



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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO, POR BOMBEO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO CANAÁN Y PUENTE VEHICULAR, EN LA
COMUNIDAD DE LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN**

Gilber Rolando Chacón Burgos

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, octubre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO, POR BOMBEO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO CANAÁN Y PUENTE VEHICULAR, EN LA
COMUNIDAD DE LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

GILBER ROLANDO CHACÓN BURGOS

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVÍL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Ing. Kenneth Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO, POR BOMBEO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO CANAÁN Y PUENTE VEHICULAR, EN LA COMUNIDAD DE LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de agosto de 2006.

Gilber Rolando Chacón Burgos

AGRADECIMIENTOS A:

Dios por permitirme llegar hasta estos instantes de mi vida.

Todas las personas que a lo largo de mi proceso de formación profesional me han apoyado incondicionalmente, principalmente a mis padres Edgar Rolando Chacón González (D.E.P.) y Azucena del Carmen Burgos Berges, gracias a su esfuerzo y sacrificio he podido seguir adelante.

Mi esposa Iris Azucena Cruz Guzmán, por el amor, apoyo y motivación que me brindó para finalizar mi carrera y este trabajo de graduación.

Todas aquellas personas que contribuyeron en la realización del presente informe de E.P.S.

Al asesor, por el apoyo y motivación para realizar este trabajo.

A la Municipalidad de Sayaxché, Petén; por permitirme realizar mi E.P.S. en dicha institución.

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres	Edgar Rolando Chacón González (D.E.P.) Azucena del Carmen Burgos Berges
Mi esposa	Iris Azucena Cruz Guzmán
Mi hijo	Rolando Antonio Chacón Cruz
Mis hermanos	Julián Edgar Chacón Burgos Rolando Chacón Choc
Mi abuelita	Con mucho cariño
Mis suegros	Con mucho aprecio y cariño
Mis tíos y tías	Con amor
Mis primos y primas	Con mucho cariño
Mis amigos	Con todos los que he pasado momentos especiales y siempre han estado conmigo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XIII
JUSTIFICACIÓN.....	XVII
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO, POR BOMBEO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO CANAÀN, SAYAXCHÉ, PETÈN.	
1.1 Monografía.....	1
1.1.1 Investigación preliminar.....	1
1.1.2 Características de la población.....	1
1.1.2.1 Localización y ubicación.....	1
1.1.2.2 Colindancias.....	2
1.1.2.3 Clima y zonas de vida.....	2
1.1.2.4 Topografía y suelo.....	2
1.1.2.5 Organización comunitaria.....	2
1.1.2.6 Población.....	3
1.1.2.7 Condiciones sanitarias.....	3
1.1.3 Aspectos económicos.....	4
1.1.3.1 Producción.....	4
1.1.3.2 Técnicas de producción.....	4
1.1.4 Aspectos de infraestructura.....	5
1.1.4.1 Infraestructura básica.....	5
1.1.4.1.1 Acceso y vías de comunicación.....	5

1.1.4.1.2	Servicios públicos.....	6
1.1.4.1.3	Vivienda.....	6
1.1.4.2	Infraestructura social.....	6
1.1.4.2.1	Salud.....	6
1.1.4.2.2	Educación.....	7
1.2	Justificación de la obra.....	7
1.3	Información preliminar.....	8
1.3.1	Fuente de abastecimiento.....	8
1.3.2	Aforo de la fuente.....	9
1.3.3	Análisis de agua.....	9
1.4	Bases de diseño.....	10
1.4.1	Población futura.....	10
1.4.2	Dotación.....	12
1.4.3	Factor de hora máxima.....	12
1.4.4	Factor de día máximo.....	12
1.4.5	Tubería a utilizar.....	13
1.4.6	Presión máxima de diseño.....	13
1.4.7	Presión mínima de diseño.....	14
1.4.8	Longitud de diseño.....	14
1.4.9	Capacidad de diseño.....	14
1.4.10	Diseño del tanque de distribución.....	15
1.5	Cálculo hidráulico de la línea de impulsión.....	33
1.5.1	Diseño del equipo de bombeo.....	45
1.6	Cálculo hidráulico de la línea y ramales de distribución.....	48
1.6.1	Caudal de diseño para los puntos de consumo.....	48
1.6.2	Método de Hardy Cross.....	49
1.6.3	Sistema de desinfección.....	61
1.6.4	Obras de arte.....	61

1.7 Informe físico-químico y bacteriológico de muestra de agua.....	62
1.7.1 Desinfección.....	62
1.8 Presupuesto.....	62
1.8.1 Integración de costos.....	71
1.8.2 Cronograma de ejecución.....	72
1.9 Programa de operación y mantenimiento.....	72
1.10 Propuesta de tarifa.....	76
1.11 Evaluación de impacto ambiental.....	87
1.12 Evaluación socio-económica.....	92
1.12.1 Valor presente neto (VPN).....	92
1.12.2 Tasa interna de retorno (TIR).....	96

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA COMUNIDAD DE LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN.

2.1 Monografía.....	97
2.1.1 Investigación preliminar.....	97
2.1.2 Características de la población.....	97
2.1.2.1 Ubicación.....	97
2.1.2.2 Colindancias.....	98
2.1.2.3 Clima y zonas de vida.....	98
2.1.2.4 Topografía y suelo.....	98
2.1.2.5 Organización comunitaria.....	98
2.1.2.6 Población.....	99
2.1.2.7 Condiciones sanitarias.....	99
2.1.3 Aspectos económicos.....	100
2.1.3.1 Producción.....	100
2.1.3.2 Técnicas de producción.....	100
2.1.4 Aspectos de infraestructura.....	101

2.1.4.1	Infraestructura básica.....	101
2.1.4.1.1	Acceso y vías de comunicación.....	101
2.1.4.1.2	Servicios públicos.....	102
2.1.4.1.3	Vivienda.....	102
2.1.4.2	Infraestructura social.....	102
2.1.4.2.1	Salud.....	102
2.1.4.2.2	Educación.....	103
2.2	Justificación de la obra.....	103
2.3	Descripción del proyecto.....	104
2.4	Levantamiento topográfico.....	106
2.5	Estudios hidrológicos.....	106
2.6	Estudio de suelos.....	106
2.6.1	Valor soporte.....	107
2.7	Especificaciones para el diseño.....	107
2.8	Alternativas de diseño.....	108
2.8.1	Viga Te.....	109
2.9	Dimensionamiento.....	109
2.10	Diseño de superestructura.....	109
2.10.1	Diseño de losa.....	110
2.10.2	Diseño de banqueta.....	116
2.10.3	Diseño de barandal.....	118
2.10.4	Diseño de diafragmas.....	122
2.10.5	Diseño de vigas.....	125
2.11	Diseño de subestructura.....	138
2.11.1	Diseño de cortina.....	138
2.11.2	Diseño de viga de apoyo.....	144
2.11.3	Diseño de estribos.....	146
2.12	Presupuesto.....	155
2.12.1	Integración de costos.....	163

2.12.2 Cronograma de ejecución.....	164
CONCLUSIONES.....	165
RECOMENDACIONES.....	167
BIBLIOGRAFÍA.....	169
APÈNDICE.....	171
ANEXOS	
Análisis de agua	
Estudio de suelo (ensayo triaxial)	

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Detalle de armado de losa.
2. Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal.
3. Diagrama de falla balanceada para chequeo de poste de barandal.
4. Armado final de diafragma interior.
5. Armado final de diafragma exterior.
6. Dimensiones de viga principal.
7. Diagrama de momentos.
8. Posición de carga máxima en viga principal.
9. Posición y cálculo de carga máxima en viga principal.
10. Distribución de cargas transversales en vigas principales.
11. Detalle de armado de viga principal.
12. Posición de sobrecarga que produce esfuerzos cortantes.
13. Longitud a reforzar por corte.
14. Dimensiones de la cortina.
15. Diagrama de localización del punto de aplicación de la fuerza longitudinal
16. Distribución de cargas en viga de apoyo.
17. Dimensiones de estribo.
18. Presiones en estribo.

TABLAS

- I Piezométricas de la red de distribución.
- II Indicador financiero 1.
- III Indicador financiero 2.

- IV Cálculo de área de acero para losa.
- V Cálculo de momento de volteo en estribo.
- VI Cálculo de momento estabilizante en estribo.
- VII Cálculo de datos verificando por sismo en estribo.

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Profundidad de bloque equivalente
As	Área de acero
As.máx	Área de acero máxima
As.mín	Área de acero mínima
As_t	Área de acero por temperatura
B	Ancho del patín
b	Ancho del alma
c	Profundidad de eje neutro
CM	Carga Muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
cm²	Centímetros cuadrados
D	Diámetro
d	Peralte
dv	Diámetro de varilla
E	Estación Topográfica
F_A	Fuerza activa
f'c	Resistencia del concreto a compresión
FD.máx	Factor de día máxima
F_f	Fuerza de fricción
FH.máx	Factor de hora máxima
F_p	Fuerza pasiva
F_s	Factor de seguridad
F_y	Resistencia del acero a tensión
H	Altura de la viga
Hab.	Habitantes

HG	Hierro galvanizado
kg	Kilogramos
K_A	Coefficiente del empuje activo
K_p	Coefficiente del empuje pasivo
L	Longitud de vigas
L_c	Longitud de corte
L_d	Longitud de diseño o desarrollo
L_t	Longitud total
l	Litros
lb	Libras
m	Metros
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
mca	Metros columna de agua
mg	Miligramos
M	momento
M_A	Momento activo
M_p	Momento pasivo
P	Carga puntual
P_A	Presión activa
P_p	Presión pasiva
P.mín	Presión mínima
P.máx	Presión máxima
psi	Libras por pulgada cuadrada
PVC	Cloruro de polivinilo
QD.máx	Caudal de día máximo
QH.máx	Caudal de hora máxima
Qm	Caudal medio
S	Espaciamiento entre esfuerzos

s	Espaciamiento entre nervios
t	Tonelada
t'	Espesor de patín de losa
U	Unidad
V	Volumen
V_A	Esfuerzo cortante, actuante
V_C	Resistencia al cortante del concreto
V_R	Cortante que resiste el concreto
V_S	Valor soporte del suelo
W	Carga distribuida
Σ M	Sumatoria de momentos
γ_C	Peso específico del concreto
γ_S	Peso específico del suelo
φ	Factor de seguridad
Φ	Ángulo de fricción interna
μ	Coefficiente de fricción
#	Número
'	Pie
"	Pulgadas

GLOSARIO

Acero	Varillas de hierro corrugado.
Aforo	Operación de medir caudal.
Agua	Compuesto químico que contiene en su molécula un átomo de oxígeno y dos de hidrógeno.
Agua potable	Agua que es sanitariamente segura.
Bases de diseño	Bases técnicas que se adoptaron para el diseño.
Captación de Agua	Estructura por medio de la cual se colecta el agua de una fuente.
Carga muerta	Peso de la estructura.
Carga viva	Peso de las cargas no permanentes.
Caudal	Volumen de agua por unidad de tiempo.
Conducción	Tubería utilizada para conducir el agua de la fuente al tanque de almacenamiento.
Conexión domiciliar	Conjunto de elementos que llevan al agua de la tubería de la red de distribución al interior de la vivienda.

Consumo	Caudal de agua utilizado por la población.
Consumo medio diario	Consumo medio de agua correspondiente a un día.
Corriente superficial	Corriente de agua que fluye a través de la superficie de la tierra.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno referido a un nivel determinado, regularmente dada en metros sobre el nivel del mar (msnm).
Cota piezométrica	Altura de presión que se tiene en un punto determinado.
Crecida máxima	Aumento de caudal que se da en una corriente de agua.
Demanda de agua	Cantidad de agua consumida por una población.
Distribución	Tubería utilizada para llevar el agua del tanque de almacenamiento a las viviendas.
Dotación	Volumen de agua proporcionada a un habitante durante el día.
Incremento de población	Aumento en el número de habitantes de una población, durante un período.
Esfuerzo	Fuerza aplicada por unidad de área.
Estación	Punto de referencia de una línea topográfica.

Estribos	Varillas transversales de hierro que resisten los esfuerzos de corte en el alma de un elemento.
Luz del puente	Longitud existente entre los soportes de la estructura del puente.
Método volumétrico	Método de aforo para la determinación de caudales.
Momento	Producto de la intensidad de una fuerza por la distancia a un punto.
Nacimiento o manantial	Lugar en el que un acuífero asoma a la superficie.
Peralte	Altura de una viga.
Peralte efectivo	Distancia del centroide de la varilla extrema de refuerzo al borde de la estructura.
Pérdida de carga	Pérdida de presión en la tubería. Se expresa en metros columna de agua (mca).
Período de diseño	Tiempo en el cual se estima que el proyecto proporcionará un servicio eficiente.
Población futura	Población estimada, al final del período de diseño.

Presión

Relación entre la intensidad de una fuerza y el área de la superficie donde actúa. Diferencia de nivel entre la cota piezométrica y la cota del terreno de un punto determinado, dado en metros columna de agua.

Tasa de crecimiento

Razón de crecimiento.

JUSTIFICACIÓN

Con un sistema de agua potable entubada se estarán reduciendo, considerablemente, los índices de enfermedades producidas por el consumo de agua contaminada e indirectamente la economía, ya que en la actualidad, al no contar con un servicio de agua, invierten buena parte de lo que ganan en la salud de la familia.

Actualmente, los pobladores se abastecen por arroyos que atraviesan la comunidad, en sus aguas contiene grandes cantidades de desechos sólidos, debido a que aguas arriba existen otras comunidades, las cuales utilizan los mismos afluentes para realizar necesidades como: fisiológicas, lavado de ropa y para uso de animales domésticos.

Al llevarse a cabo el diseño y planificación del proyecto, se estará beneficiando y mejorando la calidad de vida de los mismos, el cual propiciará un mejor futuro, especialmente a los jóvenes y niños de la comunidad, reduciendo así la mortalidad y morbilidad.

Por otra parte, debido a la importancia que tienen las vías de acceso entre nuestras comunidades es indispensable que cuenten con una infraestructura confiable, que sea transitable por cualquier tipo de vehículos durante todo el tiempo. Los niveles de vida de esta comunidad son de gran potencial; si bien el desarrollo no se da a corto plazo, con la construcción de un puente vehicular, se preparan las condiciones para que se puedan ejecutar futuros proyectos de desarrollo en la población, creando al mismo tiempo un beneficio directo e indirecto a un número de personas de comunidades circunvecinas, pues, se les está abriendo las puertas para transportar y comercializar sus productos hacia otros destinos de una manera fácil.

RESUMEN

Las necesidades que aquejan a los guatemaltecos en cuanto a la falta del vital líquido se refiere, son grandes, es triste ver a los pobladores de la comunidad de Canaán, los problemas que afrontan por no contar con agua entubada y libre de bacterias que ocasionan enfermedades gastrointestinales.

Por otra parte, se hace difícil transportarse de un lado a otro, en época de invierno, cuando no existe una infraestructura adecuada y segura para el traslado de los productos, lo cual incrementa el precio y repercute en todos los consumidores.

En el presente trabajo de graduación se diseñó el sistema de abastecimiento de agua potable, y con esto se resolverá los problemas que se ocasionan, por no contar con agua segura para el consumo humano, además se diseñó el puente vehicular, con el fin de solucionar una serie de problemas que se origina por la falta de dicha infraestructura.

Los problemas y soluciones de los mismos se identificaron con investigaciones con encuestas y visitas a los lugares afectados, con esto se beneficiarán los habitantes de los lugares afectados.

A continuación se presentan las bases, teorías y planteamientos de los diseños que se realizaron en las dos comunidades seleccionadas del municipio de Sayaxché, Petén.

OBJETIVOS

Generales

1. Abastecer del vital líquido a los pobladores de la comunidad de Canaán, por medio de un sistema de agua, sanitariamente segura para el consumo humano, y por consiguiente, reducir las enfermedades ocasionadas por el consumo actual de agua contaminada
2. Mejorar la infraestructura vial de la Micro región de la Reinita, por medio de la construcción de un puente, el cual ayudará al desarrollo de las comunidades que utilizan esta vía de acceso, para transportar sus productos al mercado.

Específicos

1. Ayudar a mejorar el nivel de vida de los habitantes del caserío Canaán, dotándolos de agua segura para el consumo humano.
2. Encontrar la mejor solución al problema de la falta de agua en el caserío Canaán y así disminuir las enfermedades gastrointestinales en la población.
3. Lograr el desarrollo de las comunidades circunvecinas que utilizarán el puente para transportar sus productos al mercado y así mejorar la calidad de vida de los pobladores.
4. Proveer a las comunidades Canaán y la Reinita de un diseño basado en conocimientos tanto académicos como técnicos.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, realizado en la municipalidad de Sayaxché, Petén.

Consiste en el diseño y planificación del sistema de abastecimiento, por bombeo de agua potable para el caserío Canaán, y el diseño de un puente vehicular para el caserío La Reinita, Sayaxché, Petén.

En el presente estudio se describen las características predominantes de las comunidades de Canaán y La Reinita, municipio de Sayaxché, departamento de Petén; para tener como resultado final dos proyectos factibles, fortaleciendo así el componente de agua potable y saneamiento, para el mejoramiento de la calidad de vida de los pobladores de ambas comunidades.

En la primera parte, se presenta la monografía de la comunidad de Canaán, el diseño hidráulico de las partes que componen el proyecto de abastecimiento de agua potable; al igual que el levantamiento topográfico, presupuesto y planos.

En la segunda parte, se presenta la monografía de la comunidad La Reinita, el desarrollo del puente vehicular, en la que se incluye descripción del proyecto, levantamiento topográfico, diseño de superestructura y subestructura, presupuesto y planos.

1. DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO, POR BOMBEO, DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN.

1.1 Monografía

1.1.1 Investigación preliminar

Esta investigación se realizó tomando como base: la información obtenida en la municipalidad de Sayaxché, Dirección área de salud Petén Suroccidental, Hospital Distrital de Sayaxché y por pobladores del caserío en mención.

1.1.2 Características de la población

1.1.2.1 Localización y ubicación

El caserío Canaán pertenece al municipio de Sayaxché del departamento de Petén, se localiza al oeste de la cabecera municipal a orillas del río la Pasión, ubicándose en la hoja cartográfica Las Cruces No. (2165 IV). Las coordenadas UTM, zona 16 son: Y= 135027.5099, X= 1833380.2961) y coordenadas geodésicas de: latitud 16°33'04.10", longitud 90°25'51.8", tomadas con aparato de GPS (Garmin Plus) en el centro de la comunidad. La municipalidad de Sayaxché, por medio del concejo municipal, dividió el municipio en 7 microregiones. La comunidad de Canaán fue ubicada en la microregión de Manos Unidas - Mario Méndez.

1.1.2.2 Colindancias

El caserío Canaán, colinda al norte con el municipio de La Libertad y río La Pasión de por medio; al sur, con el caserío El Tumbo; al este, con el caserío San Juan Acúl y al oeste, con el municipio de La Libertad y río La Pasión de por medio.

1.1.2.3 Clima y zonas de vida

La época lluviosa en la comunidad es normal. El tipo de clima es tropical cálido y húmedo en casi todo el año, disminuyendo considerablemente la temperatura en los meses de diciembre y enero, típicos del clima de la región. Los meses lluviosos son normalmente de junio a enero, siendo comúnmente seco de febrero a mayo. La temperatura media mensual varía entre 23 grados en los meses de diciembre y enero y 32 grados en el mes más seco (mayo).

1.1.2.4 Topografía y suelo

El terreno muestra un paisaje con pocas variantes en altura, como se puede apreciar en los planos adjuntos al proyecto. La línea de conducción pasará donde varía considerablemente la altura. En el casco urbano de la comunidad como se puede apreciar no es totalmente plano, pues existe una parte alta hacia el sur y parte baja a orillas del río la Pasión. En general, Sayaxché se encuentran suelos productivos para la agricultura y la crianza de ganado bovino. Además, son también de alto potencial forestal.

1.1.2.5 Organización comunitaria

En la comunidad existen comités, debidamente organizados, los cuales se puede mencionar:

- Concejo Comunitario de Desarrollo (COCODE).

- Comité de Desarraigados.
- Asociación de Desarrollo Pro-Tierra y Desarrollo Integral.
- Alcalde Auxiliar.

Existe en la comunidad un alcalde auxiliar, con un período de duración igual que el período del Concejo Municipal; el nombramiento del mismo es realizado por el Alcalde Municipal, con base a la elección que haga la comunidad.

Los integrantes del COCODE los conforman: presidente, vicepresidente, secretario, tesorero, vocal I, vocal II, vocal III, vocal IV, vocal V y vocal VI.

Los demás organizaciones son conformadas por: presidente, secretario, tesorero y vocal.

1.1.2.6 Población

La comunidad de Canaán, fue fundada por familias provenientes de los departamentos de Izabal y Alta Verapaz, debido al conflicto armado que se generó años anteriores en nuestro país. En la actualidad dicha comunidad la conforman 53 familias, haciendo un total de 312 habitantes, de las cuales son 157 hombres y 155 mujeres.

El grupo étnico predominante es el no indígena con el 76.63% de la población, haciendo un total de 239 habitantes y el 23.37% indígenas, con un total de 73 habitantes, por lo que en la comunidad se habla el Q'eqchí y español.

1.1.2.7 Condiciones sanitarias

Existen en la comunidad 13 pozos artesanales excavados a mano, los cuales se encuentran en terrenos de diferentes pobladores; por lo que los pobladores que no cuentan con fuente de abastecimiento propio, deben de acarrear el agua en recipientes (cubeta, tinaco, cántaros, etc.) del río la Pasión, conteniendo contaminación en sus

aguas, provenientes de comunidades ubicadas aguas arriba y de la cabecera municipal, ya que las aguas negras se conducen hacia el río.

Los pobladores emplean la letrina abonera seca familiar (LASF), las cuales tienen un uso adecuado.

1.1.3 Aspectos económicos

1.1.3.1 Producción

Entre los principales productos que cultivan los pobladores están los granos básicos, en gran cantidad, tales como: maíz, frijól, pepitoria y arroz; cultivando también, en menor escala, limón y plátano; además existen grandes extensiones de tierra con siembras de pasto. En general el rendimiento promedio de maíz está entre 50 a 70 quintales por hectárea, sin aplicar nutrientes al suelo; el frijól entre 15 y 30 quintales por hectárea; el arroz entre 15 y 35 quintales por hectárea y la pepitoria entre 15 y 25 quintales por hectárea.

La crianza de ganado bovino es la segunda actividad económica más importante de la comunidad y del municipio. Las áreas de mayor potencial para la crianza de ganado bovino están ubicadas a lo largo de los ríos La Pasión y Salinas, que facilitan el crecimiento del pasto y el acceso a las fuentes de agua.

1.1.3.2 Técnicas de producción

En general, las técnicas utilizadas por los pobladores del caserío de Canaán son las mismas que se utilizan en áreas agrícolas que se encuentran a lo largo de la planicie aluvial de los ríos Salinas y La Pasión, del municipio de Sayaxché; detallándose a continuación los procedimientos utilizados: se destronca, chapea y limpia el área donde se va a sembrar, luego se quema la capa vegetal (hojas, ramas, arbustos, etc.), debiendo

esperar 15 días, se comienza a sembrar. Se fumiga por 4 semanas y luego esperar hasta que la cosecha se pueda recoger.

1.1.4 Aspectos de infraestructura

1.1.4.1 Infraestructura básica

1.1.4.1.1 Acceso y vías de comunicación

Para llegar a la comunidad de Canaán existen dos formas, las cuales se detallan a continuación:

- De la ciudad capital se recorren 478 kilómetros por carretera pavimentada (CA-9), vía Río Dulce, Livingston, Izabal; llegando a la cabecera departamental de Flores, luego de recorren 68 kilómetros por carretera pavimentada (RD-13), hasta llegar a la cabecera municipal de Sayaxché, debiendo cruzar el río La Pasión por medio de un *ferry boat*, el cual trabaja las 24 horas del día, todos los días del año. La tarifa es de Q.40.00 para trailers; Q.30.00 para camiones; Q.15.00 para pick-ups y vehículos y Q.3.00 para motocicletas; luego por la ruta hacia la cooperativa Mario Méndez se recorren 28 kilómetros en carretera de terracería, transitable toda época del año, debiendo cruzar el arroyo Petexbatún por medio de un *ferry boat*, con las mismas tarifas, hasta llegar a la comunidad, realizando un recorrido total de 574 kilómetros.
- De la ciudad capital se recorren 215 kilómetros por carretera pavimentada (CA-14) al municipio de Cobán, Alta Verapaz; luego por la carretera pavimentada (RD-9) que conduce a Chisec, Alta Verapaz, 186 kilómetros hasta llegar a la cabecera municipal por carretera pavimentada (RD-11); luego hacia la ruta a la cooperativa Mario Méndez, recorriendo 28 kilómetros en carretera de terracería,

debiendo cruzar el arroyo Petexbatún, por medio de *ferry boat*, hasta llegar a la comunidad, realizando un recorrido de 429 kilómetros.

1.1.4.1.2 Servicios públicos

Entre los servicios públicos con el que cuenta la comunidad están: energía eléctrica, servicio prestado por la empresa Unión Fenosa, por medio de la Distribuidora de Electricidad de Oriente, S.A., (DEORSA) a la municipalidad, la cual se encarga del cobro, distribución y conexiones de la misma en todo el municipio; servicio telefónico comunitario; transporte extraurbano que consiste en microbuses, siendo el pasaje de Q10.00 y carros particulares con destino a la cabecera municipal de Sayaxché; iglesia evangélica, tiendas y farmacia.

1.1.4.1.3. Vivienda

En la comunidad existen un total de 65 casas de habitación concentradas, incluyendo la escuela; de las cuales el 26% están construidas con paredes de madera, techos de manaco y piso de tierra; mientras que el 74% son viviendas construidas con pared de block, piso de concreto y techos de lámina.

1.1.4.2. Infraestructura social

1.1.4.2.1. Salud

En la comunidad no existe unidad mínima de salud, los pobladores visitan el centro de convergencia del caserío Mario Méndez, por lo cuál tienen que recorrer 16 kilómetros por carretera de terracería, para que sus enfermos sean atendidos. De acuerdo a las estadísticas que maneja la Dirección de Área de Salud Petén Suroccidental, entre las principales enfermedades producidas por el consumo de agua contaminada en la

comunidad están: amebiasis, parasitosis intestinal y trastornos de la piel. La mayor parte de medicamentos los compran en la cabecera municipal.

1.1.4.2.2. Educación

Dentro de la comunidad existe la Escuela Oficial Rural Mixta Caserío Canaán, impartiendo educación pre-primaria y primaria, con un total de 80 alumnos, distribuidos de la siguiente forma: educación pre-primaria 16 alumnos y educación primaria 64 alumnos, de los cuales estudian:

Primer grado:	29 alumnos; 12 hombres y 17 mujeres.
Segundo grado:	11 alumnos; 4 hombres y 7 mujeres.
Tercer grado:	6 alumnos; 4 hombres y 2 mujeres.
Cuarto grado:	9 alumnos; 4 hombres y 5 mujeres.
Quinto grado:	7 alumnos; 4 hombres y 3 mujeres.
Sexto grado:	2 alumnos; 2 hombres y 0 mujeres.
Pre-primaria:	16 alumnos; 11 hombres y 5 mujeres.

