósito	GLOBAL	1	Q 35,000.00	Q 35,000.00
SUBTOTAL DE MANO DE OBRA					Q 37,727.22
PRESTACIONES 41.43 %					Q 15,630.39
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 53,357.61
Integración y Resumen de Costos					
RENGLÓN					
MATERIALES					Q 176,736.61
MANO DE OBRA					Q 53,357.61
COSTO DÍRECTO					Q 230,094.22
COSTO ÍNDIRECTO = 28%CD					Q 64,426.38
COSTO TOTAL					Q 294,520.61

Se prevee la instalación de un equipo de bombeo de 15 caballos de fuerza. en la comunidad no existe energía eléctrica del tipo trifásico, por lo cual se instalará, un generador de energía.

Tabla VI. Presupuesto de materiales y mano de obra del equipo de bombeo

núm.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	SISTEMA (BOMBA + MOTOR) 15 HP	U	1	-	Q 60,000.00
2	GENERADOR DE ENERGIA	U	1	-	Q 35,000.00
	TOTAL				Q 95,000.00

El equipo utilizado debe adaptarse a las normas técnicas del mercado actual.

Tabla VII. Integración total del presupuesto

RED DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN	Q 268,448.48
TANQUE ELEVADO	Q 294,520.61
EQUIPO DE BOMBEO	Q 95,000.00
PRECIO TOTAL DEL PROYECTO	Q 657,969.09

2.14 Propuesta de sostenibilidad del proyecto y determinación de la cuota del usuario

2.14.1 Gastos de operación y mantenimiento

a) Gastos de químicos

El gasto a considerar es el correspondiente al hipoclorito de calcio puesto en el lugar de su aplicación o sea donde esté instalado el hipoclorador.

El cálculo se realiza en función del caudal de bombeo a 10 años y 12 horas de bombeo al día.

$$Q_b = 6.96 \text{ l/s}$$

Hrs. de bombeo =12

Con el caudal de bombeo se determina la solución necesaria por horas, con base en datos ya establecidos, se interponen los datos para los caudales de 5.5 l/s y 6.0 l/s obteniendo que para Q_b la solución por hora es 20.99 lts.

Con el volumen de solución se encuentra por interpolación la cantidad de hipoclorito de calcio. Para este proyecto el resultado es 32.29 grs de hipoclorito de calcio por hora al 65%.

Por ser 14 horas de bombeo, resultan 387.48 grs. por día, lo que equivale a 0.85 libras por día de hipoclorito de calcio. Se necesitarán 310.25 libras por año.

El costo del químico anual se obtiene de la siguiente fórmula.

$$Qqa = Ca \times qq$$

Donde:

Qqa = el costo del químico anual en quetzales.

Ca = Cantidad de químico en libras por año.

qq = Costo de químico por libra.

$$Qqa = 310.25 \times 20 = 6,205$$

b) Gastos de combustible para equipo de bombeo

El costo de la combustión para el funcionamiento de los motores diesel, se calcula así.

$$Qda = HP \times 0.035 \times H \times qd \times 365$$

DONDE

HP = potencia del motor.

H = número de horas diarias de funcionamiento del motor.

qd = Costo en quetzales por galón de Diesel.

Qda = costo de Diesel anual en quetzales.

$$Qem = 15 \times 0.035 \times 12 \times 10.50 \times 365 = 24,144.75$$

c) Gastos de operación y mantenimiento anual

Se requerirá una persona a tiempo completo para operar el equipo de bombeo y efectuar la operación y el mantenimiento del mismo.

Para la operación y el mantenimiento del acueducto se requerirá de una persona que trabaje 5 días a la semana por considerarse éste el tiempo necesario de acuerdo a la longitud del acueducto de 3 km. que incluye línea conducción y red de distribución. Las atribuciones de la persona encargada de esta actividad serán de operar el hipoclorador para que la desinfección del agua se lleve a cabo siempre. Además, efectuar inspecciones periódicas al equipo de bombeo, tanque de distribución, línea de conducción y red de distribución a fin de darles mantenimiento para que funcionen eficientemente. Así mismo, inspeccionar que no hayan desperdicios ni usos indebidos del agua.