1.2 Justificación de la obra

La falta de aprovisionamiento de agua sanitariamente segura para el consumo humano daña la salud. Según la Organización Mundial de la Salud –OMS- el 80% de todas las enfermedades de los países en desarrollo, tienen una relación directa con la falta de servicios de agua y las malas condiciones de saneamiento.

La precaria situación y la falta de abastecimiento de agua de las comunidades de Sayaxché, provoca que la población padezca de enfermedades ocasionadas por el uso del agua en cantidades y calidades deficientes tales como: parasitosis intestinal, amebiasis, disentería, enfermedades en la piel, etc. Así también, que las familias tengan que:

incurrir en gastos para curar las referidas enfermedades, adquirir leña para hervir el agua y realizar esfuerzos en el acarreo.

En los últimos años, se han realizado diferentes gestiones para buscar una solución a la falta de suministro de agua potable, pero por falta de fuentes superficiales que puedan ser conducidas por gravedad a las comunidades y falta de recursos económicos, hasta la fecha no ha sido posible.

En consecuencia a lo planteado, es sumamente importante la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable para dotar a la comunidad.

Los beneficios que tendrá la comunidad son relevantes, ya que contará con un abastecimiento en cada vivienda. Se podrá disponer de más tiempo para actividades productivas al eliminar el tiempo de acarreo.

En resumen, al encontrar el apoyo para la ejecución de un sistema de agua eficiente, confiable y económicamente sostenible, las comunidades mejorarán su calidad de vida.

1.3. Información preliminar

1.3.1 Fuente de abastecimiento

Dado el alto costo que implica perforar pozos para la obtención de agua, el comité de la comunidad decidió realizar los trámites necesarios para poder desarrollar un proyecto que solucionará los problemas causados por no contar con un sistema de agua potable; para ello lograron localizar un nacimiento de agua. Dicha fuente es privada, pero el dueño ha accedido a entregarla a los pobladores para realizar el proyecto.

1.3.2 Aforo de la fuente

El nacimiento ubicado dentro de la finca privada fue aforado el 04 de noviembre de 2005. El método utilizado fue por medio del método volumétrico, consistiendo en hacer llegar un caudal a un recipiente impermeable cuyo volumen sea conocido y contar el tiempo total en que se llena el recipiente. Los resultados obtenidos en dicho aforo son:

$$\text{Caudal (Q.)} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}}$$

$$\text{Volumen del depósito} = 5 \text{ galones} = 18.925 \text{ litros.}$$

Prueba:	1 ^a .	2 ^a .	3 ^a .	4 ^a .	5 ^a .
Tiempos obtenidos (seg.):	9.45	10.38	8.85	8.13	10.15

$$\text{Caudal de aforo promedio} = 2.02 \text{ l/seg.}$$

1.3.3. Análisis de agua

Desde el punto de vista técnico el sistema de abastecimiento tiene que cumplir una función determinada en el plano sanitario, puesto que constituye uno de los instrumentos disponibles para proteger y promover la salud en forma indirecta, a través del saneamiento ambiental.

Uno de los aspectos importantes en la fijación de criterios de diseño es la investigación de la calidad del agua. El agua es un elemento indispensable para la vida y desarrollo de una comunidad, donde ésta es utilizada como elemento para su nutrición, sea como bebida o como integrante de alimentos, para uso doméstico, para baño, dispone de ella para alejar sus desechos y para el riego de pequeñas plantaciones. Indudablemente el uso para consumo humano es el más importante que debe tenerse en

consideración en el diseño del abastecimiento para estas comunidades, el cual no solo depende de la cantidad que pueda proporcionársele, sino también de la calidad del agua utilizada.

Para establecer la calidad del agua se tomó muestra del nacimiento y se efectuaron análisis bacteriológicos de la misma, por el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social del Departamento de Regulación de los Programas de Salud y Ambiente de la Dirección de Área de Salud Petén Suroccidental, Sayaxché, Petén.

El informe de la prueba concluye que el agua del nacimiento del caserío Canaán es apta para el consumo humano, el cual debe pasar por un sistema de desinfección. Dicho informe se puede apreciar en el apartado de anexos.

1.4. Bases de diseño

Para obtener un resultado óptimo en la utilización del caudal que proporcionará el nacimiento de la comunidad, se establecieron las siguientes bases de diseño:

1.4.1. Población futura

Es necesario para el diseño de proyectos de agua establecer el número de habitantes actuales y futuros por abastecer dentro de los próximos veinte años, tiempo considerable para la vida útil del proyecto.

Para hacer un cálculo de la población futura, existen varios métodos tales como: crecimiento aritmético, crecimiento geométrico, análisis de regresión (recta de mínimos cuadrados, curva geométrica, curva semi logarítmicas, exponencial, transformación logarítmica del tiempo), pronóstico de migración neta y de incremento natural, etc.

En este proyecto no se tomaron en cuenta los valores de población futura que arrojan los métodos anteriormente mencionados, ya que se pudo establecer que tomando en cuenta el censo oficial del año 2,002 del INE, no coincide en nada con los datos del censo realizado por la comunidad en el año 2,005, a tal punto que la población según censo de 2,002 es mayor que la existente en 2,005. Lo anterior se considera como un efecto de la emigración de pobladores hacia otras comunidades en busca de tierras para poder trabajarlas y mejorar su calidad de vida. Otro de las causas son los decesos de habitantes.

Debido a lo anterior, se decidió tomar como un dato más cercano a la realidad, el censo del año 2005, proporcionado por la comunidad, reportando un número de habitantes de 312 y una tasa de crecimiento geométrico de 4% de acuerdo con datos del INE, para efectos de cálculo se utilizará el método geométrico.

Método de Incremento Geométrico. Para los cálculos de este método se utiliza la siguiente expresión:

$$Pf = Pu * (1 + r/100)^n$$

Donde:

Pf = población futura.

Pu = población actual.

r = tasa de crecimiento anual en porcentaje.

n = período de diseño.

Para un período de diseño de 20 años.

$$\begin{aligned} P_{2,026} &= 312 * (1 + 4/100)^{20} \\ &= 312 * (1 + 0.04)^{20} \\ &= 312 * (1.04)^{20} \\ \text{Población futura} &= 684 \text{ habitantes} \end{aligned}$$

1.4.2. Dotación

Se llama dotación a la cantidad promedio de agua que se supone consumirá un habitante por día. Para fijar la dotación se debería establecer mediante un estudio de demanda de las poblaciones aledañas al caserío Canaán. Debido a que comunidades no cuentan con agua potable, para el presente proyecto se propone una dotación de 90 lts/hab/día, misma que se estima adecuada para el área rural del país con clima cálido. Según lo reportado en el municipio de Sayaxché, una familia integrada por 5 ó 6 personas consume al día aproximadamente dos toneles de agua, o bien que la dotación es de 80 lts/hab/día. Sin embargo se plantea una dotación ligeramente mayor para ser mas conservadores en el diseño.

1.4.3. Factor de hora máxima (FH. máx)

El factor de hora máxima es el valor que permitirá establecer cuál es la cantidad máxima de caudal para el cual deberán estar diseñadas las tuberías de la red de distribución, debido a las fluctuaciones en el consumo horario de la población.

Debido a que no existen estudios de medición de consumos versus tiempo en poblaciones aledañas a la comunidad, se asumirá para este proyecto el valor recomendado por la Unidad Ejecutora de Acueductos Rurales (UNEPAR) para poblaciones de pocos habitantes un factor de hora máxima de 2.5.

1.4.4. Factor de día máximo (FD. máx)

El consumo diario de una población varía dependiendo de la época y las costumbres del lugar, por lo que en el diseño de la línea de conducción es necesario establecer un valor máximo de caudal diario, para determinar este caudal se multiplica el caudal medio por el factor llamado de día máximo. Al definir el FD.máx es necesario

hacer micro medición en la salida de tanques de distribución que abastezcan proyectos de características semejantes al presente. Como en los casos anteriores este tipo de estudio no se ha realizado en poblaciones aledañas, por lo que el valor asumido es el recomendado por la Unidad Ejecutora de Acueductos Rurales (UNEPAR) para poblaciones de pocos habitantes un factor de día máximo de 1.5.

1.4.5. Tubería a utilizar

Todo material de construcción tiene que ser de alta calidad, durabilidad y de fácil instalación, por lo que en proyectos de introducción de agua potable es recomendable utilizar tubería de cloruro de polivinilo (P.V.C.).

En este proyecto se usarán los siguientes tipos de tubería:

- Diámetro de 3" con tubería P.V.C. de 160 psi
- Diámetro de 2 ½" con tubería P.V.C. de 160 psi
- Diámetro de ½" con tubería P.V.C. de 315 psi.

1.4.6. Presión máxima de diseño

Las presiones estáticas de diseño son las máximas que se pueden dar en un sistema de agua potable por gravedad. Éstas son causadas por el no consumo o no movimiento de flujo en las tuberías del sistema.

Para el diseño del proyecto se tiene que establecer un valor límite sobre el cual la presión estática no sobrepasa, para asegurar la tubería y los accesorios no sufran rupturas y desperfectos por efecto de dicha presión. Tomando en cuenta el tipo de tubería a emplear se decidió asumir un valor de presión máxima de diseño de 60 mca.

1.4.7. Presión mínima de diseño

Para el diseño de tubería en los puntos críticos tanto de la línea de conducción como los de la red de distribución (partes altas del terreno, acometida de conexiones prediales y sectores más lejanos de la red), es necesario determinar un valor mínimo de presión dinámica para garantizar el buen funcionamiento del sistema. El valor asumido de presión mínima de diseño de 10 mca.

1.4.8. Longitud de diseño (Ld)

Del estudio topográfico, se determinó que la distancia horizontal de la fuente al lugar donde se construirá el tanque de distribución es de 2,172.84 m. Debido a que la tubería no se colocará horizontalmente, se le sumará, a la longitud horizontal, un 3 % de dicha longitud, teniendo así, la longitud total de diseño:

$$Ld = Lt * 1.03$$

$$Ld = 2,172.84 \text{ m.} * 1.03$$

$$Ld = 2,238.03 \text{ m.}$$

1.4.9. Capacidad de diseño

Con el objeto de permitir un aprovechamiento constante de agua para la bomba, en caso que por razones no previstas, la fuente disminuyera su caudal con el correr del tiempo, evitando problemas en el equipo de bombeo; por lo que la capacidad de diseño del tanque de distribución será de 40 m³, el cual será construido de metal a una altura de 10 metros, debido a razones de diseño y la ubicación se consideró un tanque elevado.

1.4.10. Diseño del tanque de distribución

Los tanques de distribución juegan un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto del punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el almacenamiento de un servicio eficiente.

Los requisitos sanitarios del tanque son los siguientes:

- Cubierta hermética, que impida la penetración de aves, agua del exterior, polvo, con pendiente para drenar el agua de lluvia.
- Evitar la entrada de luz para que no nazcan algas.
- El tubo de ventilación tendrá la abertura hacia abajo, con rejilla para impedir la entrada de insectos y polvo.
- Escotilla de visita (man-hole) para inspección de limpieza, ubicada cerca de la tubería de entrada, para facilitar el aforo del caudal en cualquier momento.
- El diámetro mínimo de la tubería de rebalse será igual al de la tubería de entrada de tanque.
- El tubo de salida se colocará al lado opuesto del tubo de entrada, para que el agua circule en el tanque.
- Debe tener escaleras interiores y exteriores si el tanque excede de 1.2 metros de alto.

Ventajas de los tanques metálicos elevados para agua, entre las ventajas más importantes pueden mencionarse:

- Economía en consumo eléctrico en distribución por gravedad.
- Conservación de agua y presión por la altura del tanque, inclusive cuando falta energía eléctrica.
- Conservación de la potabilidad del agua por oxigenación.

- Menor inversión en construcción y operación de un tanque metálico elevado; al compararlo con un tanque elevado de concreto o con un tanque subterráneo con sistema de bombeo a presión.
- Facilidad de reparación, mantenimiento y limpieza general.
- Facilidad de detección y control de fugas de agua.
- Facilidad de desmontaje y recuperación de la estructura metálica hasta un 90%, aproximadamente.

Diseño del techo

Forma cónica autosoportado

Altura: 0.43 m.

Diámetro: 3.60 m.

Para completar el diseño del techo, únicamente falta decir el espesor de la lámina. El techo no está sometido a presión directa del líquido que contiene el tanque, en este caso se considera que no está sometido a presión, por lo que su espesor viene dado en la mayoría de los casos por efectos de corrosión. Se asume para todo el tanque un espesor mínimo por corrosión de $1/8''$, por razones comerciales se usará el espesor de $3/16''$.

Diseño del cuerpo

Forma cilíndrica.

Altura: 4.00 m.

Diámetro: 3.60 m.

El refuerzo para el cuerpo del tanque viene dado por la siguiente fórmula:

$$S = 2.6 \text{ hd}/t$$

Donde:

S = Esfuerzo unitario máximo (lb/pulg²) = 15,000

h = Altura del líquido en pies.

d = Sección analizada en pies.

t = Espesor en pulgadas.

Ø = Factor de eficiencia de soldadura = 0.85

$$t = 2.6 \text{ hd} / \text{Øs}$$

$$t = 2.6 [(13.12 * 11.81) / (0.85 * 15,000)]$$

$$t = 0.0316 + 1/8'' \text{ por corrosión} = 0.1566$$

$$t = 3/16''$$

Diseño del fondo

Forma cónica con copla de salida en la parte mas baja.

Altura: 0.85 m.

Diámetro: 3.60 m

Según la fórmula siguiente:

$$S = 2.6 \text{ hd} (\sec\theta) / t$$

Incluyendo el factor de eficiencia de soldadura Ø = 0.85.

$$S = 2.6 \text{ hd}(\sec\theta) / \text{Øt}$$

$$t = 2.6 \text{ hd}(\sec\theta) / \text{Øs}$$

Donde:

θ = ángulo que forma el fondo del tanque con la vertical de un punto cualquiera.

$$t = 2.6 \text{ hd}(\sec\theta) / \text{sØ}$$

$$t = 2.6 [(15.91 * 11.81 * \text{Sec } 45^\circ) / (0.85 * 15,000)]$$

$$t = 0.0542 + 1/8''$$

$$t = 0.20 = 1/5''$$

$t = 1/4''$ por razones comerciales y por el peso que soportará debido al agua.

Diseño de la torre

4 columnas inclinadas al 10% de la altura.

Altura de la torre: 10 m.

Separación de columnas: 4.92 m.

Longitud de riostras horizontales: variable.

Longitud de riostras diagonales: variable.

El viento no es crítico en nuestro medio para la mayor parte de las estructuras, por lo tanto, se analizará por sismo únicamente, por lo que se necesita integrar el peso de la estructura, tal como se presenta a continuación:

Peso del tanque.

Peso del agua	= 40,000 kg.
Peso de la tapa	= 757.25 kg.
Peso del cuerpo	= 2,319.26 kg.
Peso del fondo	= 774.53 kg.
Peso de accesorios	= 227.27 kg. (asumido)
Sub-total	= 44,078.31 kg.
5% extras	= 2,203.92 kg.
Total	= 46,282.23 kg

Se toma como peso del tanque lleno: 46,500 kg.

Como factor de seguridad, es recomendable aumentar las cargas de sismo un 25%.

Peso de la torre.

Peso de columnas de Ø 8"	= 4 * 10 * 38.34	= 1,533.60 kg.
Peso de riostra horizontal	= 12 * 50.65	= 607.80 kg
Peso de riostra diagonal	= 32 * 50.65	= 1,620.80 kg.
Peso de accesorios (escalera externa)		= 454.55 kg.
Sub-total		= 4,216.75 kg.
5% imprevistos		= 210.84 kg
Total		= 4,427.59 kg.

Se toma como peso de la torra: 4,500 kg.

Peso total del tanque lleno más la torre: 51,000 kg.

Análisis por sismo

Período.

$$T = C_1 * (h_n)^{3/4}$$

Donde:

$C_1 = 0.035$ constante.

h_n = Altura desde el terreno a la parte superior del tanque en pies.

$$T = (0.035) * (47.33)^{3/4}$$

$$T = 0.6316 \text{ s}$$

Factor de fuerza horizontal.

$$C = (1.25 * S_s) / (T)^{2/3}$$

Donde:

$$C = \leq 2.75$$

S_s = Factor que depende del tipo de suelo.

T = Período de vibración de la estructura.

$$C = (1.25 * 1.5) / (0.6316)^{2/3}$$

$$C = 2.55$$

Corte basal (Vsismo).

$$Vsismo = [(Z * Ie * C)/Rw] * W$$

Donde:

Z = Factor de zona sísmica.

Ie = Factor de importancia de sismo.

C = Factor fuerza horizontal.

W = Peso propio de estructura

Rw = 3, constante.

$$Vsismo = [(0.20 * 1.00 * 2.55)/3] * 46,500$$

$$Vsismo = 0.17 * 46500$$

$$Vsismo = 7,905 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso/Columna} = 51,000 / 4 = 12,750 \text{ kg.}$$

Corte que actúa en el depósito:

$$V = 0.17 * 46,500 \text{ kg}$$

$$V = 7,905 \text{ kg}$$

Corte que actúa en la torre:

$$V = 0.17 * 4,427.59 \text{ kg}$$

$$V = 752.69 \text{ kg.}$$

Como factor de seguridad es recomendable aumentar las cargas en un 25%.

Corte total en la estructura:

$$V = (7,905 + 752.69) * 1.25$$

$$V = 10,822.11 \text{ kg.}$$

De lo anterior se puede deducir que los momentos en la estructura del tanque, quedan tal como sigue:

$$M' = (7,905 * 1.25) * 12.215 = 120,699.47 \text{ kg-m}$$

$$M'' = (752.69 * 1.25) * 5.00 = 4,704.31 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento total} = 125,403.78 \text{ kg-m}$$

Analizando los sentidos xx – yy.

V_m = corte por marco

$$V_m = \text{corte total} / 2 = 10,822.11 / 2 = 5,411.06 \text{ kg.}$$

$$V_m = 5,411.06 \text{ kg.}$$

M_m = momento por marco

$$M_m = \text{momento total} / 2 = 125,403.78 / 2 = 62,701.89 \text{ kg-m}$$

$$M_m = 62,701.89 \text{ kg-m}$$

R_o = reacción en el punto o

R_o = momento por marco / separación de columnas

$$R_o = 62,701.89 / 4.92$$

$$R_o = 12,744.29 \text{ kg.}$$

P_{1-2} = esfuerzo en la columna 1-2

$P_{1-2} = (M'_1 + M''_1) / \text{separación de columnas}$

$$M'_1 = \text{momento de } V' \text{ respecto punto 1} = 9,881.25 * 3.375 = 33,349.22 \text{ kg-m}$$

$$M''_1 = \text{momento de } V'' \text{ respecto punto 1} = 940.86 * 3.375 = 3,175.40 \text{ kg-m}$$

$$P_{1-2} = 36,524.62 / 4.92 = 7,423.71 \text{ kg.}$$

Analizando en los sentidos xy – yx.

El valor de la fuerza en el arriostre diagonal más crítica será:

$$AD = (R_o - P_{1-2}) \sec\theta$$

$$AD = (12,744.29 - 7,423.71) \sec 25^\circ$$

$$AD = 5,870.61 \text{ kg.} = 12.92 \text{ kips}$$

La fuerza máxima sobre una columna será:

$$P_{\text{máx}} = 125,403.78 / 4.92$$

$$P_{\text{máx}} = 25,488.57 \text{ kg.}$$

Diseño de columnas

$$C = P_{\text{máx}} + \text{Peso/Columna}$$

$$C = 25,488.57 + 12,750$$

$$C = 38,238.57 \text{ kg} = 84.12 \text{ kips.}$$

$$f_a < F_a \quad f_a = C / A$$

$$l = 2.50 \text{ m} = 8.20 \text{ pies} = 98.40 \text{ pulg.}$$

Para las columnas se utilizará tubo de Ø 8"; ensayando el diámetro anterior tenemos:

$$A = 8.40 \text{ pulg}^2 \quad r = 2.94 \text{ pulg.}$$

$$K \leq 1.00 \rightarrow kl/r = (1 * 98.40) / 2.94 = 33.47$$

Según AISC para relación de esbeltez corresponde:

$$F_a = 19.11 \text{ y } 1.33F_a$$

$$F_a = 19.11 * 1.33 = 25.42 \text{ kips/pulg}^2$$

$$f_a = 84.12 / 8.40 = 10.02 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Diseño de miembros diagonales

Ensayando perfil C de 8" * 2 1/2" * 3/8"

$$T = 88.69 \text{ kips}$$

$$A = 5.51 \text{ pulg}^2$$

$$r = 2.82 \text{ pulg.}$$

$$L = 323.15 \text{ pulg.}$$

$$K \leq 1.00 \rightarrow kl/r = (1 * 323.15) / 2.82 = 114.59$$

Para kl/r , corresponde $F_a = 10.72$ y $1.33F_a$

Por lo tanto: $F_a = 10.72 * 1.33 = 14.26 \text{ ksi}$

$$f_a = (88.62 / 2) / 5.51 = 8.05 \text{ ksi} < F_a; \quad \text{SI CUMPLE}$$

Diseño de miembros horizontales

Ensayando perfil C de 8" * 2 1/2" * 3/8"

$$C = 69.33 \text{ kips}$$

$$A = 5.51 \text{ pulg}^2$$

$$r = 2.82 \text{ pulg.}$$

$$L = 305.04 \text{ pulg.}$$

$$K \leq 1.00 \rightarrow kl/r = (1 * 305.04) / 2.82 = 108.17$$

Para kl/r , corresponde $F_a = 11.98$ y $1.33F_a$

Por lo tanto: $F_a = 11.98 * 1.33 = 15.93$ ksi

$$f_a = 69.33 / 5.51 = 12.58 \text{ ksi} < F_a; \quad \text{SI CUMPLE}$$

Diseño de la cimentación

4 zapatas de dimensiones: 1.25 m x 1.25 m.

Profundidad: 1.35 m.

Valor soporte del suelo: 15 toneladas / m².

Pernos de anclaje

Peso / Columna = 12,750 kg.

Carga lateral = 25,488.57 kg.

4 pernos / columna con diámetro de 1", tipo A 490X.

El caso crítico para analizar los pernos de anclaje es cuando el tanque se encuentra vacío, por lo tanto tenemos:

$$\text{Carga lateral} - (\text{Peso} / \text{Columna}) = 25,488.57 - 12,750 = 12,738.57 \text{ kg} = 28.03 \text{ kips.}$$

Según especificaciones de código AISC:

$$F_t = 54.00 \text{ ksi} = \text{Esfuerzo permisible a tensión (kips/pulg}^2\text{)}$$

$$F_v = 32.00 \text{ ksi} = \text{Esfuerzo permisible a corte (kips/pulg}^2\text{)}$$

$$A_t = 0.7308 \text{ pulg}^2 = \text{Área que resiste a tensión en el tornillo.}$$

$$A_v = 0.7854 \text{ pulg}^2 = \text{Área que resiste a corte en el tornillo.}$$

Tensión / # de pernos = 28.03 kips / 4 = 7.01 kips.

Corte / # de pernos = 12.93 kips / 4 = 3.23 kips.

$f_t = 7.01 / 0.7308 = 9.59 \text{ kips} / \text{pulg}^2 = \text{esfuerzo real} / \text{tornillo (tensión)}.$

$f_t < F_t \rightarrow 9.59 < 54.00 \quad \text{SI CUMPLE}$

$f_v = 3.23 / 0.7854 = 4.12 \text{ kips} / \text{pulg}^2 = \text{esfuerzo real (corte)}.$

$f_v < F_v \rightarrow 4.12 < 32.00 \quad \text{SI CUMPLE}$

Además se deben comprobar los esfuerzos anteriores por la siguiente fórmula para esfuerzos combinados:

$$F_{tv} = 28.00 - 2.6f_v$$

$$F_{tv} < F_t \rightarrow F_t = 20.00$$

$$F_{tv} = 28.00 - (2.6 * 4.12) = 17.29 < 20.00 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Placa base para columnas

$$F_p = P_t / b * c = 330,650 \text{ lb.} / (15.75 \text{ pulg.} * 15.75 \text{ pulg.}) = 1,332.93 \text{ lb} / \text{pulg}^2.$$

Diseño del pedestal

Se tomará un ancho de 0.45 m.

Altura del pedestal $h = 3a$; donde $a =$ ancho de pedestal

$$h = 3 * 0.45 = 1.35 \text{ m.}$$

Refuerzo del pedestal

Permite determinar con certeza qué tipo de columna es el pedestal. El código ACI, señala los siguientes parámetros:

Si $E < 21$, entonces es columna corta.

Si $21 < E < 100$, es columna intermedia.

Si $E > 100$, se trata de una columna larga.

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

$$E = (K * Lu) / r$$

Donde:

K = factor de pandeo, el cual se tomará igual a 1.

Lu = longitud libre entre apoyos.

r = radio de giro de la sección.

El radio de giro se calculará de acuerdo con:

$r = 0.3$, para columnas cuadradas o rectangulares.

$r = 0.25$, para columnas circulares.

$$E = (1 * 1.35) / 0.3$$

$E = 4.50 < 21$, se trata de una columna corta.

Carga axial

Se considera 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 código ACI, propone la siguiente fórmula para el cálculo de la resistencia última a compresión para una columna corta:

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

Donde:

- Pu = resistencia última de la columna.
- ϕ = factor de compresión = 0.70.
- Ag = área de la sección de la columna.
- As = área de acero en cm^2 .
- f'_c = resistencia nominal del concreto en kg/cm^2 .
- fy = resistencia a fluencia del acero en kg/cm^2 .

Para el diseño del pedestal se usará concreto con una resistencia de $f'_c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ y se utilizará acero de grado 40.

Se probará con el acero mínimo, para el cual el código ACI especifica el 1% del área de la sección, por lo tanto tenemos:

$$\text{Área} = 0.45 \text{ m.} * 0.45 \text{ m.} = 0.20 \text{ m}^2 = 2,000 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.01 * 2,000 \text{ cm}^2 = 20 \text{ cm}^2.$$

$$P_u = 0.7 ((0.85 * 210) * (2,000 - 20) + (2,810 * 20))$$

$$P_u = 286,741 \text{ kg} = 630,830.20 \text{ lb.}$$

$$P_u \text{ con } 1\% \text{ de acero} > \text{Peso/Columna.}$$

Para el refuerzo mínimo por corte, el ACI señala un espaciamiento mínimo por corte igual o menor que la mitad del lado más corto del pedestal y un recubrimiento mínimo de 5 cm.

Espaciamiento por corte:

$$S \leq d/2, \text{ donde } d = \text{ancho de columna} - \text{recubrimiento.}$$

$$d = 0.45 \text{ m.} - 0.05 \text{ m.} = 0.40 \text{ m.} = 40 \text{ cm.}$$

$$S = 40 / 2 = 20 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se usarán 8 varillas No. 6, con estribos No. 3, espaciados a cada 20 cm.