El salario efectivo que incluye prestaciones se considera igual a 1.60 veces el salario normal, por lo tanto, para un salario diario de Q.30 para el operador y el fontanero el costo anual es.

$$\text{Costo anual del operador} = 30 * 1.6 * 365 = 17,520$$

$$\text{Costo anual del fontanero} = 30 * 1.6 * 240 = 11,520$$

El costo anual es de Q 29,040.00

2.14.2 Depreciación de los equipos de bombeo

Los equipos de bombeo deben ser sustituidos al final de su período de diseño, que generalmente se considera de 10 años, en los cuales el equipo trabaja óptimamente, dependiendo de un mantenimiento adecuado, al cabo de este período se reduce su valor hasta un valor de rescate.

El método para calcular la cuota anual equivalente a las reservas de depreciación consiste en descontar el valor de rescate del costo total de la instalación y el resultado dividirlo por el número de años de su vida útil. Es decir una depreciación lineal.

En el caso de los equipos de bombeo, considerando del lado seguro, habría que reponerlos totalmente, sin considerar el valor de rescate a los 10 años y aplicando una depreciación lineal así:

$$Q_{aeb} = C_{eb}/10$$

Donde:

C_{eb} = costo del equipo del bombeo en quetzales a los 10 años

Q_{aeb} = costo anual para la reposición del equipo de bombeo en quetzales.

Si se toma en cuenta los 2 años de planificación y se considera que el equipo aumentará un 10% cuando este necesite reponerse, entonces se tiene:

$$C_{eb} = 1.1 * 60,000 = 66,000$$

$$Q_{aeb} = 66,000/10 = 6,600$$

2.14.3 Reservas para diferentes usos

Estas reservas de fondos se usarán para diversos usos como

- Instalación de nuevas conexiones y pequeñas ampliaciones para las mismas.
- Reparaciones pequeñas en el acueducto, que incluirá materiales y mano de obra.
- Limpieza de captaciones, tanques de distribución y otras estructuras en los que se ha requerido personal temporal además de la persona encargada de la operación y mantenimiento.

Para conformar estas reservas para diversos usos, se considera un 10% del costo del proyecto recuperable en 20 años que es la vida útil del proyecto, lo que equivale al 0.5 % anual del costo total del proyecto.

El costo anual a aplicar de las tarifas para tener fondos para las reservas para diversos usos es:

$$Q_{ra} = 0.5 \% * CTP$$

Q_{ra} = costo de las reservas anuales en quetzales.

CTP = costo total del proyecto.

$$Q_{rm} = 0.005 * 657,969.09 = 3,289.85$$

2.14.4 Gastos administrativos del comité local de agua

El comité local de agua será el responsable de la operación y mantenimiento del sistema, por lo cual deberá desarrollar actividades administrativas que conllevan gastos como adquisición de papelería, útiles de oficina y posiblemente algún mobiliario. Además, gastos de viáticos para miembros del comité del agua, cuando tengan que realizar trámites ya sea en la ciudad capital o en la cabecera municipal o cuando tengan que efectuar compras de repuestos, tuberías o accesorios para el acueducto. Dentro de los gastos administrativos debe de considerarse el pago de una comisión por cobrar la tarifa de agua a los usuarios.

Se propone que los gastos administrativos sean del 15% de la suma de todos los gastos que cubran la tarifa, los gastos administrativos estarían formados por un 10% en concepto de comisión por el cobro de la tarifa y un 5% para cubrir los gastos del comité de agua local.

Q administrativos = 15 % de la suma de todos gastos que cubren la tarifa.

Q administrativos = $0.15 \times (6,205.00 + 24144.75 + 29,040.00 + 6,600.00 + 3,289.85) =$

Q administrativos = 10,391.94

2.14.5 Tarifa mensual

Para calcular la tarifa mensual se proyectan todos los gastos anuales obtenidos (excepto el costo anual para la reposición del equipo de bombeo) al año o período en que se desea conocer la tarifa, luego se suman todos los costos anuales, el valor obtenido se divide entre el número de viviendas existentes en ese período y el número de meses que tiene un año.

$$TM = \text{GASTOS ANUALES} / (\text{NÚMERO DE VIVIENDAS} * 12)$$

PROYECCIÓN DE LOS COSTOS ANUALES

Para proyectar los costos anuales se utilizará la siguiente fórmula:

$$S = P * (1 + I)^N$$

P = costo actual.

I = tasa de inflación anual, se considera un 8%.

N = número de años.

S = costo futuro.