Diseño de zapatas

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

$$M_v = F_s * H$$

$$M_e = PT * 3,600 * L$$

Donde:

M_v = momento de volteo (Ton-m).

M_e = momento estabilizante (Ton-m).

F_s = fuerza de sismo.

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

PT = peso total de la estructura.

L = separación entre dos columnas consecutivas.

Al existir fuerzas laterales actuantes, éstas provocan el momento de volteo, este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje del soporte una distancia X_u .

$$X_u = M_v / PT$$

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

$$X_u < L * 1/6$$

Donde L es el diámetro a centro de columnas, y también cuando la relación entre momento estabilizante y el momento de volteo sea mayor o igual que 1.5.

$$CE = M_e / M_v$$

Donde:

CE = coeficiente de estabilidad ≥ 1.5 .

Peso de la estructura

$$\begin{aligned} \text{Peso del pedestal} &= \text{Vol.} * \gamma_{\text{concreto}} \\ &= 0.45 \text{ m.} * 0.45 \text{ m.} * 1.35 \text{ m.} * 2,400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 656.10 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$PT = P_{\text{depósito}} + P_{\text{torre}} + P_{\text{pedestal}}$$

$$PT = 10,927.59 + 656.10$$

$$PT = 11,583.69 \text{ kg.} = 11.58 \text{ ton.}$$

Verificación por volteo

La carga de sismo se tomará como $F_s = 10\%PT$.

$$F_s = 1.16 \text{ ton.}$$

$$H = 1.35 \text{ m.} + 12.00 \text{ m.} = 13.35 \text{ m.}$$

$$M_v = F_s * H$$

$$M_v = 1.16 \text{ ton.} * 13.35 \text{ m.}$$

$$M_v = 15.49 \text{ ton-m.}$$

$$X_u = M_v / PT$$

$$X_u = 15.49 \text{ ton-m} / 11.58 \text{ ton.}$$

$$X_u = 1.34 \text{ m.}$$

Cálculo de las cargas

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

$$L = 0.45 \text{ m.} = \text{ancho de pedestal.}$$

$$P_{\text{cuerpo del depósito}} = 2,319.26 \text{ kg.}$$

$$P_{\text{líquido}} = 40,000 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga muerta} = 2.319 / 4 = 0.58 \text{ ton.}$$

$$\text{Carga viva} = 40 / 4 = 10 \text{ ton.}$$

Dimensionamiento de la zapata

$$A_{\text{zapata}} = P_t / V_s$$

Donde:

$$P_t = \text{carga de trabajo}$$

$$A'_{\text{zapata}} = (C_m + C_v) / V_s$$

$$A'_{\text{zapata}} = (0.58 + 10) / 15 = 0.71 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{zapata}} = \text{factor} * A'_{\text{zapata}}$$

Factor = 20% de incremento por flexión

$$A_{\text{zapata}} = 1.20 * 0.71 = 0.85 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{A_{\text{zapata}}} = \sqrt{0.85} = 0.92 \text{ m} \approx 1.25 \text{ m}$$

$$L = 1.25 \text{ m.}$$

Carga de diseño

$$P_d = P_u / A_{\text{zapata}}$$

Donde:

$$P_d = \text{carga de diseño.}$$

$$P_u = 1.4C_m + 1.7C_v$$

$$P_u = (1.4 * 0.58) + (1.7 * 10)$$

$$P_u = 17.812 \text{ ton.}$$

$$P_d = 17.812 \text{ ton} / 1.5625 = 11.40 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por flexión

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_u = P_d * \text{área} = L * d$$

Donde:

V_c = resistencia última del concreto por corte.

V_u = esfuerzo de corte actuante.

$$\text{Verificación: } V_c > V_u$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 125 * d/1000$$

$$V_c = 816.05 * d/1000$$

$$V_u = 11.40 * 1.25 * (((1.25 - 0.45)/2) - d/100)$$

$$V_u = 14.25 * (0.40 - d/100)$$

Utilizando, $d = 25.00 \text{ cm.}$

$$V_c = 20.40 \text{ ton.}$$

$$V_u = 2.14 \text{ ton.}$$

$$20.40 \text{ ton.} > 2.14 \text{ ton.}$$

SI CUMPLE

Verificación por punzonamiento.

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * b$$

$$V_u = P_d (A_{\text{zapata}} - A_{\text{pz}})$$

$$d = \text{espesor asumido} = 25 \text{ cm} = t$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \varnothing/2$$

$$d = 25 - 5 - 1.59/2 = 19.205 \text{ cm.}$$

$$b_o = \text{perímetro punzocortante}$$

$$b_o = 4 * (25 + d)$$

$$b_o = 4 * 44.205 = 176.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{pz} = (25 + d/100)^2$$

$$A_{pz} = (42/100)^2$$

$$A_{pz} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * d/1000 * b_o$$

$$V_c = 57.72 \text{ ton.}$$

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

$$V_u = 11.40 ((1.25 * 1.25) - 0.18)$$

$$V_u = 15.76 \text{ ton.}$$

Diseño del acero de refuerzo

$$M = P_b * L^2 / 2$$

Donde:

$$L = (l/2 - n/2)$$

$l/2$ = longitud media de la zapata.

$n/2$ = longitud media de la sección de la columna.

$$M = 11.40 * (1.25/2 - 0.45/2)^2 / 2$$

$$M = 0.912 \text{ ton-m} \approx 912 \text{ kg-m}$$

$$A_s = M / (\beta * f'c * (d - t))$$

Donde:

$$d = 19.205 \text{ cm.}$$

$$b = 125 \text{ cm.}$$

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

$$fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 912 \text{ kg-m}$$

$$\beta = 0.85$$

$$A_s = 91,200 / ((0.85 * 210 * (19.205 - 2.50)))$$

$$A_s = 30.59 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 8 varillas No. 7, colocados @ 0.14 m ambos sentidos.

Como factor de seguridad se aumentó el tamaño y el peralte de las zapatas, quedando las dimensiones como:

$$\text{Lado de la zapata} = 1.25 \text{ m.}$$

$$\text{Peralte} = 0.30 \text{ m.}$$

1.5. Cálculo hidráulico de la línea de impulsión.

- Datos para el cálculo hidráulico.

Fuente:	Nacimiento
Aforo:	2.02 litros/seg.
Fecha:	4 de noviembre 2,005.
Sistema:	línea de conducción por bombeo.
Población de diseño:	684 habitantes.
Período de diseño:	20 años.
Dotación:	90 Lts/hab/día.
Clima:	Cálido.
Factor de día máximo:	1.5

Factor de hora máximo: 2.5
Longitud de diseño: 2,238.03 m.

Caudal medio diario (Qm)

Este parámetro se refiere al valor promedio de consumo diario que se espera tendrá la población, el cual se estima así:

$$\begin{aligned} Q_m &= (\text{Dotación} * \text{No. Habitantes}) / 86,400 \\ Q_m &= (90 \text{ lts/hab/día} * 684 \text{ habitantes}) / 86,400 \text{ seg. /día} \\ Q_m &= 0.7125 \text{ lts/seg.} \end{aligned}$$

Caudal de día máximo (QD. máx)

Es el día de máximo consumo de una serie de registros obtenidos en un año, regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población. El valor que se obtiene es utilizado en el diseño de la fuente, captación, línea de conducción y planta de tratamiento.

Por falta de registro, el caudal de día máximo, será el producto de multiplicar el caudal medio diario por un factor de día máximo (FD.máx) que oscile entre 1.2 y 1.5 para poblaciones futuras menores a 1,000 habitantes.

Al tomar en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que, para este estudio el factor de día máxima (FD.máx) es de 1.5 con lo cual se tiene:

$$\begin{aligned} QD. \text{ máx} &= Q_m * FD. \text{ máx} \\ QD. \text{ máx} &= 0.7125 \text{ lts/seg.} * 1.5 \end{aligned}$$

$$QD. \text{ máx} = 1.07 \text{ lts/seg.}$$

Donde:

$$QD.\text{máx} = \text{Caudal de día máximo en lts/seg.}$$

$$FD.\text{máx} = \text{Factor de día máximo}$$

$$Qm = \text{Caudal medio diario en lts/seg.}$$

Caudal de hora máximo (QH. máx)

Es conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea y red de distribución. Es la hora de máximo consumo del día, el valor obtenido se usará para el diseño de la línea de distribución y la red de distribución.

Para determinar este caudal se debe multiplicar el caudal medio diario por el coeficiente o factor de hora máximo (FH.máx) cuyo valor es de 2.0 a 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes.

La selección del factor es función inversa al tamaño de la población a servir, por lo que para el presente estudio el factor de hora máxima tendrá un valor de 2.5 con lo cual se tiene:

$$QH. \text{ máx} = Qm * FH. \text{ máx}$$

$$QH. \text{ máx} = 0.7125 \text{ lts/seg.} * 2.5$$

$$QH. \text{ máx} = 1.78 \text{ lts/seg.}$$

Donde:

$$QH.\text{máx} = \text{Caudal de hora máximo en lts/seg.}$$

$$FH.\text{máx} = \text{factor de hora máxima}$$

$$Qm = \text{Caudal medio diario en lts/seg.}$$

Caudal de bombeo (Qb)

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo, se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes el período de bombeo, el cual se determina en función del caudal que proporciona la fuente. En este caso se determina por medio del que se necesita para abastecer a todas las viviendas en este proyecto.

Dicho período afecta directamente el diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación. De acuerdo con U.N.E.P.A.R., las horas de bombeo utilizadas para motores diesel es de 8 a 12 hrs., ya que no se cuenta con energía eléctrica en el lugar donde se ubicará el equipo de bombeo; por lo que se asumió 8 horas de bombeo.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que debe diseñarse para un período de 10 años, más no el resto de los componentes del sistema, por lo que la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea suficiente para abastecer a una población futura de 20 años, como este caso.

El caudal de bombeo para el presente estudio fue diseñado de la siguiente manera:

$$Q_b = \frac{Q_c \times 24 \text{ hrs.}}{HB}$$

$$Q_b = \frac{1.07 \text{ lts/seg} \times 24 \text{ hrs.}}{8 \text{ hrs.}}$$

$$Q_b = 3.21 \text{ lts/seg}$$

Donde:

- Q_b = Caudal de bombeo en lts/seg.
- Q_c = Caudal de conducción o de día máximo en lts/seg.
- HB = Número de horas de bombeo al día

Tubería de succión

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba, uniéndola a la misma con el volumen de agua a elevarse.

Su diámetro debe ser igual o mayor al diámetro de la tubería de descarga. Si se requiere una línea de succión larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso del agua. Se debe tender con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de burbujas de aire.

En la entrada de esta tubería se recomienda utilizar una coladera con válvula de pie, debido a que disminuye el riesgo de entrada de materia indeseable al tubo de succión; y, al mismo tiempo, tiene la particularidad de retener el agua que ha entrado a la tubería, evitando la necesidad de cebar la bomba después de que ha dejado de operar. También se acostumbra colocar en la entrada de esta tubería, una campana de succión, que puede construirse con o sin válvula de pie y es útil para minimizar la resistencia al paso del agua.

Tubería de descarga

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente en abastecimiento de agua potable en el área rural. Esta tubería descarga

el líquido a un tanque de distribución, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución.

De acuerdo a las normas de U.N.E.P.A.R., la velocidad requerida debe ser de 3 m/seg. Además, debe de colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga.

En las líneas de impulsión o bombeo, se aconseja utilizar un solo diámetro para toda la línea, este diámetro recibe el nombre de diámetro económico.

Luego de determinado el caudal de bombeo, se puede diseñar la tubería de descarga con la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} De &= 1.8675 \times (Qb)^{1/2} \\ De &= 1.8675 \times (3.21 \text{ lts/seg})^{1/2} \\ De &= 3.35 \text{ pulg.} \end{aligned}$$

Donde:

- De = Diámetro económico en pulgadas.
- Qb = Caudal de bombeo en lts/seg.
- 1.8678 = Factor de conversión de metros a pulgadas.

Como este diámetro no existe comercialmente, entonces se procede a verificar la velocidad y la pérdida de carga con los diámetros comerciales inmediatos inferior y superior.

Debido a que el diámetro económico no existe comercialmente, se verificará la velocidad con los diámetros de 3" y 4", determinándose con la fórmula siguiente:

$$V = 1.974 \times (Qb / De^2)$$

Donde: $0.60 \text{ m/seg} \leq V \leq 3.00 \text{ m/seg}$.

V = Velocidad de flujo en la tubería en m/seg.

Qb = Caudal de bombeo en lts/seg.

De = Diámetro económico interior en pulgadas.

1.974 = Factor de conversión en lts/pulg² a m³/seg².

V (3") = $1.974 \times 3.21 / (3.23)^2 = 0.61 \text{ m/seg}$. Sí cumple.

V (4") = $1.974 \times 3.21 / (4.154)^2 = 0.37 \text{ m/seg}$. No cumple.

Para la verificación de las pérdidas de cargas, se utilizó la ecuación de Hazen-Williams, la cual se formula de la siguiente forma:

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

En donde:

Hf = Pérdida de carga en metros.

L = Longitud del tramo en estudio en metros.

Q = Caudal de conducción en lts/seg.

C = Coeficiente de rugosidad (= 140 para P.V.C.)

D = Diámetro interior de la tubería en pulgadas (3.23").

$$H_f = \frac{1743.811 * 2,238.03 * 3.21^{1.85}}{140^{1.85} * 3.23^{4.87}}$$

Para diámetro 3" Hf = 11.97 mca.

Para el proyecto en estudio se utilizará diámetro de tres pulgadas, debido a que cumple con los parámetro de velocidad para tuberías de descarga.

Capacidad del tanque de distribución

Los tanques de distribución tienen como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando el abastecimiento requerido a lo largo del día.

Además, pueden proporcionar agua durante algunas horas en caso de una emergencia, como una rotura o suspensión del flujo del agua en una línea de conducción.

La capacidad de los tanques se calcula de acuerdo a la demanda real de las comunidades; en el caso de no contarse con datos propios de una población, se puede adoptar la demanda de otra con características semejantes.

Ante la falta de cualquier información, se suele calcular la capacidad de un tanque de distribución como un porcentaje del consumo medio diario; en el caso de sistemas por bombeo el porcentaje se toma entre el 40% y 65%; de acuerdo al número de horas de operación.

Los tanques de distribución normalmente se construyen de concreto ciclópeo, concreto reforzado, mampostería reforzada y en los tanques elevados, predomina el uso del acero. Debido a las características del terreno y los requerimientos de la red de distribución, los tanques pueden estar totalmente enterrados, semienterrados, superficiales o elevados. Para este caso particular, se utilizará un tanque metálico elevado. Esto se hará debido a la ubicación del tanque y topografía de la comunidad. Además, se podrá satisfacer las presiones mínimas y máximas en la red de distribución.

En el caso de la comunidad en estudio, se considerará un almacenamiento de 65% del caudal medio diario. El volumen del tanque se calcula con la fórmula siguiente:

$$\begin{aligned}\text{Vol.} &= 65\% \text{ de } Q_m \\ \text{Vol.} &= 0.65 * 61,560 \text{ lts/día.} \\ \text{Vol.} &= 40,014 \text{ lts/día} \\ \text{Vol.} &= \underline{40.00 \text{ m}^3/\text{día}}\end{aligned}$$

Se tomará para el proyecto un volumen de tanque de:

$$\text{Vol.} = 40 \text{ m}^3 \text{ (ver plano x/x)}$$

Carga dinámica total (C.D.T.)

La carga dinámica total es la presión real expresada en metros columna de agua contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. Su cálculo para bombas centrífugas depende de la dirección del eje de la rotación, por lo que la C.D.T. en bombeo horizontal será diferente en la C.D.T. en bombeo vertical.

Para el presente estudio se determinará la C.D.T. en bombeo horizontal, como se mencionó con anterioridad, existe un manantial o nacimiento que será la fuente de abastecimiento para el proyecto.

La carga dinámica total para la cual funcionará la bomba se determina con la siguiente expresión, considerando los siguientes aspectos:

$$H_m = h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm}$$

Donde:

hd = diferencia de altura entre el nivel de agua en la descarga y el ojo del impulsor, en m.

hfd = pérdida de carga por fricción en la tubería de descarga, en m.c.a.

hfv = pérdida de carga por velocidad en la descarga, en m.c.a.

hfm = pérdidas menores de carga producida por accesorios, en m.c.a.

- Altura de tanque de succión = 2.00 metros
- Altura de tanque de succión y tanque de distribución = 57.31 metros + 2.00 metros = 59.31 metros
- Longitud de bombeo = 2,208.03 metros
- Tubería de impulsión
 - L = 2,208.03 metros
 - Diámetro = 3 pulgadas
 - Q = 3.21 lts/seg
 - C = 140 para P.V.C.
 - h = 57.31 metros
 - hf = 11.97 metros
- Cálculo de pérdidas menores
 - $h_{fm} = K \times V^2 / 2g$ K = 8.2 para accesorios.
 - hfm = 0.1558 metros
- Pérdidas por velocidad
 - $h_{fv} = V^2 / 2g$
 - hfv = 0.019 metros

Sustituyendo valores en la fórmula, tenemos:

$$H_m = hd + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm}$$

$$\begin{aligned}
 H_m &= 56.71 + 11.97 + 0.019 + 0.1558 \\
 H_m &= 68.86 \text{ m.c.a.}
 \end{aligned}$$

Selección del tipo de tubería

Para seleccionar el tipo de tubería se debe estimar el caudal a conducir, las condiciones en la que estará la tubería, las presiones a las que estará sometida. Se propone utilizar, en el presente estudio, tubería PVC clase 160 psi, entonces hay que verificar las presiones de la tubería.

Debido al golpe de ariete, existen sobrepresiones en la tubería. Se le denomina golpe de ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación, ocasionada por rápidas fluctuaciones en el gasto producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de la bomba. Para el cálculo de sobre presión por golpe de ariete, se ha adoptado la fórmula de *N. Joukovsky* que se escribe a continuación:

$$a = (145 * V) / \sqrt{1 + [(Ea / D) / (Et * e)]}$$

Donde:

- a = sobre presión de inercia por golpe de ariete, en m/seg.
- V = velocidad del agua en la tubería, en m/seg.
- Ea = módulo de elasticidad del agua, en kg/cm².
- D = diámetro interior de la tubería, en cm.
- e = espesor de la tubería, en cm.
- Et = módulo de elasticidad del material de la tubería, en kg/cm².

El cálculo es el siguiente:

$$a = (145 * 0.61) / \sqrt{1 + [(20,670 * 8.204) / (32,8000 * 0.343)]}$$
$$a = \underline{79.95 \text{ m/seg.}}$$

Para expresar la sobre presión en m.c.a. se utiliza la siguiente fórmula:

$$dp = (a * V) / g$$

Donde:

a = sobre presión por golpe de ariete, en m/seg.

V = velocidad de flujo, en m/seg.

g = gravedad, en m/seg².

El cálculo es el siguiente:

$$dp = (79.95 * 0.61) / 9.81$$

$$dp = 4.97 \text{ m.c.a.}$$

La presión total en la tubería a la salida de la bomba se determina de la siguiente manera:

- Altura del eje de la bomba al nivel de entrada del tanque = 54.91 metros
- Pérdida de carga de la línea de conducción (Hazen-Williams) = 11.97 m
- Sobre presión = 4.97 m

Altura total = 71.85 mca = 103 psi < 160 psi

De esto se deduce que la clase de tubería de la línea de impulsión debe ser de 160 psi.

Potencia de Bomba (Pot)

Para el cálculo de la potencia de la bomba se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Pot.} = (\text{Hm} * \text{Qb}) / (76 * e_b * e_m)$$

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo = 3.21 lts/seg.

H_m = Carga dinámica total = 68.86 m.c.a.

e_b = 60% = eficiencia de la bomba

e_m = 80% = eficiencia del motor

Sustituyendo valores en la fórmula, tenemos:

$$\text{Pot.} = (68.86 \text{ m.c.a.} * 3.21 \text{ lts/seg.}) / (76 * 0.6 * 0.80)$$

$$\text{Pot.} = 6.03 \text{ hp.} = 9\text{hp}$$

Para el presente proyecto se utilizará una bomba de eje horizontal, con una potencia de 9 hp y con motor diesel.

1.5.1. Diseño del equipo de bombeo

El propósito de cualquier bomba es transformar la energía mecánica o eléctrica en energía de presión.

En obras hidráulicas la más común es la bomba centrífuga, la cual transforma la energía mecánica o eléctrica en energía cinética que, a la vez, se transforma en energía

de presión por medio de las aspas o alabes o un tipo de descarga con divergencia gradual.

La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la carga dinámica total, comunicada al agua por la bomba. La carga dinámica total es siempre mayor que la carga total de elevación, contra la cual trabaja la bomba para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería.

La carga de presión generada por la bomba es llamada carga dinámica total o carga manométrica e indica siempre la energía dada al agua a su paso por la bomba, está dada por la expresión:

$$H_m = \frac{V^2}{2g} + h_f + h_s + h_i + h_a$$

o bien, $H_m = \text{carga estática} + \text{pérdidas mayores} + \text{pérdidas menores}$

Donde:

- H_m = Carga dinámica total, en m.
- $V^2 / 2g$ = Carga de velocidad, en m.
- V = velocidad media del agua, en m/seg.
- h_f = Pérdidas por fricción en la tubería, en m.
- h_s = Pérdidas secundarias, en m.
- h_i = altura de impulsión, en m.
- h_a = altura de aspiración, en m.

Pérdidas mayores (hf)

$$hf = \frac{k' \times L \times Q^{1.85}}{1000}$$

Donde:

- k' = valores para hf según el diámetro interior real de cada tubo.
- D = Diámetro interior real en pulgadas.
- C = coeficiente de fricción; para tubería PVC varía de 140 a 150 (C=140).
- Q = Caudal, en lts/seg.
- L = Longitud de diseño, en m.
- hf = Pérdida por fricción en la tubería, en m.

Pérdidas menores

No existen válvulas ni codos que hagan significativas las pérdidas menores, por lo que se asume un valor conservador de 1.00 metros.

Las bombas centrífugas horizontales; son bombas cuyo eje es horizontal, que sirve de apoyo a uno o varios impulsores giratorios que generan el movimiento del agua, principalmente debido a la acción de una fuerza centrífuga.

Las bombas centrífugas horizontales tienen la ventaja de poder ser ubicadas en sitio aparte del punto de captación, lo cual permite escoger una ubicación más favorable en lo relativo a posibilidad de inundación, mejor terreno para fundación, acceso, etc.

Esta ventaja de libertad de ubicación respecto a la fuente o sitio de captación, las hace útiles en casetas de bombeo, plantas de tratamiento, embalses y pozos con niveles de bombeo alto.

1.6. Cálculo hidráulico de la línea y ramales de distribución

La red de distribución está constituida por todo el sistema de tuberías, desde el tanque de distribución hasta aquellas líneas de las cuales parten las conexiones domiciliarias. El propósito fundamental de la red de distribución es el de proporcionar las cantidades adecuadas de agua a todos los usuarios, para satisfacer todas las necesidades en cualquier momento y a una presión razonable.

1.6.1. Caudal de diseño para los puntos de consumo

La red de distribución de la comunidad de Canaán, se dividirá en nueve circuitos cerrados y en ramales abiertos.

Al estar trazados los circuitos, el diseñador, usando su criterio, identifica los nudos de los circuitos con letras mayúsculas. Después localiza los puntos de consumo en cada nudo.

Luego se calcula el caudal que consumirá cada vivienda, a este caudal se le denomina “caudal de vivienda”, para su cálculo se divide el caudal de hora máxima entre el número total de viviendas a abastecer.

Para realizar el cálculo del consumo o gasto de cada tramo, se determina primero, el número de viviendas comprendidas en el tramo (ver plano de densidad de vivienda), luego se multiplica por el caudal de vivienda.

A criterio del diseñador, se distribuirá el caudal de hora máxima en cada tramo, siempre teniendo en cuenta restarle el gasto de cada tramo, hasta que se distribuya el caudal por todos los tramos.

Se debe de tener en cuenta que la sumatoria de consumo en cada nudo debe de ser igual al caudal de hora máxima.

1.6.2. Método de Hardy Cross

Hardy Cross introdujo este método de pruebas y errores controlados, el cual fue trasladado por él, del análisis estructural al análisis hidráulico. Al aplicar este método, los cálculos se vuelven más rápidos si las relaciones de flujo se expresan como una fórmula exponencial o sea la ecuación $HF = 1743.811 * (L/D)^{4.87} * (Q/C)^{1.85}$.

En este método se suponen positivos los caudales en sentido de las agujas del reloj y las pérdidas de carga asociadas, y con signo negativo, los caudales en contra de las agujas del reloj y las pérdidas asociadas, además se satisface la ecuación de continuidad en cada punto de consumo en la red.

Conociendo los valores de gasto para cada punto de consumo y el caudal del ingreso en la red ($QH.máx = 1.78$ lts/seg.); se propone una distribución tentativa del flujo de la red; así como también el sentido del mismo. Además, en base a la observación de los puntos de mayor consumo, se proponen una magnitud lógica de tamaños de los diámetros de tubería.

Para el cálculo para las condiciones propuestas en la red, se emplea la fórmula de Hazen-Williams. Esta fórmula tiene las siguientes características:

- Los resultados con respecto de la realidad son conservadores.
- Brinda mejores resultados en diámetros mayores de 2”.
- La ecuación de Hazen-Williams puede utilizarse en diámetros menores de 2”, pero recomienda la utilización del diámetro real interior, ya que el nominal conduce a errores en los resultados.

En la práctica, la ecuación de Hazen-Williams es la más utilizada, debido a la aproximación de los resultados obtenidos, así como por la facilidad de aplicación.

Utilizando la ecuación de *Hazen-Williams*, y con los datos o condición inicial propuesta, se procede a calcular el valor de la pérdida de carga (en mca); dicha pérdida se calcula con la fórmula siguiente:

$$HF = (1743.811 * L * Q^{1.85}) / (D^{4.87} * C^{1.85})$$

Donde:

HF	=	pérdida de carga
L	=	longitud del tramo (m)
Q	=	caudal (lts/seg)
D	=	diámetro nominal de tubería (plg)
C	=	coeficiente de rugosidad (adimensional)

Para determinar el coeficiente de rugosidad, tomando en cuenta que se tiene planificado utilizar tubería PVC, el fabricante especifica utilizar un valor de 150 para tuberías nuevas; aunque está demostrado que este valor es conservador, por lo que el presente estudio se utilizará un coeficiente de rugosidad $C = 140$.

Luego de calcular HF, se determina la relación HF/Q; y se calcula la corrección con la siguiente fórmula:

$$\text{Corrección} = - (\text{Sum. HF}) / ((1.85 * \text{Sum.}) (HF / Q))$$

Todas las tuberías comunes a dos circuitos, deben ser modificadas en el valor de la corrección respectiva (calculado según el circuito calculado) más el valor que corresponda a dicha tubería común (en el circuito próximo) multiplicado por “-1”.

El valor del caudal debe ser ingresado con el signo correspondiente al sentido del flujo asumido, que será positivo si el sentido asumido es a favor de las agujas del reloj; y negativo si es en contra de las agujas del reloj.

El caudal modificado se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{modificado}} = Q_0 + \text{Corrección} + \text{Corrección de tubería común.}$$

El valor calculado se coloca en la columna de caudal inicial o caudal de la iteración (columna de caudal), sustituyendo al caudal inicialmente asumido. Se procede nuevamente a calcular toda la tabla, para obtener un nuevo caudal (segunda iteración), y así sucesivamente, hasta que los valores de las correcciones sean menores o iguales al 1% del caudal de entrada.

Ahora se procede a revisar los criterios propuestos con la aplicación del método de Hardy Cross, para cada circuito, las distancias de cada tramo, los puntos de consumo con sus respectivos caudales, los caudales iniciales asumidos para cada tramo, las cotas de terreno en los puntos de consumo y los diámetros propuestos para cada tramo.

El método de Hardy Cross converge en la tercera iteración. Para facilitar la lectura y condensar el espacio, las correcciones se presentan en forma de tabla.

En los siguientes cuadros, se tabulan los datos y resultados para la primera y tercera iteración de los circuitos propuestos; pero antes se debe mencionar que para el presente estudio, la red de distribución de la comunidad se dividió en circuitos cerrados y ramales abiertos.

En la columna de Q_0 , se coloca el caudal asumido por el diseñador.

Primera iteración. Para el circuito 1

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
A-C	3	84	-1.068	-0.0830	0.07797	0.158580	-0.909
A-B	3	83	0.712	0.0390	0.05454	0.158580	0.871
C-D	3	84	-0.507	-0.0210	0.04130	0.081094	-0.426
B-D	3	82	0.274	0.0070	0.02385	0.150464	0.424

Sum. Hf = -0.0580

Sum. Hf/Qo = 0.1976

Primera iteración. Para el circuito 2

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
C-E	2.5	80	-0.507	-0.0490	0.09666	0.077486	-0.429
C-D	3	84	0.507	0.0210	0.04177	-0.081094	0.426
E-F	3	86	-0.150	-0.0020	0.01520	-0.041155	-0.191
D-F	3	83	0.225	0.0050	0.02073	0.171253	0.397

Sum Hf = -0.025

Sum. Hf/Qo = 0.1744

Primera iteración. Para el circuito 3

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
E-G	2.5	92	-0.357	-0.0290	0.08248	0.118641	-0.475
E-F	3	86	0.150	0.0020	0.01520	0.041155	0.191
G-I	2.5	86	-0.274	-0.0170	0.06170	0.118641	-0.393
F-I	2.5	90	0.100	0.0030	0.02738	0.059566	0.160

Sum. Hf = -0.0410

Sum. Hf/Qo = 0.1868

Primera iteración. Para el circuito 4

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
B-D	3	82	-0.274	-0.0070	0.02415	-0.150464	-0.424
B-Ñ	3	88	0.411	0.0150	0.03663	0.008116	0.403
D-N	3	85	-0.500	-0.0210	0.04180	0.101883	-0.398
Ñ-N	3	83	0.356	0.0110	0.03059	0.008116	0.348

Sum. Hf = -0.0020

Sum. Hf/Qo = 0.1332

Primera iteración. Para el circuito 5

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
D-F	3	83	-0.225	-0.0050	0.02073	-0.171253	-0.397
D-N	3	85	0.500	0.0210	0.04180	-0.101883	0.398
F-M	3	85	-0.166	-0.0030	0.01635	-0.152842	-0.319
N-M	3	83	0.205	0.0040	0.01914	-0.015428	0.190

Sum. Hf = 0.0170

Sum. Hf/Qo = 0.0980

Primera iteración. Para el circuito 6

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
F-I	2.5	90	-0.100	-0.0030	0.02738	-0.059566	-0.160
F-M	3	85	0.166	0.0030	0.01635	0.152842	0.319
I-L	2.5	86	-0.237	-0.0130	0.05456	0.059075	-0.296
M-L	3	88	0.105	0.0010	0.01150	0.035030	0.140

Sum. Hf = -0.0120

Sum. Hf/Qo = 0.1098

Primera iteración. Para el circuito 7

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
N-M	3	83	-0.205	-0.0040	0.01914	0.015428	-0.190
N-R	3	90	0.459	0.0190	0.04116	-0.078339	0.538
M-Q	3	90	-0.156	-0.0030	0.01646	-0.102384	-0.259
R-Q	2.5	80	0.112	0.0030	0.02676	-0.015192	0.097

Sum. Hf = 0.0150

Sum. Hf/Qo = 0.1035

Primera iteración. Para el circuito 8

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
M-L	3	88	-0.105	-0.0010	0.01150	-0.035030	-0.140
M-Q	3	90	0.156	0.0030	0.01646	0.102384	0.259
L-P	2.5	92	-0.206	-0.0110	0.05165	0.024045	-0.230
Q-P	2.5	91	0.122	0.0040	0.03283	0.024045	0.098

Sum. Hf = -0.0050

Sum. Hf/Qo = 0.1124

Primera iteración. Para el circuito 9

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
R-Q	3	80	-0.112	-0.0010	0.01101	0.015192	-0.097
R-T	3	86	0.293	0.0080	0.02682	-0.063147	0.229
Q-S	3	85	-0.091	-0.0010	0.00982	-0.063147	-0.154
T-S	3	80	0.046	0.0000	0.00518	-0.063147	-0.017

Sum. Hf = 0.0060

Sum. Hf/Qo = 0.0528

A continuación se presentan las tablas de la tercera iteración.

Tercera iteración. Para el circuito 1

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
A-C	3	84	-0.893	-0.0600	0.06694	0.010583	-0.882
A-B	3	83	0.883	0.0580	0.06551	0.010583	0.894
C-D	3	84	-0.448	-0.0170	0.03719	-0.013725	-0.462
B-D	3	82	0.424	0.0150	0.03464	0.002777	0.427

Sum. Hf = -0.0040

Sum. Hf/Qo = 0.2043

Tercera iteración. Para el circuito 2

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
C-E	3	80	-0.391	-0.0300	0.07756	0.024308	-0.367
C-D	3	84	0.448	0.0170	0.03762	0.013725	0.462
E-F	3	86	-0.310	-0.0090	0.02817	-0.005257	-0.315
D-F	3	83	0.411	0.0140	0.03455	0.011479	0.422

Sum. Hf = -0.008

Sum. Hf/Qo = 0.1779

Tercera iteración. Para el circuito 3

TRAMO	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
E-G	2.5	92	-0.318	-0.0240	0.07482	0.029565	-0.288
E-F	3	86	0.310	0.0090	0.02817	0.005227	0.315
G-I	2.5	86	-0.236	-0.0130	0.05428	0.029565	-0.206
F-I	2.5	90	0.262	0.0160	0.06209	-0.019308	0.243

Sum. Hf = -0.0120

Sum. Hf/Qo = 0.2194

Tercera iteración. Para el circuito 4

CIRCUITO 4	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
B-D	3	82	-0.424	-0.0150	0.03505	-0.002777	-0.427
B-Ñ	3	88	0.419	0.0160	0.03723	0.007806	0.427
D-N	3	85	-0.406	-0.0140	0.03501	-0.005023	-0.411
Ñ-N	3	83	0.364	0.0110	0.03116	0.007806	0.372

Sum. Hf = -0.0020

Sum. Hf/Qo = 0.1385

Tercera iteración. Para el circuito 5

CIRCUITO 5	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
D-F	3	83	-0.411	-0.0140	0.03455	-0.011479	-0.422
D-N	3	85	0.406	0.0140	0.03501	0.005023	0.411
F-M	3	85	-0.350	-0.0110	0.03086	-0.036044	-0.386
N-M	3	83	0.294	0.0080	0.02599	0.025246	0.319

Sum. Hf = -0.0030

Sum. Hf/Qo = 0.1264

Tercera iteración. Para el circuito 6

CIRCUITO 6	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
F-I	2.5	90	-0.262	-0.0160	0.06209	0.019308	-0.243
F-M	3	85	0.350	0.0110	0.03086	0.036044	0.386
I-L	2.5	86	-0.242	-0.0130	0.05545	0.048873	-0.193
M-L	2.5	88	0.172	0.0030	0.01747	0.056851	0.229

Sum. Hf = -0.0150

Sum. Hf/Qo = 0.1659

Tercera iteración. Para el circuito 7

CIRCUITO 7	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
N-M	3	83	-0.294	-0.0080	0.02599	-0.025246	-0.319
N-R	3	90	0.457	0.0190	0.04100	-0.012417	0.444
M-Q	3	90	-0.361	-0.0120	0.03355	-0.004439	-0.365
R-Q	3	80	0.128	0.0040	0.03002	0.018221	0.146

Sum. Hf = 0.0030

Sum. Hf/Qo = 0.1306

Tercera iteración. Para el circuito 8

CIRCUITO 8	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
M-L	3	88	-0.172	-0.0030	0.01747	-0.056851	-0.229
M-Q	3	90	0.361	0.0120	0.03355	0.004439	0.365
L-P	2.5	92	-0.208	-0.0110	0.05216	-0.007978	-0.216
Q-P	2.5	91	0.120	0.0040	0.03233	-0.007978	0.112

Sum. Hf = 0.0020

Sum. Hf/Qo = 0.1355

Tercera iteración. Para el circuito 9

CIRCUITO 9	D	LONG.	Qo	Hf	Hf/Qo	CORRECCIÓN	Qf
R-Q	3	80	-0.128	-0.0020	0.01235	-0.018221	-0.146
R-T	3	86	0.270	0.0040	0.01998	0.010746	0.281
Q-S	3	85	-0.176	-0.0030	0.01721	0.010746	-0.165
T-S	3	80	0.005	0.0000	0.00078	0.010746	0.016

Sum. Hf = -0.0010

Sum. Hf/Qo = 0.0503

Como ejemplo de cálculo se tomará el tramo A-B del circuito número 1 de la primera iteración:

$$Hf = (1743.811 * L * Q^{1.85}) / (D^{4.87} * C^{1.85})$$

$$Hf = (1743.811 * 83 * (0.712)^{1.85}) / (3)^{4.87} * (140)^{1.85}$$

$$Hf = 0.0390 \text{ mca}$$

$$Hf / Qo = 0.0390 / 0.712$$

$$Hf / Qo = 0.05454$$

Para el circuito número 1 se tiene que la corrección es la siguiente:

$$\text{Corrección} = -(\text{Sum. Hf}) / (1.85 * \text{Sum. (Hf/Qo)})$$

$$\text{Corrección} = -(-0.0580) / (1.85 * 0.1976)$$

$$\text{Corrección} = 0.158580$$

$$Q \text{ corregido} = Qo + \text{Corrección}$$

$$Q \text{ corregido} = 0.712 + 0.158580$$

$$Q \text{ corregido} = 0.871 \text{ lts/seg}$$

Para la corrección del caudal de un tramo que es común a dos circuitos como el tramo C-D, que pertenece a los circuitos 1 y 2, se procede de la siguiente forma:

Para el circuito número 1

$$\text{Corrección C-D} = \text{Corrección circuito 1} - \text{Corrección circuito 2}$$

$$\text{Corrección C-D} = 0.158580 - 0.077486$$

$$\text{Corrección C-D} = 0.081094$$

El caudal que se utilizará en la siguiente iteración, es la suma del caudal actual respectivo y la corrección:

$$Q1 = Q0 + \text{Corrección}$$

$$Q1 = -0.507 + 0.081094$$

$$Q1 = -0.426 \text{ lts/seg}$$

Para el tramo C-D del circuito número 2

$$\text{Corrección C-D} = 0.081094 * -1$$

$$\text{Corrección C-D} = -0.081094$$

El caudal que se utilizará en la siguiente iteración, es la suma del caudal actual respectivo y la corrección:

$$Q1 = 0.507 + (-0.081094)$$

$$Q1 = 0.426 \text{ lts/seg}$$

De esta manera se corrigen los caudales en las siguientes iteraciones, hasta que se alcance la precisión adecuada. En este caso, finalizar las iteraciones, la corrección tiene que ser menor o igual a 0.0178, que es el 1% del caudal de entrada.

Como se puede observar en los cuadros descritos anteriormente, el método finaliza en la tercera iteración.

Las condiciones finales de la red, se determinan de la siguiente forma:

- El valor final del caudal que posee la tubería en estudio, es el caudal inicial de la última iteración.
- La pérdida de presión (en mca) es la indicada en la columna H_f , y corresponde al caudal final calculado para la tubería estudiada.

En el listado de planos, consultar el plano de la red de distribución, para observar las condiciones finales de los cálculos efectuados anteriormente.

De acuerdo con las normas de U.N.E.P.A.R., la presión mínima en una red de distribución es de 10 mca y con una presión máxima de 60 mca.

Debido a lo descrito anteriormente, se utilizará un tanque elevado metálico de 10 metros de altura, ya que la cota de terreno del punto A es similar a la cota de terreno en donde se ubicará el tanque de distribución; para poder cumplir con las normas de U.N.E.P.A.R., determinándose la presión en el punto A de 10 mca, la cual será la inicial en la red de distribución.

Para determinar la presión de cualquier punto de consumo, se resta la cota de terreno a la piezométrica. Para encontrar la piezométrica en cualquier punto cuando se trabaja en el sentido del flujo, se resta la pérdida de carga de la piezométrica ya conocida del punto anterior.

Para encontrar la piezométrica y la presión en el punto B se tiene:

Piezométrica A = 148.64 m

H_f en el tramo A-B = 0.058 m

Cota de terreno en B = 128.78 m

Piezométrica en B = Piezométrica en A – Hf en el tramo A-B

Piezométrica en B = 148.64 – 0.058

Piezométrica en B = 148.582 m

Presión en B = Piezométrica en B – Cota de terreno en B

Presión en B = 148.582 – 128.78

Presión en B = 19.802 mca

En la siguiente tabla se muestra la piezométrica para la red de distribución:

Tabla I. Piezométricas de la red de distribución.

NODO	COTA TERRENO	PRESIÓN (mca)	PIEZOMÉTRICA
A	138.640	10.000	148.640
B	128.780	19.802	148.582
C	134.430	14.150	148.580
D	127.120	21.443	148.563
E	130.090	18.460	148.550
F	124.530	24.011	148.541
G	125.310	23.216	148.526
H	125.990	22.523	148.513
I	123.300	25.213	148.513
J	123.000	25.512	148.512
K	114.790	33.734	148.524
L	114.120	34.404	148.524
M	116.140	32.402	148.542
N	120.280	28.273	148.553
Ñ	124.740	23.826	148.566
O	109.590	38.938	148.528
P	108.550	39.981	148.531
Q	111.800	36.733	148.533
R	115.340	33.194	148.534
S	108.550	39.980	148.530
T	108.870	39.660	148.530
U	110.530	38.000	148.530
V	103.990	44.537	148.527
W	104.190	44.340	148.530
X	102.180	46.349	148.529
Y	103.220	45.309	148.529

En el plano de presiones se puede observar los valores finales de presión (mca) en cada uno de los diferentes puntos de consumo.

1.6.3. Sistema de desinfección

Es necesario que en todo sistema de abastecimiento de agua potable exista un equipo para desinfectar el agua a distribuir; ya que aunque el agua en el nacimiento sea potable, ésta puede sufrir algún tipo de contaminación a lo largo de su conducción y distribución.

Dadas las características del proyecto, se recomienda instalar en el tanque de abastecimiento, un hipoclorador hidráulico por gravedad y carga constante.

El desinfectante a utilizar será el hipoclorito de calcio al 65 %. Se recomienda utilizar una dosis de 2 mg/l.

Para el manejo del hipoclorador se deberá consultar con el manual que la Unidad Ejecutora de Acueductos Rurales (UNEPAR) tiene para el efecto.

1.6.4. Obras de arte

El objeto de todo sistema de agua potable es dotar de ésta a los usuarios, de la forma más accesible y esto se logra llegando hasta cada una de las viviendas. Entre las obras de arte que existen para un proyecto de agua potable están: cajas para válvulas, cajas de distribuidoras de caudales, cajas rompe presión, cajas reunidoras de caudal y válvulas.

Debido a la topografía del lugar no fue necesario utilizar obras de arte como lo son las cajas rompe presión y cajas distribuidoras de caudales.

1.7. Informe físico-químico y bacteriológico de muestra de agua

1.7.1. Desinfección

Para tratar el agua y hacerla apta para el consumo humano existen procesos unitarios de tratamiento que alteran la condición específica inicial del agua. Generalmente, el proceso más común es la desinfección, cuyo proceso está destinado a destruir o dificultar el desarrollo de microorganismos de significado sanitario. En este caso se puede citar su acción contra microorganismos patógenos, algas y bacterias ferro-reductoras. Antes de tomar una decisión acerca de qué tratamiento se le dará a la misma, deben realizarse análisis físico-químico y exámenes bacteriológicos precisos, con el fin de determinar las concentraciones de los diferentes parámetros físicos y químicos y de conocer el grado de contaminación bacteriológica, si se pudieran realizar.

1.8. Presupuesto

Se denomina presupuesto al costo total de un proyecto antes de su ejecución, desglosando el costo de las diferentes actividades que se llevan a cabo para su realización (mano de obra), y cada elemento que integra el proyecto.

Toda esta información es adquirida a través de planos, características y condiciones que se exponen en la memoria descriptiva y especificaciones especiales de la obra.

La valoración total del proyecto se obtiene partiendo del precio unitario fijado para las unidades base por la cantidad a utilizar de éstos, dato que se obtiene de la cuantificación de materiales y mano de obra.

Dicha cuantificación se realizó de la siguiente manera:

- Cuantificación de materiales a utilizar para la construcción de tanque de captación, tanque de succión, caseta de bombeo, línea de descarga, cajas de válvulas y red de distribución.
- Mano de obra calificada que consiste en: maestro de obra, albañiles y plomeros.
- Para la cuantificación del tanque elevado metálico, se llevó a cabo por medio de empresa especializada en la construcción de este tipo de tanques metálicos, proporcionándoles las dimensiones, alturas, capacidad del tanque y lugar del proyecto.

A continuación se muestran los cuadros de los diferentes renglones que componen el proyecto de agua potable:

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO CAPTACIÓN
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	93	saco	Q 43.00	Q 3,999.00
Arena de río	6.9	m ³	Q 140.00	Q 966.00
Piedrín triturado	6.8	m ³	Q 110.00	Q 748.00
Acero No. 3 Grado 40	9.93	qq	Q 275.00	Q 2,730.75
Acero No. 2 Grado 40	0.51	qq	Q 275.00	Q 140.25
Acero No. 4 Grado 40	2.94	qq	Q 275.00	Q 808.50
Alambre de amarre	26	lb.	Q 3.50	Q 91.00
Madera para formaleta	552	pt.	Q 3.50	Q 1,932.00
Parales	28	u	Q 8.00	Q 224.00
Clavo de 4"	25	lb.	Q 3.50	Q 87.50
Tubos PVC de 4" para drenaje	4	u	Q 372.55	Q 1,490.20
Cal hidratada	1	saco	Q 18.00	Q 18.00
Piedra bola	11	m ³	Q 115.00	Q 1,265.00
Codo PVC de 4" x 90° para drenaje	2	u	Q 88.93	Q 177.86
Adaptador macho PVC de 4"	4	u	Q 52.76	Q 211.04
Válvula de compuerta de 4" Br.	2	u	Q 1,800.00	Q 3,600.00
Pichacha de 4" Br.	1	u	Q 2,000.00	Q 2,000.00
Candado mediano	1	u	Q 50.00	Q 50.00
Codo PVC de 3" x 90°	1	u	Q 75.68	Q 75.68
Codo PVC de 3" x 45°	4	u	Q 75.04	Q 300.16
COSTO DE MATERIALES				Q 20,914.94
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	77	m ²	Q 15.00	Q 1,155.00
Armado	37.27	m ²	Q 25.00	Q 931.75
Fundición	37.27	m ²	Q 20.00	Q 745.40
Desencofrado	77	m ²	Q 5.00	Q 385.00
Levantado de muro de mampostería	9.64	m ³	Q 115.00	Q 1,108.60
Colocación de tubería	5	u	Q 5.00	Q 25.00
Colocación de accesorios	5	u	Q 1.00	Q 5.00
Acabado	37.27	m ²	Q 20.00	Q 745.40
Excavación	37.65	m ³	Q 30.00	Q 1,129.50
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 6,230.65
COSTO DE MATERIALES				Q 20,914.94
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 6,230.65
COSTO TOTAL RENGLÓN DE TRABAJO				Q 27,145.59

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO TANQUE DE SUCCIÓN
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	62	saco	Q 43.00	Q 2,666.00
Arena de río	6	m ³	Q 140.00	Q 840.00
Piedrín triturado	5	m ³	Q 110.00	Q 550.00
Acero No. 4 Grado 40	2	varilla	Q 25.00	Q 50.00
Acero No. 3 Grado 40	8	qq	Q 275.00	Q 2,200.00
Alambre de amarre	16	lb.	Q 3.50	Q 56.00
Madera para formaleta	522	pt.	Q 3.50	Q 1,827.00
Clavo de 4"	19	lb.	Q 3.50	Q 66.50
Candado mediano	1	u	Q 50.00	Q 50.00
Pichacha de 3"	1	u	Q 550.00	Q 550.00
Codo PVC de 3" x 90°	1	u	Q 75.68	Q 75.68
Tubo PVC de 3"	3	u	Q 281.13	Q 843.39
Tubos HG de 3/4"	2	u	Q 120.00	Q 240.00
COSTO DE MATERIALES				Q 10,014.57
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	103.53	m ²	Q 15.00	Q 1,552.95
Armado	40.6	m ²	Q 25.00	Q 1,015.00
Fundición	40.6	m ²	Q 20.00	Q 812.00
Desencofrado	103.53	m ²	Q 5.00	Q 517.65
Excavación	17.24	m ³	Q 30.00	Q 517.20
Acabado	32.19	m ²	Q 20.00	Q 643.80
Colocación de tubo	3	u	Q 5.00	Q 15.00
Colocación de accesorio	2	u	Q 1.00	Q 2.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 5,075.60
COSTO DE MATERIALES				Q 10,014.57
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 5,075.60
COSTO TOTAL RENGLÓN DE TRABAJO				Q 15,090.17

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO CASETA DE BOMBEO
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	77	saco	Q 43.00	Q 3,311.00
Arena de río	6	m ³	Q 140.00	Q 840.00
Piedrín triturado	9	m ³	Q 110.00	Q 990.00
Acero No. 3 Grado 40	10	qq	Q 275.00	Q 2,750.00
Acero No. 4 Grado 40	5.61	qq	Q 275.00	Q 1,542.75
Alambre de amarre	32	lb.	Q 3.50	Q 112.00
Madera para formaleta	190	pt.	Q 3.50	Q 665.00
Clavo de 3"	27	lb.	Q 3.50	Q 94.50
Puerta metálica 0.95 x 2.20	1	u	Q 800.00	Q 800.00
Barras de 1/2" 0.31m	4	u	Q 30.00	Q 120.00
Barras de 1/2" 0.65m	11	u	Q 30.00	Q 330.00
Cal hidratada	4	saco	Q 18.00	Q 72.00
Block pomez 0.15x0.20x0.40	542	u	Q 3.00	Q 1,626.00
COSTO DE MATERIALES				Q 13,253.25
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	50	m ²	Q 15.00	Q 750.00
Armado	53.2	m ²	Q 25.00	Q 1,330.00
Fundición	81.76	m ²	Q 20.00	Q 1,635.20
Desencofrado	50	m ²	Q 5.00	Q 250.00
Levantado de pared	542	u	Q 1.50	Q 813.00
Excavación	3.15	m ³	Q 30.00	Q 94.50
Relleno	0.7	m ³	Q 25.00	Q 17.50
Acabados	28.1	m ²	Q 20.00	Q 562.00
Colocación de barras	28	u	Q 1.00	Q 28.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 5,480.20
COSTO DE MATERIALES				Q 13,253.25
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 5,480.20
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 18,733.45

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO LÍNEA DE CONDUCCIÓN
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Tubo PVC de 3"	374	u	Q 281.13	Q 105,142.62
Codo PVC de 3" x 45°	3	u	Q 75.68	Q 227.04
Pegamento	6	l/4	Q 110.09	Q 660.54
Bomba de 9 Hp (instalada)	1	u	Q 30,689.75	Q 30,689.75
Tanque elevado de 40 m3	1	u	Q 146,998.46	Q 146,998.46
COSTO DE MATERIALES				Q 283,718.41
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Trazo	2172.85	ml	Q 1.50	Q 3,259.28
Excavación	521.48	m ³	Q 30.00	Q 15,644.40
Colocación de tubo	374	u	Q 8.00	Q 2,992.00
Colocación de accesorios	3	u	Q 1.50	Q 4.50
Relleno	481.39	m ³	Q 25.00	Q 12,034.75
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 33,934.93
COSTO DE MATERIALES				Q 283,718.41
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 33,934.75
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 317,653.16

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO CAJAS DE VÁLVULAS
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	17	saco	Q 43.00	Q 731.00
Arena de río	1.5	m ³	Q 140.00	Q 210.00
Piedrín triturado	1.15	m ³	Q 110.00	Q 126.50
Acero No. 3 Grado 40	4.06	qq	Q 275.00	Q 1,116.50
Alambre de amarre	1.43	lb.	Q 3.50	Q 5.00
Madera para formaleta	42	pt.	Q 3.50	Q 147.00
Clavos de 3"	12.6	lb.	Q 3.50	Q 44.10
Candado mediano	18	u	Q 50.00	Q 900.00
Válvula de compuerta 3" Br.	12	u	Q 389.00	Q 4,668.00
Válvula de compuerta 2 1/2" Br.	6	u	Q 349.00	Q 2,094.00
Adaptador macho PVC de 3"	24	u	Q 37.11	Q 890.64
Adaptador macho PVC de 2 1/2"	12	u	Q 25.95	Q 311.40
COSTO DE MATERIALES				Q 11,244.14
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	39.6	m ²	Q 15.00	Q 594.00
Armado	28.9	m ²	Q 25.00	Q 722.50
Fundición	28.9	m ²	Q 20.00	Q 578.00
Desencofrado	39.6	m ²	Q 5.00	Q 198.00
Colocación de válvulas	18	u	Q 8.00	Q 144.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 2,236.50
COSTO DE MATERIALES				Q 11,244.14
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 2,236.50
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 13,480.64

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO RED DE DISTRIBUCIÓN
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Pegamento	4	galón	Q 443.81	Q 1,775.24
Codo PVC de 3" x 90°	2	u	Q 75.68	Q 151.36
Red. Bushing PVC 3" x 2 1/2"	6	u	Q 50.24	Q 301.44
Tapón hembra PVC de 3"	3	u	Q 46.36	Q 139.08
Tapón hembra PVC de 2 1/2"	5	u	Q 37.11	Q 185.55
Tee PVC de 3"	5	u	Q 82.68	Q 413.40
Tee PVC de 2 1/2"	2	u	Q 64.98	Q 129.96
Tubo PVC de 3", 160 psi	317	u	Q 281.13	Q 89,118.21
Tubo PVC de 2 1/2", 160 psi	195	u	Q 188.24	Q 36,706.80
Cruz PVC de 3"	6	u	Q 235.61	Q 1,413.66
Cruz PVC de 2 1/2"	3	u	Q 178.62	Q 535.86
COSTO DE MATERIALES				Q 130,870.56
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Trazo	2,883.31	ml	Q 1.50	Q 4,324.97
Excavación	692	m ³	Q 30.00	Q 20,760.00
Colocación de tubo	512	u	Q 8.00	Q 4,096.00
Colocación de accesorios	80	u	Q 1.50	Q 120.00
Relleno	678	m ³	Q 25.00	Q 16,950.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 46,250.97
COSTO DE MATERIALES				Q 130,870.56
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 46,250.97
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 177,121.53

**PROYECTO INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO CONEXIONES DOMICILIARES
LISTADO DE MATERIALES**

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Tubo PVC de 1/2", 315 psi	130	u	Q 29.82	Q 3,876.60
Llave de paso de bronce 1/2"	65	u	Q 29.00	Q 1,885.00
Adaptador macho PVC de 1/2"	130	u	Q 1.28	Q 166.40
Adaptador hembra PVC de 1/2"	65	u	Q 2.40	Q 156.00
Codo PVC de 1/2" x 90°	130	u	Q 1.65	Q 214.50
Llave de chorro de bronce 1/2"	65	u	Q 24.00	Q 1,560.00
Tubo PVC de 4", 160 psi	4	u	Q 217.00	Q 868.00
Tee reductora PVC 3" x 3/4"	40	u	Q 65.00	Q 2,560.00
Tee reductora PVC 2 1/2" x 3/4"	25	u	Q 60.00	Q 1,500.00
Red. Bushing PVC 3/4" x 1/2"	65	u	Q 2.23	Q 144.95
Cemento gris	6	saco	Q 43.00	Q 258.00
Arena de río	0.44	m ³	Q 140.00	Q 61.60
Piedrín triturado	0.83	m ³	Q 110.00	Q 91.30
Pegamento	2	1/4	Q 110.09	Q 220.18
COSTO DE MATERIALES				Q 13,562.53
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Trazo	390	ml	Q 1.50	Q 585.00
Excavación	35.1	m ³	Q 30.00	Q 1,053.00
Colocación de tubo	130	u	Q 8.00	Q 1,040.00
Colocación de accesorios	585	u	Q 1.50	Q 877.50
Relleno	34.1	m ³	Q 25.00	Q 852.50
Fundición	1	m ²	Q 20.00	Q 20.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 4,428.00
COSTO DE MATERIALES				Q 13,562.53
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 4,428.00
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 17,990.53

1.8.1. Integración de costos

CUADRO DE INTEGRACIÓN DE COSTOS

MATERIALES Y MANO DE OBRA

PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE

COMUNIDAD: CASERÍO CANAÁN, SAYAXCHÉ, PETÉN.