COSTOS ANUALES								TARIFA		
Período	Químicos	Combustible Diesel	Operación y mantenimiento	Equipo de bombeo	Reservas	Administración comité	Total	Viviendas (i = 3%)	Calculada	Adoptada
2003	6,205	24,144.75	29,040.00	6,600.00	3,290.00	10,392.00	79,682.00	232		
2003-2005	7,817	30,415.00	36,582.00	6,600.00	4,144.00	13,091.00	98,649.00	254.00	32.36	33.00
2006-2010	11,486	44,689.00	53,750.00	6,600.00	6,089.00	19,235.00	141,859.00	295.00	40.07	41.00
2011-2015	16,877	65,662.00	78,976.00	6,600.00	8,947.00	28,262.00	205,324.00	342.00	50.03	51.00
2016-2020	24,798	96,478.00	116,041.00	6,600.00	13,146.00	41,526.00	298,589.00	397.00	62.68	63.00
2021-2025	36,436	141,757.00	170,502.00	6,600.00	19,316.00	61,015.00	435,626.00	461.00	78.75	79.00

Tabla III. Tarifas mensuales

CONCLUSIONES

1. La base primordial para el diseño de un sistema de agua lo constituyen las fuentes de agua a utilizar. En el presente proyecto resultó complicado el abastecimiento por medio de un nacimiento natural, debido a que el propuesto al inicio del proyecto se tuvo que desechar por conflictos entre las comunidades adyacentes, debiendo recurrir a la búsqueda de otra alternativa, siendo ésta la de perforar un pozo mecánico, elevando el agua por medio de un sistema de bombeo hasta un tanque elevado metálico y desde allí llevar el agua por gravedad con una tubería que entroncará en la estación veintinueve de la red diseñada anteriormente.
2. Debido a que la ubicación del pozo se encuentra en una de las áreas más bajas de la comunidad se hizo necesario incorporar al sistema la construcción de un tanque elevado metálico en la estación 1 con una altura de la torre de 15 metros sobre el terreno, con lo cual se estará garantizando que las presiones en todo el sistema sean las óptimas, de acuerdo a las normas establecidas para el diseño de acueductos rurales.
3. La comunidad de San José El Tesoro, Chisec, Alta Verapaz, cuenta actualmente con energía eléctrica. Sin embargo, debido a que es del tipo monofásica, no es capaz de hacer funcionar el equipo de bombeo ya que se trata de una bomba de 25 caballos de fuerza, considerando por tal razón dentro del estudio, la instalación de un generador de energía con el cual se logrará el funcionamiento adecuado.

4. La importancia del E.P.S. de la Facultad de Ingeniería radica en la proyección hacia las comunidades más pobres y lejanas del interior de la república, ya que es mediante ésta que se detectan los problemas y se da solución a los mismos, mediante las técnicas y conocimientos adquiridos en el pensum correspondiente, debiéndose implementar nuevos sistemas en la práctica de la misma.

RECOMENDACIONES

1. El Programa de las Naciones Unidas para El Desarrollo, El Fondo Nacional para La Paz y otras entidades deben seguir con la capacitación al comité designado para la operación del equipo de bombeo, optimizando su funcionamiento adecuadamente durante el período de diseño.
2. Implementar las medidas de acción, a fin de tener listos los planes necesarios de sostenibilidad y operación del sistema de agua, incluyendo la red de tuberías y el pozo mecánico, para que se preste un buen servicio durante el período proyectado.
3. Velar porque la organización actual que funciona en la comunidad, se mantenga, ya que es la única forma de conseguir las metas que se propongan en beneficio del desarrollo común. Además, se debe mantener la relación entre las distintas instituciones para proyectarse dentro de la región y dar el ejemplo a otras comunidades.

BIBLIOGRAFÍA

1. *American Institute of Steel Construccións. Manual para Arquitectos Ingenieros y constructores de edificios y otras estructuras de acero.* (A. I.S.C.) 6ta edición. Nueva York, N. Y. Editado por A.I.S.C., 1963. 693 pp.
2. Sánchez Santos, Leonel Estuardo. Propuesta de mejoramiento al sistema de abastecimiento de agua potable de la colonia Monte Real, Mixco Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1997. 78 pp.
3. Orozco Castillo, Silvio Antonio Planificación y diseño del sistema de agua potable y saneamiento básico para el caserío Nueva independencia, San Pablo, San Marcos. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1997. 84 pp.