FECHA: MAYO DE 2006.

LONGITUD: 5,056.16 METROS = 5.056 KM.

RESUMEN

No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	TOTAL
1	TANQUE DE CAPTACIÓN	unidad	1.00	Q. 27,145.59	Q. 27,145.59
2	TANQUE DE SUCCIÓN	unidad	1.00	Q. 15,090.17	Q. 15,090.17
3	CASETA DE BOMBEO	unidad	1.00	Q. 18,733.45	Q. 18,733.45
4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	ml	2,172.85	Q. 78.54	Q. 170,654.70
5	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	unidad	1.00	Q. 146,998.46	Q. 146,998.46
6	RED DE DISTRIBUCIÓN	ml	2,883.31	Q. 61.43	Q. 177,121.53
7	CAJAS DE VÁLVULAS	unidad	18.00	Q. 748.92	Q. 13,480.64
8	CONEXIONES DOMICILIARES	ml	390	Q. 46.13	Q. 17,990.53
	TOTAL				Q. 587,215.07
	COSTO POR KM DE TUBERÍA				Q. 116,142.22

La integración de costos del presente presupuesto se realizó con base a los precios actuales vigentes en el mercado local hasta el día de hoy treinta de mayo del año dos mil seis, advirtiéndose que este presupuesto tiende a variar, debido a la fluctuación del dólar, por lo que habrá que actualizarlos en el momento de ejecutar la obra, los cálculos se realizaron tomando como base el costo unitario en quetzales, el presente proyecto tiene un costo de: QUINIENTOS OCHENTA Y SIETE MIL DOSCIENTOS QUINCE QUETZALES CON SIETE CENTAVOS (Q. 587,215.07), O BIEN, SETENTA Y SEIS MIL DOSCIENTOS SESENTA Y UN DÓLARES CON SETENTA CENTAVOS (\$ 76,261.70), A UNA TASA DE CAMBIO DEL DÍA DE \$ 1.00 x Q. 7.70

1.8.2. Cronograma de ejecución

No.	DESCRIPCIÓN	SEMANAS															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	TANQUE DE CAPTACIÓN 13.56 M3	■	■	■	■												
2	TANQUE DE SUCCIÓN 10 M3					■	■	■	■								
3	CASETA DE BOMBEO				■	■	■										
4	COLOCACIÓN DE MOTOBOMBA DE 9 Hp.							■									
5	LÍNEA DE IMPULSIÓN O BOMBEO	■	■	■	■	■											
6	TUBERÍA PVC DE 3", 160 PSI						■	■	■								
7	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN								■	■	■						
8	LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN									■	■	■					
9	TUBERÍA PVC DE 3", 160 PSI									■	■	■					
10	TUBERÍA PVC DE 2 1/2", 160 PSI									■	■	■					
12	CONEXIONES DOMICILIARES											■	■	■			
13	CONSTRUCCIÓN DE CAJAS P/VÁLVULA											■	■				
14	RELLENO Y COMPACTACIÓN				■	■	■	■						■	■	■	■
17	FLETES	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

1.9. Programa de operación y mantenimiento

Operación: es el conjunto de acciones externas que se ejecutan en las instalaciones o equipos para conseguir el buen funcionamiento de un sistema.

Para la operación del sistema se contratará a un fontanero que será el encargado de velar por el buen funcionamiento del sistema, esta persona recibirá un salario mensual.

Mantenimiento: es el conjunto de acciones internas que se ejecutan en las instalaciones o equipos, para prevenir daños o para la reparación de los mismos, cuando éstos ya se hubieren producido, a fin de conseguir el buen funcionamiento de un sistema. El mantenimiento lo podemos dividir en:

Mantenimiento preventivo: es el conjunto de acciones que se planifican y ejecutan antes de que se produzcan los daños en el sistema, precisamente para evitarlos. El mantenimiento preventivo disminuye costos y evita problemas a la comunidad.

Mantenimiento correctivo: Reparación de daños de los equipos o instalaciones, causados por accidentes o por deterioro normal debido al uso.

El mantenimiento tanto preventivo como de reparación de daños estará a cargo del fontanero, quien será el encargado de realizar todos los trabajos que el sistema demande. Todos los gastos necesarios en la reparación del sistema o los incurridos en la prevención de daños serán sufragados con el dinero recaudado por medio del cobro de la tarifa mensual.

El responsable de supervisar todos los trabajos de mantenimiento preventivo y reparaciones en los acueductos, es responsable de tomar ciertas decisiones en la resolución de problemas que se le plantean en la comunidad y que deben ser resueltos de inmediato para garantizar el buen funcionamiento del sistema.

Existen únicamente dos fuentes de agua a disposición del hombre, las de superficie como lagos, ríos y la captación de aguas de lluvia, y las subterráneas que incluyen a los pozos, manantiales y galerías horizontales.

El 97% poco más del total del agua dulce disponible en estado líquido, corresponden a aguas subterráneas. El agua subterránea se ha venido acumulando durante siglos. No toda la cantidad de agua subterránea se puede extraer, porque está muy profunda o porque hay capas terrestres que lo impiden. Localizar agua subterránea significa establecer dónde se encuentra en condiciones tales que permitan su rápido acceso aun pozo para que realmente sea de utilidad.

Entre las actividades de mantenimiento se encuentran:

La red de distribución constituye todo el sistema de tubería desde el tanque de distribución hasta aquellas líneas de las cuales parten la toma o conexiones domiciliarias.

- Inspeccionar las vías en las que se encuentra enterrada la red de distribución con el fin de detectar fugas u otras anomalías. Si es posible corregirlas.
- Cada seis meses revisar si hay fugas o daños en los componentes visuales de la red. Revisar el funcionamiento de las válvulas haciéndolas girar lentamente, las válvulas deben abrir y cerrar fácilmente. Observar si hay fugas en las válvulas y si sus piezas externas están completas y en buen estado, corregir los defectos si es necesario o cambiar toda la válvula.
- Pintar o retocar, con pintura anticorrosivo, las válvulas y accesorios que están a la vista en la red de distribución, cada seis meses.

Al accionar rápidamente una válvula se producen altas presiones dentro de la tubería. Esta presión ejerce grandes esfuerzos sobre las paredes de las tuberías llegando a reventarlas. A este fenómeno se le llama golpe de ariete.

- Abrir y cerrar varias veces las válvulas con el fin de eliminar los depósitos que se hayan podido acumular en el asiento de la compuerta. Comprobar que el número de vueltas y el sentido de rotación (al cerrar o abrir) coincide con el indicado en la hoja de registro.

Válvulas de compuerta: se usan en la salida de tanques de captación; en la entrada y salida de tanques de distribución, en los tanques rompe presiones y en derivaciones de la línea de distribución. Se usan con mayor frecuencia en líneas de

conducción y distribución de los acueductos, debido a que ofrecen poca resistencia al paso del agua en sentido horizontal.

- Comprobar el estado de la empaquetadura del prensa-estopa y reemplazarla si hay dificultad en el manejo de la válvula o si hay fugas que no se eliminan apretando el prensa-estopa.
- Revisar los empaques, si están en mal estado, cambiarlos, verificando que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas.
- Revisar el estado del vástago o eje del tornillo, observando si se encuentra torcido o inmovilizado debido al óxido. Cambiar la pieza si es necesario.
- Pintar o retocar la pintura de las válvulas y accesorios, para ello usar pintura anticorrosivo.
- Revisar y limpiar las cajas de las válvulas. Informar si es necesario subirlas, bajarlas o reemplazarlas, según sea la posición o estado en que se encuentren.
- En la instalación de tubería bajo tierra, debe tenerse especial cuidado en seguir las indicaciones técnicas para evitar el aplastamiento, rompimiento o perforación de los tubos, especialmente en los cruces de caminos o en terrenos que se usen para cultivos.

Uniones en tubería PVC.

- Revisar la tubería y los accesorios que se van a ensamblar para verificar que no estén tapados, perforados o quebrados.
- Cortar los tubos a escuadra, mediante una sierra para metales, terminando el corte quita, con una navaja, las rebabas externas e internas.
- Los cortes defectuosos permitirán fugas de agua al instalar la tubería.
- Se debe ensayar los accesorios, ensamblándolos al tubo, sin usar pegante, para verificar que ajustan fácilmente y para ensayar la posición correcta en la instalación.

- Quitar con un trapo limpio o papel lija, el polvo o cualquier suciedad que tenga el tubo o el accesorio, interna y externamente. Esta operación se hace sobre la superficie que va a recibir pegante.
- Verificar que el pegante que va a usar sea especial para tubería de P.V.C. el pegamento debe estar en buen estado; si está muy espeso o tiene color rojizo, no usarlo.
- Untar el pegamento sobre el extremo del tubo y en el accesorio. Colocar el accesorio en el tubo, girarlo $\frac{1}{4}$ de vuelta, ajustarlo en la posición deseada y sostenerlo durante 15 segundos, limpiar el exceso de pegante.
- Para untar el pegante debe usarse una brocha de un ancho aproximado de la mitad del diámetro del tubo que se está pegando, ésta es la medida adecuada para lograr una buena distribución del pegamento. Si se aplica poco pueden quedar escapes.

1.10. Propuesta de tarifa

La tarifa, es una cantidad de dinero que se cobra en forma periódica por un servicio prestado. En el presente caso la tarifa es lo que se cobrará mensualmente por el servicio de agua potable en comunidades rurales, por unidad de vivienda.

Esta cantidad de dinero generalmente es única e igual para toda la comunidad, independientemente de la cantidad de agua que se consuma en cada vivienda. Esto se debe a que por la falta de medidores no es posible determinar el volumen de agua consumido, por lo que se opta por el cobro de una tarifa única.

La tarifa que se cobra es calculada de tal manera que debe cubrir todos los gastos en que pueda incurrir el Comité de Agua; tomando en cuenta que el tiempo de vida útil de un proyecto de agua potable es generalmente de 20 años; debe ser considerada la influencia que pueda tener la inflación que ocurra en ese tiempo en el monto de la tarifa.

Únicamente el cobrar una tarifa adecuada no es suficiente para garantizar la sostenibilidad del sistema durante el período de vida útil, se necesita también un plan de trabajo y el recurso humano necesario para poder llevar a cabo este cometido.

Para poder lograr lo anterior se necesita que los miembros del Comité de Agua, en un mínimo de tres de sus integrantes, reciban la capacitación necesaria para llevar a cabo la tarea de administración del sistema, ellos a su vez serán los encargados de velar por que la población participe con el pago de la tarifa y de contratar a una persona que tenga conocimientos de fontanería para que sea el encargado de la operación del acueducto, de proporcionarle el mantenimiento preventivo adecuado y hacer las reparaciones necesarias cuando el sistema así lo amerite.

El mecanismo de actualización de la tarifa que se propone es únicamente seguir la metodología que aquí se presente pero utilizando precios actualizados de todos los parámetros que en el cálculo de ella intervienen.

Consideraciones para la adopción de la tarifa.

Es importante diferenciar entre dos conceptos muy parecidos pero que en realidad indican ideas diferentes, estos dos conceptos son el de cálculo de tarifa y adopción de tarifa, el cálculo de la tarifa se refiere únicamente al proceso matemático mediante el cual se obtienen como resultado un número al cual llamaremos tarifa calculada.

El concepto de adopción de tarifa se refiere al criterio que se debe tomar, en base a la tarifa calculada, para llegar así a la tarifa real, que para efectos prácticos se cobrará mensualmente.

¿Qué criterios hay que seguir para la adopción de la tarifa?, aquí es donde se presenta el criterio de la persona que está realizando el cálculo de la tarifa, pero para tener una base

en donde asentar este criterio a continuación se enumeran algunos parámetros que pueden ser seguidos para una adopción correcta.

Los parámetros que se presentan a continuación no son los únicos existentes, pero se estima que son los de mayor trascendencia.

- Cuando el sistema presenta procesos de tratamiento adicionales a la desinfección.
- Un sistema con varios tanques de distribución.
- Acceso a la comunidad.
- Distancia a la cabecera municipal o a lugares comerciales.
- La magnitud del sistema.

Los incisos anteriores muestran criterios que deben seguirse para la correcta adopción de la tarifa, tomando como base la tarifa calculada. En todos los casos anteriores la tarifa tenderá únicamente a aumentar y no a disminuir.

Desglose de los ingresos y egresos cubiertos por la tarifa

Administración

Esta función correrá a cargo del Comité de Agua, el cual será el encargado de la contratación de un fontanero quien será el que trabaje para conseguir la correcta operación del sistema. El Comité también será el encargado de la recolección de la tarifa en forma mensual por medio de su tesorero.

El Comité de Agua también deberá cubrir gastos como visitas periódicas a las oficinas de las dependencias del Ministerio de Salud Pública, especializadas en introducción de agua potable, así como gastos de sello, papelería, etc.

Operación

Para la correcta operación de un sistema de agua potable se hace necesario la contratación de un fontanero que realice estas funciones. A este fontanero se le pagará un salario mensual con sus respectivas prestaciones, el cual será calculado en función de la magnitud del sistema, en este caso la magnitud del sistema estará determinada por el número de conexiones domiciliarias iniciales y por la longitud de la línea de conducción. Por lo tanto, la forma de calcular los gastos de operación será la siguiente:

Conducción: $S_1 = L / 3 * S_{\text{mín}}$

Donde:

- S_1 = salario mensual del operador en función de la longitud de la línea de conducción.
 L = longitud de la línea de conducción expresada en kilómetros.
 $S_{\text{mín}}$ = salario mínimo percibido por un trabajador de campo en un día.

Distribución: $S_2 = C * 1/20 * S_{\text{mín}}$

Donde:

- S_2 = salario mensual del operador en función de la magnitud de la red de distribución.
 C = número de conexiones domiciliarias presentes.
 $S_{\text{mín}}$ = salario mínimo percibido por un trabajador de campo en un día.

Cálculo del factor de prestaciones, de acuerdo a la legislación laboral presente.

Vacaciones	20 días
Domingos	53 días

Sábados	25.5 días
Feridos	<u>9 días</u>
Total	107.5 días no trabajados devengado salario

Proporción de días no trabajados = $107.5 / (365 - 107.5) = 0.41748 \approx 41.748\%$

Proporción de aguinaldo = $30 / (365 - 107.5) = 0.1165 \approx 11.65\%$

Proporción de bono 14 = $30 / (365 - 107.5) = 0.1165 \approx 11.65\%$

Proporción de indemnización = $30 / (365 - 107.5) = 0.1165 \approx 11.65\%$

TOTAL 76.698%

En conclusión se usará 76.70%, que será el porcentaje de prestaciones utilizado, según la ley laboral.

El salario del operador se calculará de la siguiente manera:

$$\text{Salario mensual del operador} = 1.767 * (S_1 + S_2)$$

Para que el acueducto pueda ser bien operado se seguirán las siguientes proporciones:

De 1 a 400 conexiones domiciliarias trabajará 1 fontanero. De 401 a 600 conexiones domiciliarias trabajará 1 fontanero + 1 ayudante a medio tiempo dividiendo el salario calculado en tres partes iguales, tocándole 2/3 al fontanero y 1/3 al ayudante. De 601 a 800 conexiones domiciliarias trabajarán dos fontaneros dividiendo el salario en dos partes iguales.

Mantenimiento

En UNEPAR se ha estimado que mensualmente se requerirá un monto equivalente al 0.40% del costo total del proyecto, por lo que será el que se usará para calcular los gastos de mantenimiento. Este porcentaje abarca los dos tipos de mantenimiento tanto preventivo como el correctivo, calculándose de la siguiente manera:

$$R = (0.004 * C.T.) / 12$$

Donde:

R = gastos previstos para mantenimiento mensual.

C.T. = costo total del proyecto.

Tratamiento

Como tratamiento se entenderá en este caso a la desinfección que se aplica al agua en el tanque de distribución, ya que los tratamientos adicionales serán contemplados en el costo total del proyecto.

La desinfección más frecuente en los acueductos rurales es la realizada con hipoclorito de calcio, el cual es dosificado en una cantidad aproximada de 1 parte por millar; por lo que los gastos por el tratamiento estará en función del valor actual del hipoclorito de calcio y del caudal de agua que entre al tanque. La presentación del hipoclorito de calcio en el mercado es en forma de polvo con una determinada concentración, por lo que los gastos ocasionados por el tratamiento estarán en función del caudal de entrada al tanque, de la concentración que presente el hipoclorito de calcio y de su costo, calculándose de la siguiente manera:

$$\text{Hipoclorito líquido necesario por día} = \text{caudal (l/seg)} * 0.001 \text{ (parte/mil)} * 86,400 \text{ (seg/día)}$$

Costo de 1 gramo de hipoclorito en polvo = costo 100 lbs. Hip. / (454 gr/lb * 100 lbs.)

La cantidad de hipoclorito en polvo necesaria estará en función de la concentración que este contenga y será así:

Peso de hipoclorito en polvo = hipoclorito líquido (l/día) / % de concentración (gr/l).

El costo total por tratamiento será entonces de:

Costo mensual por tratamiento = 30 días * costo de un gramo de hipoclorito en polvo
* cantidad de hipoclorito en polvo.

Depreciación de equipo

Esto se utilizará únicamente en casos en que el sistema sea por bombeo, esta bomba habrá que sustituirla en un período de tiempo determinado. En el área rural un equipo de bombeo se deja de utilizar cuando el mismo no presta el más mínimo servicio a la comunidad, por lo que se supondrá que el valor de rescate del equipo de bombeo será cero. La depreciación se calculará de la siguiente manera:

Costo mensual por depreciación = costo de equipo de bombeo / (vida útil del equipo
en años * 12)

Combustibles

El valor del gasto por combustibles se aplicará únicamente en sistemas por bombeo. El factor de operación indica el gasto que ocasiona un motor de cada uno de los elementos que le servirán en un momento determinado para su funcionamiento.

Factor de operación:

Motor de gasolina	0.060 gal/hora/hp
Motor diesel	0.040 gal/hora/hp
Motor eléctrico	0.075 gal/hora/hp

Calculándose de la siguiente manera:

$$C.C. = F.O. * Pb * Hp * 30 * \text{costo combustible/galón}$$

Donde:

C.C. = costo ocasionado mensualmente por combustibles en quetzales/galón.

F.O. = factor de operación.

Pb. = período de bombeo en horas al día.

Hp. = potencia de la bomba en caballos de fuerza.

Lubricantes

El valor del gasto por lubricantes se aplicará únicamente en sistemas por bombeo.

Factor de operación	0.006 gal/hora/hp
---------------------	-------------------

Calculándose de la siguiente manera:

$$C.L. = F.O. * Pb * Hp * 30 * \text{costo del lubricante}$$

Donde:

C.L. = costo mensual por lubricación en quetzales/galón.

F.O. = factor de operación.

Pb. = período de bombeo en horas al día.

Hp. = potencia de la bomba en caballos de fuerza.

A continuación se presenta el cálculo de la propuesta de tarifa para el proyecto de introducción de agua potable para el caserío Canaán, municipio de Sayaxché, departamento de Petén.

Para realizar esta propuesta de tarifa, es necesario datos de la topografía, del diseño hidráulico, del presupuesto y costos actuales del presente año.

Datos:

- La línea de conducción tiene una longitud de 2.3 kilómetros.
- El sistema cuenta con un total de 65 conexiones domiciliarias.
- El sistema cuenta con un tanque de distribución.
- El caudal de entrada al tanque es de 3.21 litros/seg.
- Se trata de un sistema por bombeo.
- Se usará una bomba centrífuga de eje horizontal acoplada a un motor diesel con una potencia teórica de 9 Hp.
- El período de vida útil del equipo de bombeo es de 10 años.
- El costo del equipo de bombeo es de Q. 30,689.75.
- La inflación anual para el año 2,006 es del orden de 7.62%, según el Banco de Guatemala.
- El período de bombeo será de 4 horas al día.
- El costo de la inversión inicial de ejecución de la obra es de Q. 587,215.07.
- El salario mínimo de un trabajador en la comunidad de Canaán es de Q. 35.00 al día.
- El hipoclorito de calcio se encuentra a una concentración de 65% en peso.
- El agua no cuenta con tratamiento adicional a la desinfección.
- El costo de 100 lbs. de hipoclorito de calcio en polvo es de Q. 900.00.
- El valor del actual del galón de diesel en la comunidad es de Q. 25.00.
- Se contratará 1 fontanero.

Operación (salario del fontanero)

Conducción: $S_1 = (2.3 \text{ km.} / 3) * Q. 35.00$

$$S_1 = Q. 26.83$$

Distribución: $S_2 = 65 \text{ conexiones} * 0.05 * Q. 35.00$

$$S_2 = Q. 113.75$$

$$\text{Salario total} = 1.767 * (Q. 26.83 + Q. 113.75) = Q. 248.41$$

$$\text{Total de operación} = Q. 248.41$$

Mantenimiento

$$\text{Costo de mantenimiento} = (0.004 * Q. 587,215.07) / 12 \text{ años} = Q. 195.74$$

$$\text{Total de mantenimiento} = Q. 195.74$$

Tratamiento

$$\text{Hipoclorito liquido necesario en un día} = 3.21 \text{ l/seg} * 0.001 * 86400 = 277.34 \text{ l/día.}$$

$$\text{Costo de un gramo de hipoclorito en polvo} = Q. 900.00 / (454 \text{ gr/lb} * 100 \text{ lbs.}) = Q. 0.020$$

$$\text{Hipoclorito en polvo} = 277.34 \text{ l/día} / 0.65\% = 426.68 \text{ gr.}$$

$$\text{Costo mensual por tratamiento} = 15 \text{ días} * Q. 0.020 * 426.68 \text{ gr.} = Q. 102.40$$

Depreciación de equipo

$$\text{Depreciación} = \text{Q. } 30,689.75 / (10 \text{ años} * 12 \text{ (mes/año)}) = \text{Q. } 255.75$$

Combustibles

$$\begin{aligned} \text{Costo de combustible} &= 0.040 * 4 \text{ horas/día} * 9 \text{ hp} * 15 \text{ días} * \text{Q. } 25.00 \text{ galón} \\ &= \text{Q. } 540.00 \end{aligned}$$

Lubricantes

$$\begin{aligned} \text{Costo de lubricantes} &= 0.006 * 4 \text{ horas/día} * 9 \text{ hp} * 15 \text{ días} * \text{Q. } 120 \text{ galón} \\ &= \text{Q. } 388.80 \end{aligned}$$

La sumatoria de todos los gastos será lo que se recaudará en forma mensual por el comité de agua.

Resumen de Gastos

Operación:	Q. 248.41
Mantenimiento:	Q. 195.74
Tratamiento:	Q. 102.40
Depreciación equipo:	Q. 255.75
Combustible:	Q. 540.00
Lubricantes:	Q. 388.80
TOTAL DE GASTOS	= Q. 1,731.10

La tarifa propuesta para el presente proyecto se calculará dividiendo el total a recaudar mensualmente entre el número de conexiones domiciliarias de la siguiente manera:

$$\text{TARIFA PROPUESTA CALCULADA} = \text{Q. } 1,731.10 / 65 = \text{Q. } 26.63$$

$$\text{TARIFA PROPUESTA ADOPTADA} = \text{Q. } 27.00$$

El valor de la tarifa propuesta calculada, fue realizada desde un punto de vista técnico de la ingeniería; es por eso que es conveniente que se analice desde otros puntos de vista, formando así un estudio que tome en cuenta todos los aspectos técnicos, financieros y socio-económicos que caracterizan a la comunidad.

1.11. Evaluación de impacto ambiental

La evaluación del impacto ambiental (EIA), es un proceso de toma de decisión y un documento que proporciona una evaluación sistemática, reproducible e interdisciplinaria de los efectos potenciales de una acción propuesta y sus alternativas prácticas en los atributos físicos, biológicos, culturales y socioeconómicos de un área geográfica en particular.

El propósito es asegurarse de que los recursos ambientales de importancia se reconozcan al principio del proceso de planificación y se protejan a través de planeamientos y decisiones pertinentes. La EIA es un enfoque para resolver problemas y un proceso de toma de decisión. Finalmente, el proceso ayuda a identificar acciones necesarias para prevenir futuros daños ambientales de impactos futuros anticipados.

Aunque las leyes, reglamentos y programas de EIA en un país en particular a menudo se implementan inicialmente a nivel nacional, reflejando la adopción de una política nacional de protección ambiental, los principios de EIA también pueden aplicarse fácilmente a nivel regional o local.

Evaluación de los impactos ambientales del proyecto

Los impactos potenciales deben discutirse en las categorías ordenadas usadas en la sección de inventario, y también deben discutirse las medidas incorporadas en el diseño del proyecto para mitigar estos impactos potenciales. Cuando existe el potencial

de impactos significativos, estas discusiones deben presentar información razonablemente detallada sobre el nivel anticipado del impacto y las medidas tomadas para mitigar tales impactos.

Cuando el potencial de impactos significativos es bajo, la categoría puede tratarse de manera abreviada. Por ejemplo, si un sitio tiene un área significativa de llano aluvial, la sección de EIA sobre impactos debe discutir cómo se ha diseñado el proyecto para disminuir impactos a estos ambientes sensitivos; si un sitio no tiene llanos aluviales, será suficiente preparar una declaración a tal efecto (verificable a través de cartografía o modelamiento).

El proyecto de introducción de agua potable en el caserío Canaán, no causará ningún impacto ambiental de tipo negativo, ya que no se mitigará ningún área de la vegetación existente, y además las especies de fauna silvestre no se verán afectadas, ya que el nacimiento en época de verano mantiene su mismo caudal y desemboca en el río la Pasión, y la caja que se construirá para recolectar el agua, creará un rebalse que tendrá corrimiento siempre al río. En época de invierno dicho río aumenta su volumen de agua, debido a diferentes afluentes que lo alimentan.

Lista de impactos ambientales adversos

Identificación de aquellos atributos ambientales que el proyecto afectará aún después de emplear todas las medidas mitigantes. Un desarrollo que tala bosques para construcción residencial o comercial cambia evidentemente el carácter de esa tierra, reduciendo el área de bosque y aumentando el área de terreno desarrollado.

El área de superficie impermeable aumentará y los desagües de lluvias en las aguas superficiales arrastrarán mayores concentraciones de agentes nutritivos y

contaminantes. Las demandas de suministro de agua pueden causar que los niveles de agua subterránea disminuyan perceptiblemente.

No existen impactos ambientales adversos, ya que por muchos años se ha observado el nacimiento, y siempre se ha mantenido constante en su nivel de agua, pues ni con la época lluviosa se le ha observado que aumente su volumen, y en época seca se mantiene constante.

Pasos para disminuir el daño ambiental

Estas medidas podrían incluir control de erosión con el uso de cercas de detención para el limo o embalses de hemo, administración de desagües al detener las avenidas de agua en estanques y estabilización del suelo al cubrir y plantar las áreas alteradas.

Infraestructura

Identificación de los componentes de instalaciones de alcantarillado, suministro de agua, drenaje, eliminación de desechos sólidos, contaminación del aire y tráfico.

En el caserío Canaán, la eliminación de aguas servidas es a flor de tierra, así como la recolección de basura, no existe ningún tipo de contaminación en el aire, ya que es un área en la cual no existen plantas o cualquier otro tipo de empresa que pudiera causar contaminación ambiental.

Plan de protección del medio ambiente, enfocado al proyecto de introducción de agua potable

La contaminación de las aguas de afloramientos puede venir de la superficie de la tierra o por debajo del nivel freático. El movimiento del contaminante a través de capas de sedimento funciona como un proceso de filtración, dilución y descomposición que puede disminuir el impacto final de las aguas subterráneas que luego afloran (nacimientos) a la superficie.

El caserío Canaán, es un sector del municipio de Sayaxché de tipo agrícola y ganadera, pues sus habitantes se dedican al cultivo y crianza de ganado bovino, esto significa que una de las causas de posible contaminación del nacimiento de agua es:

- La aplicación de fertilizantes, existe un volumen de nitrógeno residual que no asimilan las plantas, cuyo transporte por lixiviación le conduce hasta la zona saturada.
- Otra fuente de contaminación son los embalses superficiales, como los charcos (pues las aguas servidas son a flor de tierra), y estos se consumen hasta mezclarse con las aguas subterráneas. Esta agua por lo general, transporta detergente, cloro, sustancias químicas caseras.
- La basura también contamina las aguas subterráneas, puesto que a veces contienen metales pesados y alguna otra sustancia disuelta.
- Durante la construcción del proyecto puede ocasionarse: disposición inadecuada de materiales de desperdicio tales como mezclas de concreto, generación de basura, etc. Durante la operación se generarán residuos sólidos (recipientes de aceite de motor, repuestos viejos, etc.)

- Sí se provocará descarga de aguas residuales de las viviendas, es decir agua ya utilizada en actividades de limpieza e higiene personal, lavado de ropa y lavado de alimentos, etc.
- Durante la operación del proyecto, sí se provocarán ruidos cuando esté en funcionamiento el motor de la bomba y así también se producirá vibración en el área de la caseta de bombeo.

Programa de protección

- Zonificar el área del nacimiento de agua, ya que en época lluviosa se utilizan insecticidas, pesticidas y abono para los diferentes cultivos que se producen en la región y la lluvia penetra y corre hacia el área donde se construirá la caja recolectora de agua, por lo que se recomienda utilizar con moderación el uso de estos productos químicos.
- Sellar los pozos de los cuales la comunidad de Canaán, se abastece de agua potable, los pozos pueden conducir los contaminantes de las diferentes actividades humanas (basura, aguas servidas, etc.).
- Recolectar residuos caseros peligrosos, que no pueden ser tirados sobre la tierra, para luego utilizar el sistema municipal, esto se lograría con la colaboración de la comunidad.
- Se propone como solución a la descarga de aguas residuales o aguas servidas, la implementación de pozos de filtración o “sumideros”, que servirán para la evacuación adecuada de las aguas procedentes de los lavaderos de las viviendas.
- Si alguna de las obras a construirse causara impacto visual al paisaje se adoptarán las medidas de mitigación que se estimen pertinentes. El pequeño

impacto visual que podría ser causado al paisaje es el tanque de distribución; será mitigado mediante la reforestación del área circundante al mismo.

- Durante la operación del sistema, deberá cuidarse que los escapes del motor de la bomba, se les dé el mantenimiento adecuado, para evitar altas emisiones de ruidos, así también, se debe de emplear combustible de la mejor calidad y vigilar el sistema de inyección del motor que se mantenga en buenas condiciones para evitar emisiones innecesarias del monóxido de carbono hacia la atmósfera y media ambiente.

1.12. Evaluación socio-económica

1.12.1. Valor presente neto (VPN)

El valor presente neto es un método que toma en cuenta la importancia de los flujos de efectivo en función del tiempo. Consiste en encontrar la diferencia entre el valor actualizado de los flujos de beneficio y de las inversiones y otros egresos.

Se evaluará el costo y beneficio que conllevará la realización y funcionamiento del proyecto y que tipos de medidas se tomarán para que la población beneficiada mantenga en óptimas condiciones las partes que componen el proyecto.

A continuación se desglosa los cálculos obtenidos mediante una tabla, en referencia al tiempo de vida útil, costo total, número de conexiones domiciliarias, tasa de crecimiento anual del país y el valor de la propuesta de tarifa calculada anteriormente para el proyecto:

Tabla II. Indicador financiero 1

AÑO	INGRESOS	EGRESOS	TASA DE DESCUENTO 12%	VALOR PRESENTE		FLUJO DE FONDOS NETOS
				INGRESOS	EGRESOS	
0		587,215	1.0000	0.00	587,215.07	-587,215.07
1	21,060	20,773	0.8929	18,803.57	18,547.50	256.07
2	21,384	21,293	0.7972	17,047.19	16,974.27	72.92
3	21,708	21,825	0.7118	15,451.33	15,534.49	-83.17
4	22,032	22,370	0.6355	14,001.73	14,216.83	-215.10
5	26,703	22,930	0.5674	15,152.00	13,010.94	2,141.06
6	27,098	23,503	0.5066	13,728.69	11,907.34	1,821.35
7	27,477	24,091	0.4523	12,429.20	10,897.34	1,531.86
8	27,864	24,693	0.4039	11,253.80	9,973.01	1,280.79
9	28,251	25,310	0.3606	10,187.59	9,127.09	1,060.51
10	35,786	25,943	0.3220	11,522.26	8,352.91	3,169.35
11	36,270	26,591	0.2875	10,426.76	7,644.41	2,782.35
12	36,754	27,256	0.2567	9,433.73	6,996.00	2,437.74
13	37,237	27,938	0.2292	8,533.81	6,402.59	2,131.22
14	37,721	28,636	0.2046	7,718.42	5,859.51	1,858.91
15	38,204	29,352	0.1827	6,979.80	5,362.50	1,617.30
16	50,208	30,086	0.1631	8,190.01	4,907.64	3,282.37
17	50,836	30,838	0.1456	7,403.92	4,491.37	2,912.55
18	51,463	31,609	0.1300	6,692.25	4,110.41	2,581.85
19	52,091	32,399	0.1161	6,048.09	3,761.76	2,286.34
20	52,718	33,209	0.1037	5,465.15	3,442.68	2,022.47
SUMA VALOR PRESENTE				216,469.32	768,735.65	-552,266.33

Valor Actual Neto. VAN: Ingresos – Egresos

$$\text{VAN: } Q. 216,469.32 - Q. 768,735.65 = Q. -552,266.33$$

Beneficio – Costo. B/C: $Q. 216,469.32 / Q. 768,735.65 = 0.28 < 1.00$

Criterios.

- En cada año se considera una nueva conexión como mínimo derivado de la tasa de crecimiento poblacional a nivel nacional de 3.5%.
- De 5 - 9 años se considera un incremento en la tarifa de 5.25 y 1 conexión de incremento al año de acuerdo con la tasa de crecimiento del 3%.

- De 10 -15 años se incrementa la tarifa en 8.05 con el mismo crecimiento de vivienda de 1 al año.
- De 16 - 20 años se incrementa la tarifa a 12.00 con el mismo incremento de vivienda de 1 al año.

Detalle de Ingresos.

Ingresos por consumo de agua Q. 27.00 (por vivienda) = Q. 27.00 x 65 viviendas = Q. 1,755.00.

Ingreso anual = Q. 1,755.00 x 12 = Q. 21.060.00.

Detalle de Costos.

Gastos de Mantenimiento y Operación = Q. 1,731.10 x 12 = Q. 20,773.20, incrementándose 2.5% al año debido a la inflación.

Cuando el beneficio – costo es menor que 1.00 se considera no viable el proyecto; en este caso se incluye el costo total y durante la vida útil no es recuperable la inversión inicial. Y por consiguiente este tipo de proyectos es mejor que sean construidos por la vía social y el subsidio.

De acuerdo con el párrafo anterior, se analizará otra alternativa del proyecto por la vía social y el subsidio, no incluyendo el costo total, ya que se considerará la inversión inicial otorgada por instituciones del Estado. Obteniendo los siguientes resultados por medio de tabla:

Tabla III. Indicador financiero 2

AÑO	INGRESOS	EGRESOS	TASA DE DESCUENTO 12%	VALOR PRESENTE		FLUJO DE FONDOS NETOS
				INGRESOS	EGRESOS	
0			1.0000	0.00	0.00	0.00
1	21,060	20,773	0.8929	18,803.57	18,547.50	256.07
2	21,384	20,773	0.7972	17,047.19	16,560.11	487.09
3	21,708	22,850	0.7118	15,451.33	16,264.39	-813.07
4	22,032	22,850	0.6355	14,001.73	14,521.59	-519.85
5	26,703	22,850	0.5674	15,152.00	12,965.70	2,186.30
6	27,098	26,278	0.5066	13,728.69	13,313.00	415.69
7	27,477	26,278	0.4523	12,429.20	11,886.83	542.37
8	27,864	26,278	0.4039	11,253.80	10,613.24	640.56
9	28,251	26,278	0.3606	10,187.59	9,476.11	711.48
10	35,786	26,278	0.3220	11,522.26	8,460.81	3,061.45
11	36,270	31,534	0.2875	10,426.76	9,065.16	1,361.60
12	36,754	31,534	0.2567	9,433.73	8,093.89	1,339.84
13	37,237	31,534	0.2292	8,533.81	7,226.69	1,307.12
14	37,721	31,534	0.2046	7,718.42	6,452.40	1,266.02
15	38,204	31,534	0.1827	6,979.80	5,761.07	1,218.73
16	50,208	31,534	0.1631	8,190.01	5,143.81	3,046.20
17	50,836	31,534	0.1456	7,403.92	4,592.69	2,811.23
18	51,463	31,534	0.1300	6,692.25	4,100.62	2,591.64
19	52,091	31,534	0.1161	6,048.09	3,661.26	2,386.83
20	52,718	31,534	0.1037	5,465.15	3,268.99	2,196.16
SUMA VALOR PRESENTE				216,469.32	189,975.87	26,493.45

Valor Actual Neto. VAN: Ingresos – Egresos

$$\text{VAN: } Q. 216,469.32 - Q. 189,975.87 = Q. 26,493.45$$

Beneficio – Costo. B/C: $Q. 216,469.32 / Q. 189,975.87 = 1.14 > 1.00$

Criterios:

- Aquí el VAN es positivo, no considerando la inversión inicial (costo del proyecto) y con costos mínimos de operación y mantenimiento, sin considerar el fontanero como personal permanente.

- Con aumento de un 10% del 3 -5 año, el 15% del 6 - 10 año y 20% hasta el último año en los costos de operación y mantenimiento.
- Que el proyecto sea administrado por el Comité de Agua de la comunidad con la supervisión de la Municipalidad de Sayaxché.
- Que el fontanero se contrate solo cuando exista desperfectos en el sistema o cuando se realice una nueva conexión domiciliar aprobado por el Comité de Agua de la comunidad y que la comunidad se comprometa a cubrir los gastos del fontanero.

Cuando el beneficio – costo es mayor o igual a 1.00 se considera indiferente el proyecto, en este caso no se incluyó la inversión inicial.

Comparando los dos indicadores financieros (alternativas), se considera que la mejor opción es la alternativa No. 2, realizada por la vía social y que puede ser administrado por la comunidad.

1.12.2. Tasa interna de retorno (TIR)

De acuerdo a lo descrito anteriormente en el inciso 1.12.1, en donde comparando las dos alternativas propuestas, se concluyó que el presente proyecto se debe de realizar por la vía social y por consiguiente el valor de la tasa interna de retorno (T.I.R.) en donde el valor presente neto es cero, es menor a la tasa de descuento, por lo que este proyecto financieramente no es rentable. Y por consiguiente se debe de llevar a cabo por la vía social.

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN.

2.1 Monografía

2.1.1. Investigación preliminar

La investigación descrita, se realizó por medio de información obtenida en la municipalidad de Sayaxché, Dirección área de salud Petén Suroccidental, Hospital Distrital de Sayaxché y por pobladores del caserío en mención.

2.1.2. Características de la población

2.1.2.1. Ubicación

El caserío La Reinita pertenece al municipio de Sayaxché del departamento de Petén, se localiza al sureste de la cabecera municipal, a orillas del río San Juan y un ramal que se desprende del mismo río, ubicándose en la hoja cartográfica Río San Juan No. (2265 III). Las coordenadas UTM, zona 16 son: Y= 183273.2832, X= 1816666.2056) y coordenadas geodésicas de: latitud 16°21'18.17", longitud 89°59'40.14", tomadas con aparato GPS en el centro de la comunidad.

El caserío la Reinita se encuentra localizado en la micro-región de La Reinita.- Entre Ríos.

2.1.2.2. Colindancias

El caserío La Reinita, colinda al norte con el caserío Santa Mónica; al sur, con el caserío Santa Rita; al este, con los caseríos La Lucha y Agua Chiquita y al oeste, con el caserío La Democracia.

2.1.2.3. Clima y zonas de vida

El clima en la región que comprende el caserío La Reinita es cálido; debido a que se encuentra situada en la parte baja del municipio de Sayaxché, la época lluviosa de la región está comprendida entre los meses de agosto a enero, siendo los meses con temperaturas altas de febrero a julio.

2.1.2.4. Topografía y suelo

Debido a que la comunidad se encuentra en la parte baja del municipio, el terreno no cuenta con grandes depresiones, siendo plano en toda la región que comprende la comunidad, debido a la planicie que presenta, se pueden encontrar suelos de vocación agroforestal y agropecuaria, es por ello que alrededor de la comunidad se pueden observar grandes extensiones de terreno con siembras de pasto y cultivos.

2.1.2.5. Organización comunitaria

La comunidad se encuentra organizada por medio del Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE), el cual se encuentra integrado de la siguiente manera: presidente, vicepresidente, secretario, tesorero, vocal I, vocal II, vocal III, vocal IV, vocal V, vocal VI, vocal VII y vocal VIII.

Además, existe un alcalde auxiliar, elegido por medio de una reunión entre los pobladores y ratificado por el alcalde municipal.

Comúnmente la misma persona ocupa los dos cargos más importantes de la comunidad, como lo es, ser presidente del COCODE y alcalde auxiliar.

2.1.2.6. Población

De acuerdo al censo realizado por la municipalidad de Sayaxché en el año 2,005, el caserío de La Reinita cuenta con una población de 1,459 habitantes. El grupo étnico predominante en la comunidad es el q'eqchí, seguido por pobladores no indígenas (ladinos).

La población q'eqchí en su totalidad se dedica a la agricultura, mientras que los pobladores no indígenas se dedican a la crianza de ganado bovino.

2.1.2.7. Condiciones sanitarias

La comunidad no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable entubada, debiendo abastecerse por medio de pozos artesanales y del río San Juan, ocasionando por el uso de estas aguas contaminadas enfermedades gastrointestinales.

Los pobladores emplean la letrina abonera seca familiar (LASF), las cuales tienen un uso adecuado.

2.1.3. Aspectos económicos

2.1.3.1. Producción

Como se describió anteriormente, la microregión de La Reinita – Entre Ríos, cuenta con suelos apropiados para la agricultura, es por ello que cultivan los siguientes productos: maíz, frijol, pepitoria y chile, y además compra, venta y engorde de ganado bovino.

Entre la producción se puede mencionar que de los cultivos anteriormente descritos recaudan las cantidades de: 30 a 40 quintales de maíz por hectárea; de 30 a 35 quintales de frijol por hectárea; la pepitoria de 12 a 15 quintales por hectárea y el chile entre 120 a 130 quintales por hectárea.

2.1.3.2. Técnicas de producción

La técnica utilizada por los pobladores de la comunidad de La Reinita es la siguiente: se destronca el área donde se sembrará, seguidamente se quema la capa vegetal, 15 días después se fumiga y luego se siembra a mano, posteriormente se fumiga 4 semanas seguidas y esperar hasta que el producto dé sus frutos.

De acuerdo con las técnicas utilizadas por los pobladores y por la experiencia, cada producto tiene tiempos distintos para su cultivo; para el maíz el tiempo de cosecha es de 135 días; el frijól 90 días; la pepitoria 100 días y el chile 60 días.

2.1.4. Aspectos de infraestructura

2.1.4.1 Infraestructura básica

2.1.4.1.1. Acceso y vías de comunicación

Para poder llegar a la comunidad de La Reinita existen tres accesos, los cuales se detallan a continuación:

De la ciudad capital se recorren 478 kilómetros por carretera pavimentada (CA-9), vía Río Dulce, Livingston, Izabal, llegando a la cabecera departamental de Flores, Petén; luego se recorren 18 kilómetros por carretera pavimentada (RD-13), hasta llegar al cruce de San Valentín en el municipio de San Francisco, Petén; luego por carretera de terracería, transitable toda época del año, se recorren 70 kilómetros hasta llegar a la comunidad, realizando un recorrido de 566 kilómetros.

De la ciudad capital se recorren 215 kilómetros por carretera pavimentada (CA-14) al municipio de Cobán, Alta Verapaz; luego por la carretera pavimentada (RD-9) que conduce a Chiséc, Alta Verapaz, 186 kilómetros hasta llegar a la cabecera municipal por carretera pavimentada (RD-11); luego cruzar el río La Pasión por medio de un *ferry boat*; hasta llegar al cruce de San Valentín en el municipio de San Francisco, Petén, 47 kilómetros por carretera pavimentada (RD-13) y luego recorrer 70 kilómetros por carretera de terracería, realizando un total de 522 kilómetros.

De la cabecera municipal se recorren 22 kilómetros hasta llegar al cruce del caserío Santo Tomás en carretera pavimentada (RD-11); luego transitar 3 kilómetros en carretera de terracería hasta llegar al embarcadero, en donde se recorre por medio

de lancha 1 kilómetro por agua en el río La Pasión; luego se transitan 8 kilómetros hasta llegar a la comunidad, todo este recorrido es preferible realizarlo en motocicleta, ya que se debe de cruzar por el río.

2.1.4.1.2. Servicios públicos

La comunidad no cuenta con servicio de energía eléctrica y agua potable, en el caso de algunos pobladores cuentan con sistema de planta eléctrica; también se pueden mencionar ferreterías, una iglesia asamblea de Dios, refresquerías, laboratorio dental cristiano; 12 teléfonos comunitarios, cobrando una tarifa de Q.1.50/ minuto; hospedaje, abarroterías, comedores, tiendas con venta de ropa, calzado y plásticos, farmacias, agroveterinaria; transporte extraurbano que consiste en microbuses, con un costo de pasaje de Q.15.00, con destino a la cabecera departamental, Flores, Petén.

2.1.4.1.3. Vivienda

Existen en la comunidad viviendas elaboradas con techos de manaco, con pared de madera y piso de tierra y además existen viviendas con techos de lámina, pared de block y piso de concreto, la mayor parte de las viviendas se ubican a orillas de la carretera principal.

2.1.4.2. Infraestructura social

2.1.4.2.1. Salud

La comunidad cuenta con un centro de convergencia, el cual atiende enfermedades de diferentes tipos, entre las que se encuentran las producidas por el consumo de agua contaminada, por picadura de zancudos y enfermedades comunes, se pueden mencionar algunas, tales como: anemia, diabetes mellitus, otitis media no

especificada, hipertensión, parasitosis intestinal, amebiasis, traumatismos múltiples, gastritis, conjuntivitis, asma, dengue, paludismo, etc.

2.1.4.2.2. Educación

Existe en la comunidad una Escuela de Autogestión Comunitario, impartiendo educación pre-primaria y primaria, con un total de 424 alumnos, distribuyéndose de la siguiente forma: educación pre-primaria 84 alumnos; educación primaria: 340 alumnos, de los cuales estudian; primer grado 96 alumnos, segundo grado 74 alumnos, tercer grado 56 alumnos, cuarto grado 53 alumnos, quinto grado 32 alumnos y sexto grado 29 alumnos.

2.2. Justificación de la obra

La Comunidad de La Reinita se encuentra ubicada a orillas del río San Juan y de un arroyo sin nombre que se desprende del mismo río, ambos van a desembocar al río La Pasión. El arroyo cruza la carretera de terracería que va desde La Reinita a otras comunidades aledañas, tales como: Agua Chiquita, San Miguel el Alto I y II, La Lucha, San Luisito, Santa Fé, Los Encuentros, Entre Ríos, Arroyo Santa Amelia, Monja Blanca, Santuario I y II y El Ramonal; dichas comunidades utilizan el paso para poder transportar y comercializar sus productos, el cual es interrumpido en época de invierno cuando el arroyo se sale de su cause y se lleva el puente provisional de madera que existe.

Al construir un puente vehicular de concreto se estará beneficiando directamente a 2,493 habitantes e indirectamente a 1,459 habitantes, y así poder lograr una mejor calidad de vida y un mejor futuro para las familias afectadas, por medio de la comercialización de sus productos.

2.3. Descripción del proyecto

De acuerdo con el estudio topográfico, se diseñará un puente vehicular de una vía, de 15.00 m de largo y ancho de rodadura de 3.50 m, compuesto de una sección de losa con un peralte de 0.20 m y vigas simplemente apoyadas de una sección de 0.50x0.95 m, para soportar una carga viva AASHTO HS15-44, de una sola luz, además de proporcionar aceras laterales de un ancho de 0.70 m y pasamanos para protección de los peatones.

El puente consta de tres partes, las cuales son:

- Subestructura
- Superestructura
- Aproches y obras de protección

Subestructura del puente

Se define como el conjunto de elementos estructurales, que transmiten las cargas al suelo, que le dan estabilidad a toda la estructura. Se compone de:

- Estribo
- Viga de apoyo
- Cortina

Esto se diseño para soportar las cargas críticas, debido al empuje del suelo, carga muerta, cargas de pista, carga viva y carga de sismo. La integración de estas cargas dan como resultado los parámetros para el diseño de dichos elementos.

Superestructura

Se define como el conjunto de elementos estructurales, que soportan directamente las cargas que se aplican. Además, la superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz, sobre la que se transportan vehículos, camiones, personas y otros.

Se compone de los siguientes elementos:

- Losa
- Banqueta
- Diafragmas
- Pasamanos
- Vigas principales

Aproches y obras de protección

Son unidades que sirven para conectar la carretera al puente. Generalmente son rellenos para alcanzar la rasante.

Es necesaria la construcción de las obras de protección, con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación, así como, el colapso de la estructura. Consisten, básicamente, en muros que protegen los taludes, de la erosión y deslizamientos del terreno.

2.4. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de un puente, debido a que proporciona datos necesarios para la determinación de la geometría de las partes que componen un puente.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de planimetría, por el método de conservación del azimut, para determinar el área, y luego se realizó un levantamiento de altimetría, 200 metros antes y 200 metros después del corte del río, para determinar los diferentes desniveles del terreno.

2.5. Estudio hidrológico

Crecida normal: el río la mantiene la mayor parte del año, varía muy poco.

Crecida máxima: es aquel nivel al que el río llega anualmente durante el invierno, variando muy poco año por año.

Crecidas extraordinarias: estas se dan por lluvias muy intensas durante largo tiempo, este nivel se observa en casos especiales.

Para el siguiente diseño se toma en cuenta la crecida histórica, consultando con los pobladores del lugar, de avanzada edad, y se tomaron dos metros arriba de la crecida máxima y la parte inferior del puente.

2.6. Estudio de suelo

La determinación de la calidad y tipo de suelo sobre la cual será colocada la subestructura de un puente reviste gran importancia, ya que el suelo es el que soportará la totalidad de la carga que transmitirá la superestructura; razón por la cual es necesario tener un conocimiento apropiado del comportamiento del suelo de cimentación para

diseñar estructuras que puedan soportar los esfuerzos que se presentarán en condiciones críticas.

Se llevó a cabo el estudio del suelo donde se ubicará el puente vehicular de la comunidad la Reinita, Sayaxché, Petén. Efectuándose por medio del ensayo de compresión triaxial realizado a una muestra inalterada con el volumen de un pie cúbico, sustraída a una profundidad de 3.00 mts. Ensayo realizado en el laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

2.6.1. Valor soporte

El resultado obtenido del valor soporte del suelo, significa la carga que puede resistir el suelo a fuerzas de compresión. Después de haber realizado el ensayo a la muestra de suelo, resultando un valor de 20.20 toneladas/m² o 20,200 kg/m², con un tipo de suelo limo areno arcilloso color café, dicho informe se puede ver en el apartado de anexos.

2.7. Especificaciones para el diseño

Se deben de tomar en cuenta algunos criterios antes de desarrollar un diseño de puente, los cuales se definen a continuación.

Recubrimientos

Según AASHTO 8.22, recomienda para cimientos y muros 8 cm., losa 5 cm. cama superior, 2.5 cm. para cama inferior y 5 cm. para columnas y vigas.

Traslapes

Según AASHTO 8.25 (DGC 509.080), se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal forma que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2, y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 cms.

Ganchos

Según AASHTO 8.23.2.2., los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente de 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros, cuando se trate de 90 grados.

2.8. Alternativas de diseño

Para el diseño y construcción de puentes se tienen tres posibles formas estructurales: viga T, losa nervurada y vigas individuales más losa. Los puentes están diseñados para soportar cargas móviles, luz a salvar, acceso al lugar, disponibilidad de tecnología en el sitio, la magnitud de la carga dependerá del tipo de carretera donde se situó el puente o para la función que se pretenda con el mismo. Tomando en cuenta las condiciones anteriores se tomó la decisión de diseñar el puente con concreto reforzado y diseñar la subestructura de mampostería de piedra bola.

2.8.1. Viga t

Las vigas “T” se utilizan para cubrir luces grandes, se pueden construir en bases desde 38 cm. hasta 185 cm., en este proyecto se optó por construir vigas longitudinales rectangulares, por la facilidad de armado a la hora de construir.

2.9. Dimensionamiento

La estructura se divide en losa, banquetas, pasamanos, diafragmas y vigas, el Dimensionamiento consiste en la determinación del ancho de rodadura y de la sección de vigas. Para puentes, el ancho usual de vía es de 12 pies. En cuanto al diseño de vigas, se sugiere un peralte de $L/16$, esto es para no chequear deflexión; la base está por $2/5$ del peralte como mínimo.

En este caso, la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto y, por lo tanto, el esfuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

La carga de diseño seleccionada para puentes depende primordialmente de la importancia, de la proyección económica y social que tendrá la carretera, así como del tipo de transporte que tendrá acceso a la estructura, por lo cual, la carga seleccionada para este proyecto es AASHTO HS15-44.

2.10. Diseño de superestructura

La metodología aquí presentada cumple con todas las especificaciones recomendadas por la AASHTO, en lo que a puentes de concreto con sección de viga y losa se refiere y con las normas del ACI para el diseño de estructuras de concreto reforzado.

Del levantamiento topográfico y el análisis de caudales máximos, se logró determinar la longitud del puente que es de 15 metros. Para la definición de la sección del puente y sus dimensiones se utilizaron las especificaciones de diseño recomendadas por la AASHTO.

Datos para el diseño

L	=	15 mts	Carga	=	HS 15-44
f ^c	=	210 kg/cm ²	Ancho efectivo	=	3.50 mts
f _y	=	4,200 kg/cm ²	Ancho total	=	5.10 mts
V _s	=	20,200 kg/m ²	Wconcreto	=	2,400 kg/m ³

2.10.1 Diseño de losa

Espesor de losa

El espesor de losas para puentes de concreto reforzado va desde 15 cm hasta 25 cm máximo, según especifica AASHTO; para este proyecto en particular, se seleccionó un espesor de la siguiente manera.

$$t = 1.2 * (L + 3.05) / 30 \geq 0.174 \text{ mts.}$$

Donde:

t	=	espesor de losa
L	=	luz libre entre vigas 1.64 mts.

$$t = 1.2 * (1.64 + 3.05) / 30$$

$$t = 0.1876 \approx t = 0.20 \text{ mts.}$$

Cálculo de momentos

Para el diseño de la losa se toman los momentos producidos por el peso muerto, el peso por sobrecarga (carga viva) y el impacto. Dichos momentos se calculan de la siguiente forma:

$$M_{c. \text{ muerta}} = WL^2 / 10$$

Donde:

$$\begin{aligned} W &= \text{peso muerto} \\ L &= \text{distancia entre vigas} \end{aligned}$$

$$M_{c. \text{ viva}} = [S + (0.6 / 9.75)] * P_{15}$$

Donde:

$$\begin{aligned} S &= \text{luz libre entre vigas} \\ P_{15} &= \text{carga eje trasero} \end{aligned}$$

Momento debido al peso muerto

$$W_{cm} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m.} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{ucm} = 480 \text{ kg/m}^2 * 1.4 = 672 \text{ kg/m}^2$$

$$M = WL^2 / 10$$

$$M = 672 * (1.64)^2 / 10$$

$$M = 180.74 \text{ kg-m}$$

Sobrecarga

$$M_{c.v.} = 1.7 * [(S + 0.60) / 9.75] * P_{15}$$

$$M_{c.v.} = 1.7 * (1.64 + 0.60) / 9.75 * 5,443$$

$$M_{c.v.} = 2,125.84 \text{ kg-m}$$

Después de determinar el momento producido por la sobrecarga, se procede a calcular el coeficiente de impacto para contrarrestar las tensiones producidas por vibración y aplicaciones repentinas de carga. El coeficiente de aumento se calcula de la siguiente forma:

$$I = 15 / (L + 38)$$

Donde:

I = aumento de las tensiones

L = longitud cargada en metros

El impacto máximo que puede alcanzar el coeficiente de impacto es de 30%. El momento producido por impacto se calcula multiplicando el coeficiente por el momento producido por la sobrecarga.

$$I = 15 / (1.64 + 38) = 0.38 > \text{máx.}$$

Se toma el valor de 0.30 como valor máximo.

El valor total de momento que soportará la losa es la suma del momento producido por la carga muerta, la sobrecarga y el impacto.

Cálculo de refuerzo

Para calcular el refuerzo que debe llevar la losa, se realizan iteraciones con las siguientes fórmulas:

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{f_y * A_s}{0.85 f'_c * b}$$

Luego de haber determinado el refuerzo necesario, se procede a verificar si éste se encuentra dentro del refuerzo mínimo permisible; dicho refuerzo se encuentra utilizando la siguiente expresión:

$$A_s \text{ min} = 14.1 / f_y * b * d$$

El refuerzo calculado debe ser igual o mayor al refuerzo mínimo.

Luego se debe calcular el acero de refuerzo longitudinal que estará colocado junto al acero de refuerzo en la cama inferior, dicha cantidad de acero se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ rep.} = 121 / \sqrt{L}$$

Donde:

L = representa la distancia libre que debe cubrir el refuerzo de la losa en centímetros.

Por último, debe calcularse el refuerzo longitudinal en la cama superior de la losa, dicho refuerzo debe ser en ambas direcciones, éste refuerzo no es más que el necesario para contrarrestar las condiciones de temperatura y se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$A_{st} = \rho * b * t$$

Refuerzo

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{2,944.33 * 100}{0.90 * 4200(17.5 - a/2)}$$

$$a = \frac{4200 * A_s}{0.85 * 210 * 100}$$

$$A_s = \frac{77.8923}{17.5 - a/2}$$

$$a = 0.23529 * A_s$$

Tabla IV. Cálculo de área de acero para la losa

a	As
3	4.868269
1.145455	4.601586
1.0827	4.59307
1.0827	4.5928
1.08064	4.59279
1.08064	4.59279

$$A_s = 4.59279 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = (14.1/4200) * 100 * 17.5 = 5.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0.5 * 0.85 * 0.85 * (f'_c / f_y) * 6090}{6090 + f_y}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.01069$$

$$A_s \text{ máx} = 0.01069 * 100 * 17.5 = 18.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} > A_s < A_s \text{ máx} \rightarrow \text{usar } A_s \text{ mín} = 5.88 \text{ cm}^2$$

Se coloca el mínimo. No. 5 @ 0.30 mts

Refuerzo inferior longitudinal

$$As \text{ rep.} = 121 / \sqrt{164}$$

$$As \text{ rep.} = 94.49\%$$

Por excederse el área de acero de refuerzo longitudinal se toma como el 67% que es el máximo permisible, según lo especifica AASHTO 3.24.2.2

$$As \text{ rep.} = 4.5928 * 0.67 = 3.08 \text{ cm}^2$$

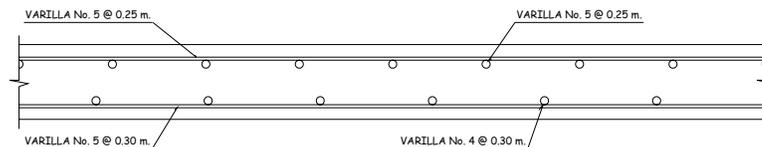
Se colocará refuerzo número 4 @ 0.30 mts.

Refuerzo superior por temperatura

$$As \text{ temp.} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Se colocará refuerzo número 5 @ 0.25 mts. ambas direcciones

Figura 1. Detalle de armado de losa



2.10.2 Diseño de banqueta

Para el diseño de banqueta, se procederá a integrar las cargas actuantes y calcular el momento que producen. Se analiza como un voladizo, por lo que el refuerzo principal se colocará en la longitud corta del voladizo. Se colocará un refuerzo perpendicular a la dirección del refuerzo principal, calculado con la fórmula de acero por repartición, para el caso “A”, utilizando el porcentaje máximo de 67% del acero principal.

Cálculo de momentos

Carga muerta

$$\begin{aligned}W_{\text{acera}} &= t * L * W_c = 0.15 \text{ m} * 0.70 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 252 \text{ kg/m} \\W_{\text{poste}} &= = 0.18 \text{ m} * 0.18 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 77.76 \text{ kg/m} \\W_{\text{cm}} &= W_{\text{acera}} + W_{\text{poste}} = 252 \text{ kg/m} + 77.76 \text{ kg/m} = 329.76 \text{ kg/m} \\W_{\text{ucm}} &= 1.4 * W_{\text{cm}} = 1.4 * 329.76 \text{ kg/m} = 461.66 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Carga viva

$$\begin{aligned}W_{\text{baranda v.}} &= 149 \text{ kg/m} \\W_{\text{baranda h.}} &= 447.27 \text{ kg/m} \\W_{\text{viva}} &= 416.67 * 0.70 = 291.67 \text{ kg/m} \\W_{\text{cv}} &= 887.97 \text{ kg/m} \\W_{\text{ucv}} &= 1.7 * 887.94 \text{ kg/m} = 1,509.50 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Carga total

$$\begin{aligned}\text{C.T.} &= W_{\text{ucm}} + W_{\text{ucv}} = 461.66 \text{ kg/m} + 1,509.50 \text{ kg/m} \\ \text{C.T.} &= 1,971.16 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Momento total

$$M = WL^2 / 2$$

$$M = [1,971.16 \text{ kg/m} * (0.70)^2] / 2$$

$$M = 482.93 \text{ kg-m}$$

Refuerzo transversal

Utilizando las ecuaciones anteriormente mostradas para el cálculo de refuerzo, se utilizan los siguientes datos:

$$M = 48,293 \text{ kg-cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

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

Resolviendo las ecuaciones, y calculando el acero se determina que:

$$A_s = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.003357 * 12.5 * 100 = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.01069 * 12.5 * 100 = 13.36 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a los criterios del ACI se utilizará $A_{s \text{ min}}$, por ser mayor que el A_s calculado, lo que equivale a distribuir varillas No. 4 @ 0.25 mts entre postes de barandal.

Refuerzo longitudinal

$$A_s = 67\% * A_{s \text{ transversal}}$$

$$A_s = 0.67 * 4.20 \text{ cm}^2 = 2.81 \text{ cm}^2$$

Que es igual a distribuir 4 varillas No. 3 @ 0.17 mts.

Refuerzo por temperatura

$$A_{s \text{ temp.}} = 0.002 * b * t$$

$$A_s \text{ temp.} = 0.002 * 100 * 15$$

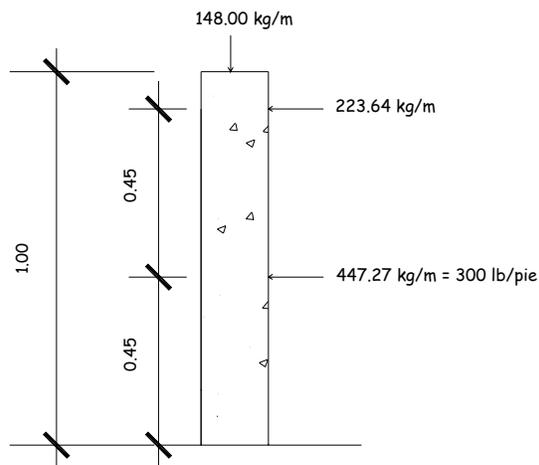
$$A_s \text{ temp.} = 3 \text{ cm}^2$$

Equivalente a distribuir varilla No. 3 @ 0.20 mts en ambos sentidos.

2.10.3 Diseño de barandal

Según especificaciones AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura 2.

Figura 2. Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal



Se diseñará como viga continua y se tomará la carga mayor de 447.27 kg/m \approx 300 lb/pie. Se adaptarán tubos Standard de \varnothing 3 pulgadas, según AISC tenemos:

$$\varnothing \text{ ext.} = 3.50 \text{ pulg.}$$

$$\varnothing \text{ int.} = 3.068 \text{ pulg.}$$

$$I = 3.017 \text{ pulg}^4$$

$$C = \varnothing \text{ ext.} / 2 = 1.75 \text{ pulg.}$$

$$\text{Módulo de sección} = S = I / C = 3.017 \text{ pulg.}^4 / 1.75 \text{ pulg.} = 1.724 \text{ pulg.}^3.$$

Análisis de resistencia del tubo:

$$M = S \times f$$

Donde:

$$f = 20,000 \text{ lb/pulg.}^2.$$

$$M = 1.724 \text{ pulg.}^3 \times 20,000 \text{ lb/pulg.}^2 = 34,480 \text{ lb} - \text{pulg.} \approx 2,873.33 \text{ lb} - \text{pie}$$

Ya que son tramos continuos:

$$M = WL^2 / 10$$

$$L = \sqrt{(10 * 2,873.33)/300}$$

$$L = 9.78 \text{ pie} \approx 3 \text{ mts}$$

$$\text{Cantidad de tubos} = 49.20 \text{ pies} / 9.78 \text{ pies} = 5.03 \text{ tubos}$$

Utilizar 20 tubos Ø 3" con una longitud de 3 mts y postes @ 3 mts a ambos lados.

Se seguirá el procedimiento de la ACI para el diseño de columnas a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna, luego se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión solamente para determinar el punto 1. Seguidamente se calcula únicamente para la acción del momento de flexión, que será el punto 2, el punto 3 se obtiene del diagrama de falla balanceada, que se obtiene al analizar el comportamiento combinado de los materiales que componen la estructura de la columna, bajo la acción de las fuerzas externas actuantes.

Se chequeará su esbeltez:

$$E_s = k * L_u / r = 2 * 0.90 / 0.10 = 0.18 < 21,$$

Ya que su relación de esbeltez es menor que 21, la columna se clasifica como corta.

Se construirá el diagrama de interacción para un refuerzo propuesto de 4 varillas # 4.

$$\text{Compresión pura} = P_1 = C * (0.85 * f'_c * A_g + A_s * f_y)$$

$$P_1 = 0.70 * (0.85 * 210 * 18 * 18 + 1.27 * 2810)$$

$$P_1 = 50,476.16 \text{ kg}$$

$$\text{Flexión pura} = P_2 = M = \phi * [A_s * f_y * (d - \frac{A_s * f_y}{2 * b * f'_c * b})]$$

$$P_2 = 105,992.73 \text{ kg-cm} = 1,059.93 \text{ kg-m}$$

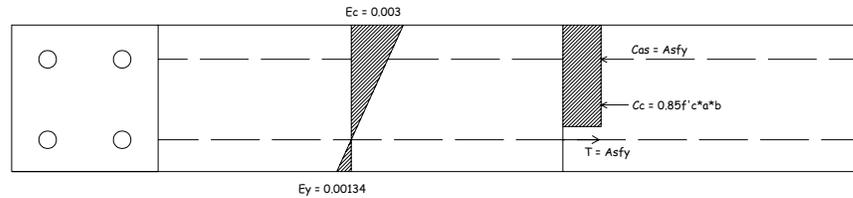
Diagrama de falla balanceada: por análisis del diagrama de falla balanceada, se determinan por relación de triángulos el valor de c y a, necesarios para calcular los siguientes datos:

CA_s = fuerza de compresión en el acero

C_c = fuerza de compresión en el concreto

T = fuerza de tensión

Figura 3. Diagrama de falla balanceada para chequeo de armado de poste de barandal con refuerzo de 4 varillas número 4



$$c = 17.50 * 0.003 / (0.003 + 0.00134) = 12.10 \text{ cm.}$$

$$a = 0.85 * C = 0.85 * 12.10 = 10.29 \text{ cm.}$$

$$CAs = T = 2 * 1.27 * 2810 = 7,137.40 \text{ kg.}$$

$$Cc = 0.85 * f'c * a * \text{lado de columna} = 0.85 * 210 * 10.29 * 18 = 33,061.77 \text{ kg}$$

Con los datos obtenidos anteriormente se calcula la fuerza interna de compresión que resiste la sección propuesta:

$$\sum Fx = 0 + \leftarrow$$

$$Pb = 33,061.77 + 7,137.40 - 7,137.40 = 33,061.77 \text{ kg}$$

$$Pbu = 0.70 * 33,061.77 = 23,143.24 \text{ kg} = P3$$

El momento resistente de la sección propuesta se calcula de la siguiente forma:

$$\sum Mcp = 0 + \cap$$

$$Mb = 7,137.40 * 0.075 * 2 + 33,061.77 * 0.048 = 2,657.58 \text{ kg}$$

$$Mbu = 0.85 * 2,657.58 = 2,258.94 \text{ kg-m} = P3$$

En conclusión: ya que el momento $M_{bu} > P_2$; y $P_1 > P_{bu}$; la sección con el refuerzo propuesto se verifica. Se usarán postes de 0.18 m x 0.18 m, con refuerzo de 4 varillas # 4.

2.10.4 Diseño de diafragmas

En la construcción y diseño de puentes, los diafragmas son de vital importancia ya que, proveen rigidez y evitan el alabeo de las vigas. Se deben analizar dos tipos de diafragmas, internos y externos. Los internos son aquellos que se encuentran en la parte intermedia de la estructura y los externos son los que están ubicados en los extremos de la misma. Cuando la longitud libre exceda los 10 metros, es recomendable emplear diafragmas internos, con estructuras menores a esta distancia, es suficiente con colocar diafragmas externos.

El predimensionamiento de estos elementos estructurales se realiza con base a recomendaciones y normas ya establecidas. Para el diafragma interno se calcula su altura como tres cuartos de la altura de la viga principal; para los diafragmas externos se calcula la altura como un medio de la altura de la viga. La dimensión de la base de los diafragmas se estima que no sea menor a un pie (30 cms).

Diafragma interno

$$\text{Altura} = \frac{3}{4} (H_{\text{viga}})$$

$$\text{Altura} = 0.75 * 0.95 = 0.71 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

$$\text{Altura} = 70 \text{ cm.}$$

$$\text{Base} = 30 \text{ cm.}$$

Diafragma exterior

$$\text{Altura} = \frac{1}{2} (H_{\text{viga}})$$

$$\text{Altura} = 0.5 * 0.95 = 0.475 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Altura = 50 cm.

Base = 30 cm.

Refuerzo de diafragmas

Tanto los diafragmas externos como los internos se analizan como vigas simplemente apoyadas, verificando las cargas bajo las cuales están sometidos. Por lo general los diafragmas no soportan cargas sino únicamente la distribuyen entre las vigas de carga, razón por la cual normalmente se les coloca el refuerzo mínimo requerido para vigas del tamaño utilizado, cuando exista demasiado espaciamiento entre los refuerzos se debe verificar que no puede haber un tramo de más de 30 centímetros sin refuerzo según normas de ACI.

Los diafragmas externos transmiten su peso a los apoyos y los diafragmas internos a las vigas de carga como cargas puntuales.

Los diafragmas únicamente distribuyen la carga, por lo que se le coloca únicamente el refuerzo mínimo y se verifica su resistencia al corte.

Refuerzo diafragma interno

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = (14.1/4200) * 30 * 65 = 6.55 \text{ cm}^2$$

Usar 2 varillas número 6 y 1 varilla número 4.

Arriba se colocarán dos barras iguales a las del diámetro usado en la losa, por lo que se reforzará con 2 varilla número 5.

Se debe agregar un refuerzo adicional en las caras cuando la distancia entre la cama superior e inferior excede los 30 cms, dicho refuerzo se recomienda que sea de al menos 0.25 plg^2 por pie de alto.

Espaciamiento

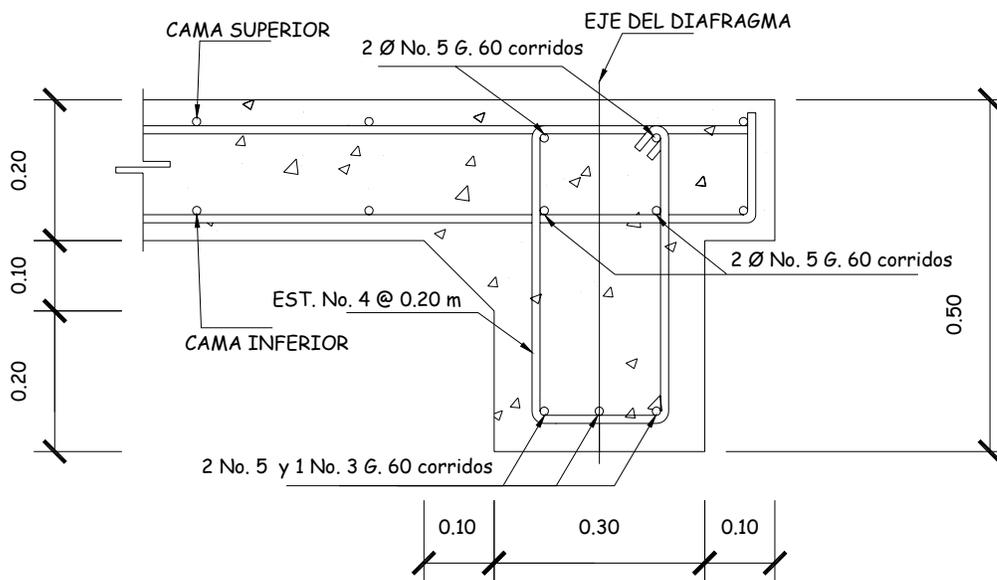
$$S = \frac{1}{2} * d$$

$$S = 0.5 * 65 \text{ cm}$$

$$S = 32.50 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Se usarán estribos número 4 colocados a 30 cms de distancia; para el refuerzo adicional se usarán 2 varillas número 5.

Figura 4. Armado final de diafragma interior



Refuerzo diafragma externo

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = (14.1/4200) * 30 * 45 = 4.54 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varillas # 5 y 1 varilla # 3.

Espaciamiento

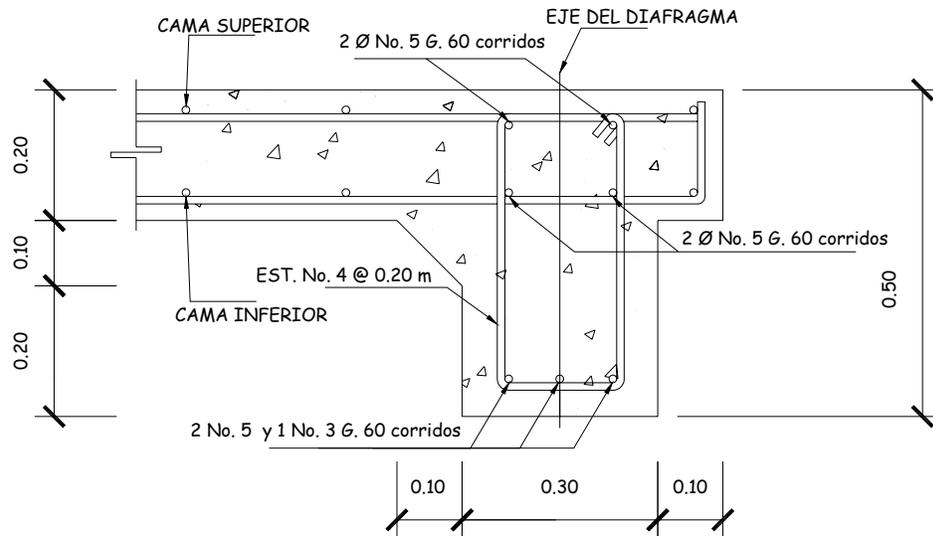
$$S = \frac{1}{2} * d$$

$$S = 0.5 * 45 \text{ cm}$$

$$S = 22.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se usarán estribos número 4 colocados a 20 cms de distancia; para el refuerzo adicional se usarán dos varillas número 5.

Figura 5. Armado final de diafragma exterior



2.10.5 Diseño de vigas

Para la determinación del número de vigas que un puente de concreto reforzado debe llevar, se ven involucrados varios aspectos a tomar en cuenta de los cuales los más importantes son el uso de la estructura y el costo de la misma. Los puentes presentados

en este trabajo de graduación, por estar ubicados en un área rural y con una fluencia no excesiva de vehículos y también por la carencia de recursos económicos se optó por la construcción de un puente vehicular de una vía, los cuales tendrán únicamente dos vigas de carga haciéndolos adecuados al medio en el cual serán construidos.

Para predimensionar la viga principal, se divide la longitud total de la viga dentro de 16, por ser una viga simplemente apoyada. La base de la viga puede oscilar entre 0.40 y 0.65 veces la altura.

Altura y base de la viga

$$h = L/16$$

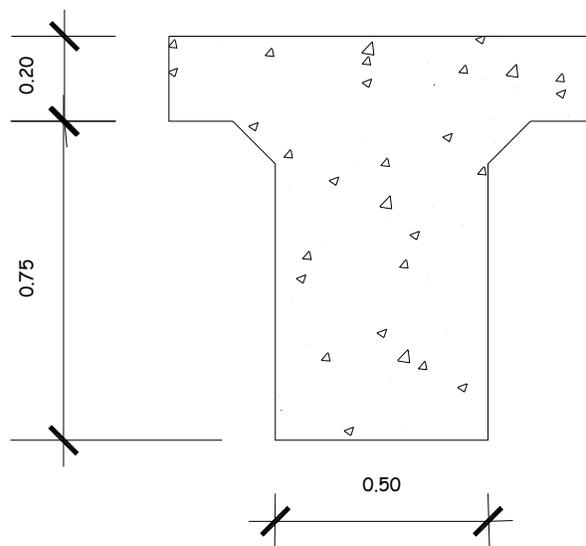
L = longitud del puente

$$h = 15.00 \text{ mts} / 16 = 0.94 \text{ mts}$$

$$h = 0.95 \text{ mts}$$

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

Figura 6 Dimensiones de viga principal

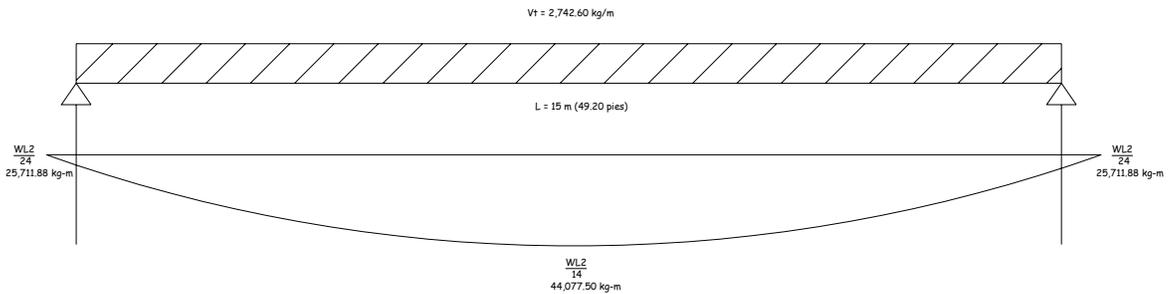


Cálculo de momentos

Primero se determina el momento debido al peso propio, dicho momento se calcula como viga simplemente apoyada y se le debe sumar el momento producido por las cargas muertas puntuales, que en este caso son los diafragmas:

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

Figura 7. Diagrama de momentos



Momento por carga muerta

P_1 (barandal)	=	108.21 kg/m
P_2 (poste)	=	77.76 kg/m
P_3 (acera)	=	252.00 kg/m
P_4 (losa)	=	<u>1,680.00 kg/m</u>
Total	=	2,117.97 kg/m

$$W_t = 2,117.97 / 2(\text{vigas}) = 1,059 \text{ kg/m}$$

Peso propio de vigas

$$W = 0.50 \text{ m} * 0.75 \text{ m} * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 900 \text{ kg/m}$$

$$W = 1,059 \text{ kg/m} + 900 \text{ kg/m} = 1,959 \text{ kg/m} * 1.4$$

$$W = 2,742.60 \text{ kg/m}$$

P = carga del diafragma interior

$$P = 1.4 * (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.50 \text{ m} * 2.50 \text{ m})$$

$$P = 1,260 \text{ kg}$$

$$M = \frac{2,742.60 * (15)^2}{8} + 1260 * 7$$

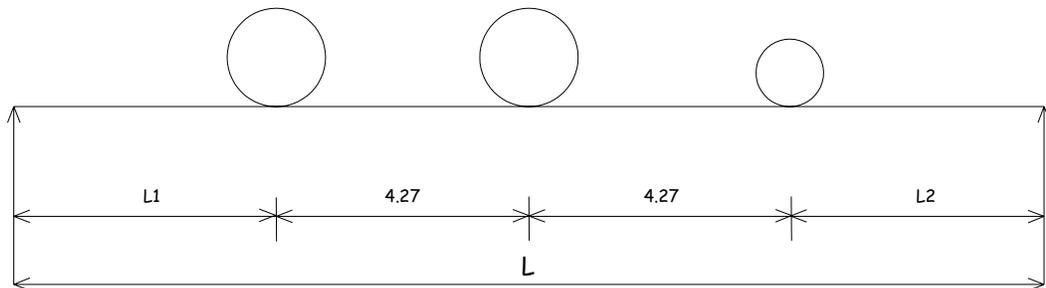
$$M = 85,955.63 \text{ kg-m}$$

Sobrecarga

La sobrecarga en el diseño de puentes es la carga viva que circulará sobre la estructura, dicha carga depende y varía de acuerdo al uso que se le dará al puente. Existen varios parámetros de sobrecarga, para estructuras rurales en desarrollo es conveniente utilizar cargas que permitan la circulación de vehículos cada vez más pesados. Para el diseño se utilizó la carga HS-15, propuesta por la AASHTO con carga delantera de 5,443 kg y dos traseras de 10,886 kg.

Para obtener el momento máximo debido a la sobrecarga, se determina la colocación de las cargas que producen momentos máximos, siendo la siguiente posición:

Figura 8. Posición de carga máxima en viga principal



L = largo total del puente

$L1$ = distancia entre el apoyo y llanta trasera

$L2$ = distancia entre el apoyo y llanta delantera

Luego se calcula el centro de gravedad de las cargas y las reacciones existentes en los apoyos. La distribución transversal de las cargas soportadas por las vigas se calcula relacionando las reacciones al momento de presentarse condiciones críticas de carga, caso que por lo regular sucede cuando la sobrecarga se desplaza completamente a un extremo de la estructura.

El momento debido a la sobrecarga se calcula obteniendo momentos respecto al eje central del tipo de sobrecarga empleada.

Para calcular el momento debido a impacto, primero se calcula el coeficiente de impacto por medio de la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15}{L + 38}$$

Donde:

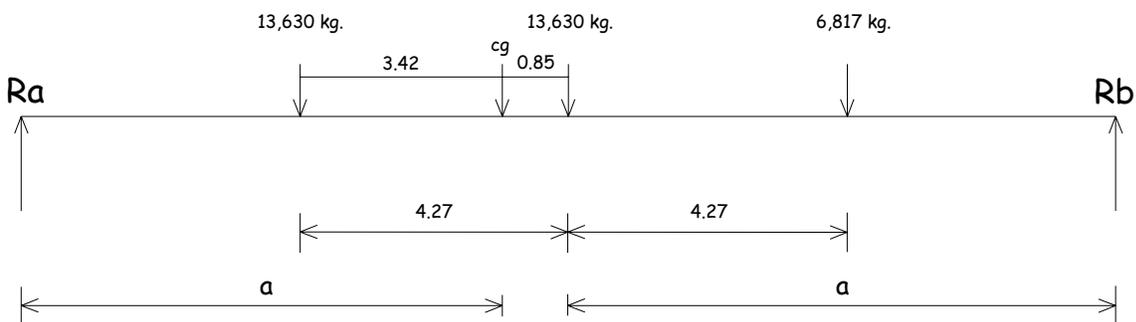
L = representa la longitud cargada en metros, el coeficiente de impacto no puede ser mayos a 0.30.

El momento se obtiene multiplicando el coeficiente obtenido con la fórmula anterior por el momento de sobrecarga.

Cálculo del momento de sobrecarga

La posición de las cargas a lo largo del puente es la siguiente:

Figura 9. Posición y cálculo de carga máxima en viga principal



Determinando el valor de X

$$\sum M_{cg} = 0$$

cg = centro de gravedad

$$13,630X + 6817(X + 4.27) = 13,630(4.27 - X)$$

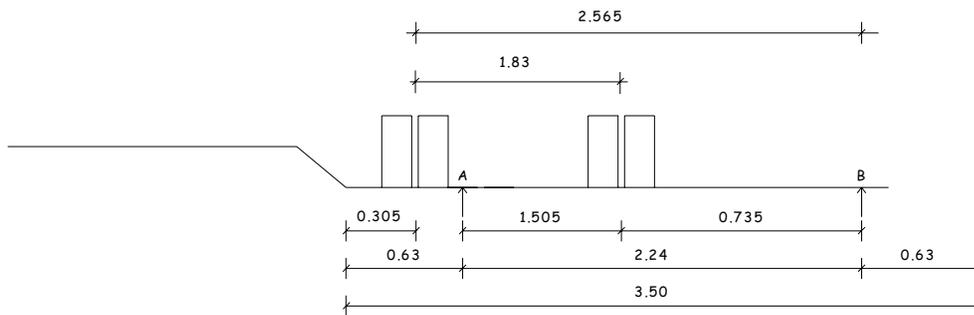
$$X = 0.85 \text{ m}$$

Determinando el valor de a.

$$2a + 0.85 = 15$$

$$a = 7.075$$

Figura 10. Distribución de cargas transversales en vigas principales



Encontrando reacciones en los apoyos.

$$2.24R_a = 2.565P + 0.735P$$

$$2.24R_a = 3.30P$$

$$R_a = 1.473P$$

$$\text{Carga rueda trasera} = 5,443 * 1.473 = 8,017.54 * 1.7$$

$$\text{C.R.T.} = 13,629.82 \text{ kg}$$

$$\text{Carga rueda delantera} = 2,722 * 1.473 = 4,009.51 * 1.7$$

$$\text{C.R.D.} = 6,816.16 \text{ kg}$$

$$\sum M_{RB} = 0$$

$$R_a = [13,630(11.345 + 7.075) + 6,817(7.075 - 4.27)] / 15$$

$$R_a = (251,064.60 + 19,121.685) / 15$$

$$R_a = R_b = 18,012.42 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx.}} = 18,012.42(X + a) - 13,630(4.27)$$

$$M_{\text{máx.}} = 18,012.42 (0.85 + 7.075) - 13,630(4.27)$$

$$M_{\text{máx.}} = 84,548.33 \text{ kg-m}$$

Impacto: Se toma como el 30% ya que al calcular el coeficiente, excede el valor límite.

$$M_{cv} + I = 1.3 * 84,548.33 \text{ kg-m}$$

$$M_{cv} + I = 109,912.83 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{total}} = 86,585.63 + 109,912.83$$

$$M_{\text{total}} = 196,498.46 \text{ kg-m}$$

Refuerzo

El Refuerzo se calcula en este caso, al centro de la viga. El momento total, será la suma de los momentos por carga muerta, sobrecarga e impacto. La viga se asume que trabaja como rectangular, con base igual al ancho efectivo, lo cual debe verificarse por medio de las siguientes fórmulas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - t/2)}$$

$$a = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$A_s = \frac{196,498.46 * 100}{0.9 * 4200(95 - 20/2)} = 61.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{61.16}{b * d} = 0.003034$$

$$224 * 90$$

$a = 6.78 < 18$; funciona como viga rectangular, según AASHTO 8.16.3.2.

Después de determinar la forma en que trabaja la viga, se calcula el Refuerzo para una viga rectangular, por medio de iteraciones, utilizando las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M}{\phi * f_y * (d - a/2)}$$
$$a = \frac{f_y * A_s}{\phi * f'_c * b}$$

Donde:

M	=	momento último = 196,498.46 kg - m
d	=	95 cm
f_y	=	4,200 kg/cm ²
f'_c	=	210 kg/cm ²
b	=	224 cm

Luego se determinan los rangos máximos y mínimos de acero requerido y se comparan con el área de acero obtenido por medio de iteraciones, verificando que se encuentra dentro de los rangos permitidos.

De no ser suficiente el área de acero necesaria, se debe reforzar a compresión.

$$A_s \text{ requerido} = 56.48 \text{ cm}^2$$

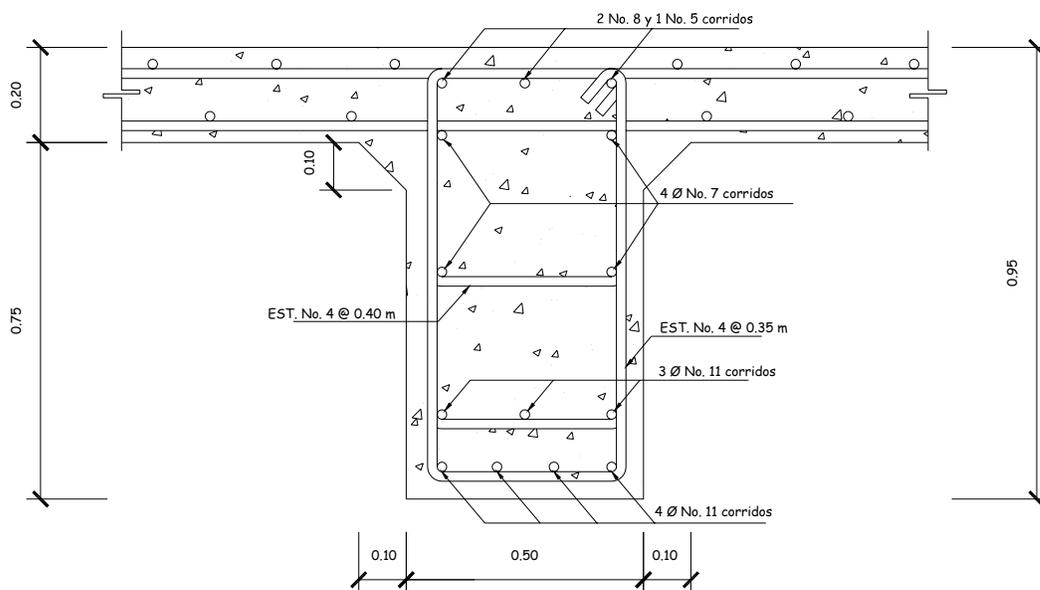
$$A_s \text{ min} = 67.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 215.51 \text{ cm}^2$$

Por ser al acero mínimo suficiente, se colocarán 7 varillas No. 11, en el centro de la viga.

En el detalle de armado que se presenta a continuación, el acero de refuerzo intermedio se coloca para evitar que el concreto sufra daños debido a esfuerzos de tensión y compresión internos, dicho refuerzo debe estar colocado como máximo a 30 centímetros de separación para evitar fisuras en la estructura.

Figura 11. Detalle de armado de viga principal



Refuerzo por corte

Para determinar el refuerzo por corte, se debe calcular el esfuerzo cortante total actuante en la viga, compuesta por un esfuerzo cortante debido a peso muerto, sobrecarga e impacto.

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos, no olvidando colocar el diafragma interno como cargas puntuales.

Para el cálculo del refuerzo, se obtiene previamente el esfuerzo cortante absorbido por el concreto y se compara con el esfuerzo actuante, si el esfuerzo actuante es mayor que el esfuerzo soportado por el concreto se deben reforzar los puntos en los

cuales el concreto no resiste la carga, teniendo cuidado de colocar el espaciamiento máximo, que dependerá de la varilla de refuerzo que se proponga.

Corte por carga muerta

$$W = 2,742.60 \text{ kg/m}$$

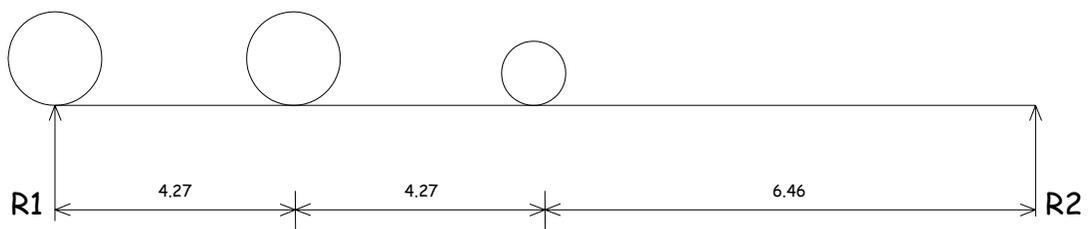
Corte debido al diafragma

$$V = WL/2 + P/2$$

$$V = (2,742.60 * 15)/2 + 1,260/2$$

$$V = 21,199.50 \text{ kg}$$

Figura 12. Posición de sobrecarga que produce esfuerzos cortantes



Encontrando esfuerzo cortante en los apoyos

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$R1 = [(13,630 * 15) + (13,630 * 10.73) + (6,817 * 6.46)] / 15$$

$$R1 = 26,315.85 \text{ kg}$$

$$\text{Impacto } 30\% = 7,894.76 \text{ kg}$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{cm}} + (V_{\text{cv}} + I)$$

$$V_{\text{total}} = \text{corte actuante total}$$

$$V_{\text{total}} = 21,199.50 + (26,315.85 + 7,894.76)$$

$$V_{\text{total}} = 55,410.11 \text{ kg}$$

Refuerzo

$$V_{\text{act.}} = 55,410.11 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

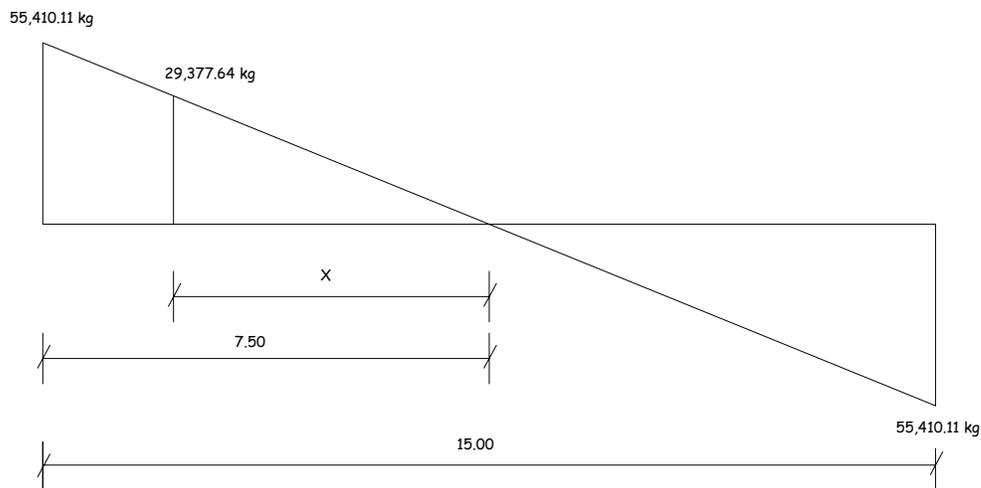
$$V_r = \text{corte que resiste el concreto}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 90$$

$$\mathbf{V_r = 29,377.64 \text{ kg}}$$

$$V_{\text{act}} > V_r \rightarrow \text{reforzar a corte}$$

Figura 13. Longitud a reforzar por corte



Encontrando el valor de X por medio de triángulos semejantes.

$$\frac{55,410.11}{7.5} = \frac{29,377.64}{X}$$

$X = 3.98 \text{ mts} \rightarrow 4.00 \text{ mts}$, esta distancia cubrirá $S = d/2$.

En la parte donde resiste el concreto por si solo, se colocarán estribos a $d/2$ ($S_{\text{máx}} = 0.90/2 = 0.45 \text{ m}$); por criterio se optó por colocarlos @ 40 cm.

Reforzar a $7.50 \text{ m} - 4.00 \text{ m} = 3.50 \text{ m}$, ambos lados.

Corte actuante

$$V_a = V_{act} / (b * d)$$

$$V_a = 55,410.11 / (50 * 90)$$

$$V_a = 12.31 \text{ kg/cm}^2$$

Corte que resiste el concreto

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cu} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210}$$

$$V_{cu} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_a > V_{cu}$$

Espaciamiento

$$S = \frac{A_x * f_y}{(V_a - V_{cu}) * b}$$

$$S = \frac{2 * 1.27 * 4200}{(12.31 - 6.53) * 50}$$

$$S = 36.91 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

El valor de espaciamiento anterior, significa la distancia entre si de los estribos, donde el espaciamiento máximo no cubre. Por lo tanto se colocará estribos número 4 @ 35 cm., a ambos lados de la viga.

Acero por temperatura

$$A_s \text{ temp.} = 0.002 * b * d$$

$$A_s \text{ temp.} = 0.002 * 50 * 95 = 9.50 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 2 varillas No. 8 y 1 varilla No. 5

2.11 Diseño de la subestructura

2.11.1 Diseño de cortina

Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo.

Para calcular el momento máximo de empotramiento se utilizan los siguientes grupos de cargas, según especificaciones AASHTO 1.2.22

$$\text{Grupo I:} \quad \text{Esfuerzo 100\%} \quad M = E * b$$

$$\text{Grupo II:} \quad \text{Esfuerzo 125\%} \quad M = E * b + FL * b$$

$$\text{Grupo III:} \quad \text{Esfuerzo 133\%} \quad M = E * b + EQ * b$$

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

$$E = \text{Empuje del suelo}$$

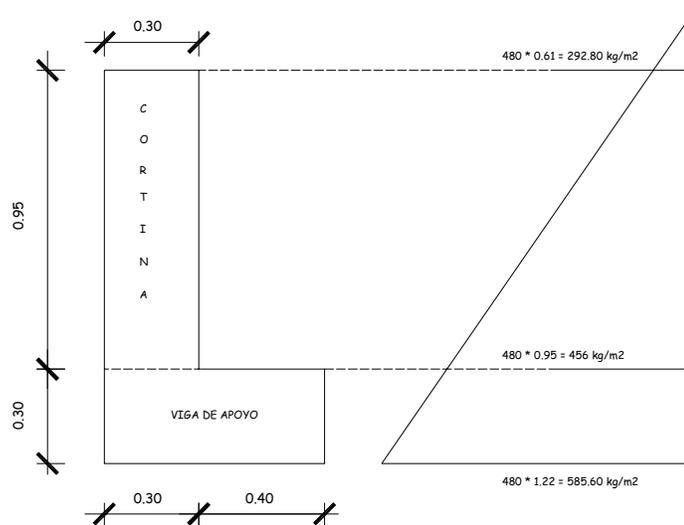
$$FL = \text{Fuerza longitudinal}$$

$$EQ = \text{Fuerza de sismo}$$

Se deben calcular los momentos producidos, utilizando los grupos de cargas mostrados y se toma el máximo, dicho momento se utilizará para el diseño de la cortina.

La cortina se refuerza por tensión como viga en voladizo y se refuerza por corte. EQ líquido = 480 kg/m³.

Figura 14. Dimensiones de la cortina



Cálculo de empuje (E)

$$E = (292.80 * 0.95) + (456 * 0.95/2)$$

$$E = 278.16 + 216.60$$

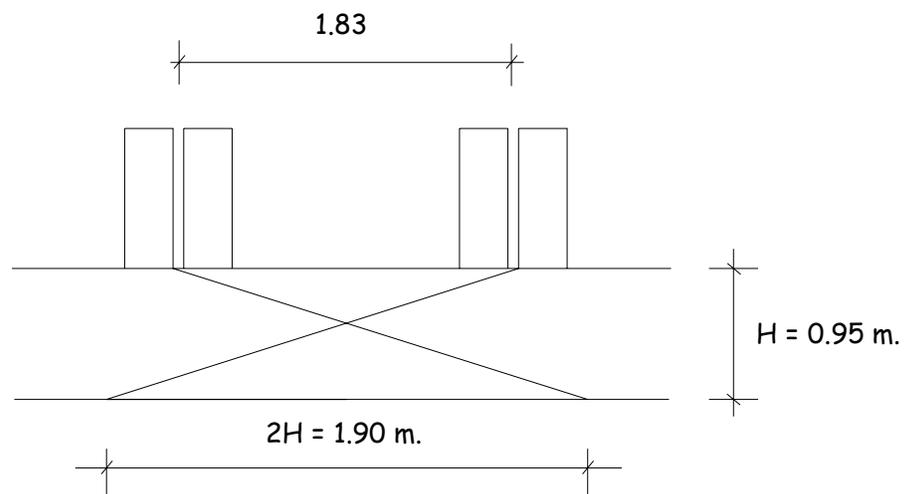
$$E = 494.76 \text{ kg/m}$$

Cálculo de fuerza longitudinal (FL)

Según especificaciones AASHTO 1.2.13, FL será el 5% de la carga viva y su centro de gravedad se supone a 1.83 m sobre la rodadura. Para la cortina solo actúa un eje del camión (ver figura 14) y se hará la siguiente modificación. Como se aprecia en

la figura, las áreas de influencia se traslapan por lo que el ancho que se usará para la distribución, será igual a la separación entre ejes. El punto de aplicación de la fuerza longitudinal se localiza a una distancia igual a la altura de la cortina.

Figura 15. Diagrama de localización del punto de aplicación de la fuerza longitudinal



$$\text{Carga viva} = 0.05 * P_{15} = 0.05 * 10,886 \text{ kg}$$

$$\text{Carga viva} = 544.30 \text{ kg}$$

$$\text{FL} = \text{carga viva} / 1.83$$

$$\text{FL} = 544.30 / 1.83$$

$$\text{FL} = 297.44 \text{ kg/m}$$

$$\text{Al ser 2 llantas} \quad 2 * 297.44 = 594.88 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo: } 6' + H = 1.83 + 0.95 = 2.78 \text{ m}$$

Cálculo de sismo (EQ)

Se usará un coeficiente sísmico de 8%, el cual fue estimado por la Sección de Estudio de Puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala. Primero, se debe calcular el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo al multiplicar por el coeficiente sísmico. El punto de aplicación de la fuerza se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

$$\text{Peso propio} = 0.30\text{m} * 0.95\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 = 684 \text{ kg/m}$$

$$\text{EQ} = 8\% * W$$

$$\text{EQ} = 0.08 * 684 \text{ kg/m}$$

$$\text{EQ} = 54.72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = 0.95/2 = 0.475\text{m}$$

Grupos de carga

Grupo I Esfuerzo 100%

$$M = E * b = E1 * b1 + E2 * b2$$

$$M = (292.80 * 0.95)*(0.95/2) + (456 * 0.95/2)*(1/3 * 0.95)$$

$$M = 200.72 \text{ kg-m}$$

Grupo III Esfuerzo 125%

$$M = 1.3 * (E + FL)$$

$$M = 1.3 * [(278.16 * 0.95/2) + (216.60 * 0.95/3) + (572.94 * 2.78)]$$

$$M = 2,331.54 \text{ kg-m}$$

Grupo VII Esfuerzo 133%

$$M = 1.3 * (E + EQ)$$

$$M = 1.3 * [(278.16 * 0.95/2) + (216.60 * 0.95/3) + (54.72 * 0.475)]$$

$$M = 294.72 \text{ kg-m}$$

El momento máximo se determina comparando el momento producido por los tres grupos de carga, el mayor corresponde al Grupo III.

$$M_{\text{máx}} = 2,331.54 \text{ kg-m}$$

Cálculo de refuerzo

Se reforzará como viga en voladizo. Usando las fórmulas anteriores para el cálculo de área de acero requerida, tenemos:

$$M_u = 2,331.54 \text{ kg-m}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 7.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 25.39 \text{ cm}^2$$

Según los resultados obtenidos, se utilizará el acero mínimo por ser mayor que la cantidad de acero calculada, lo que es equivalente a utilizar ocho número 4 corridos @ 22 cm, distribuidos en la cortina.

Cálculo de corte

Grupo III

$$V = 1.3 * (E + FL)$$

$$V = 1.3 * (494.76 + 572.94)$$

$$V = 1,388.01 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$V = 1.3 * (E + EQ)$$

$$V = 1.3 * (494.76 + 54.72)$$

$$V = 714.32 \text{ kg}$$

Se tomará el valor mayor entre los dos valores de corte, dominando el valor del grupo III.

$$V_{act} = 1,388.01 \text{ kg}$$

Corte máximo

$$V_u = V_{act} / (b * d)$$

$$V_u = 1,388.01 / (100 * 25)$$

$$V_u = 0.56 \text{ kg/cm}^2$$

Corte que resiste el concreto

$$V_{uc} = 0.53 * 0.85 * \sqrt{f_c}$$

$$V_{uc} = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210}$$

$$V_{uc} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$V_{uc} > V_u$; por lo tanto el concreto resiste

Espaciamiento

$$S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} d$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} * 25 = 12.5 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizarán estribos No. 3 @ 12 cms.

2.11.2 Diseño de viga de apoyo

Éste elemento estructural se diseño únicamente por aplastamiento, debido a que la viga está apoyada en toda su longitud sobre ella. Como la viga de apoyo no se ve sometida a esfuerzos de flexión, el refuerzo longitudinal se calcula con el refuerzo mínimo. El refuerzo transversal lo constituyen los estribos, los cuales se calculan en la misma forma como se calculó el estribo de la viga de borde.

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1.75 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 7.5 \text{ m} = 6,300 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ m} * 0.75 \text{ m} * 7.5 \text{ m} = 6,750 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acera}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.70 \text{ m} * 7.5 \text{ m} = 1,890 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diafragma}} = \underline{1,260 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{cm}} = 16,200 \text{ kg}$$

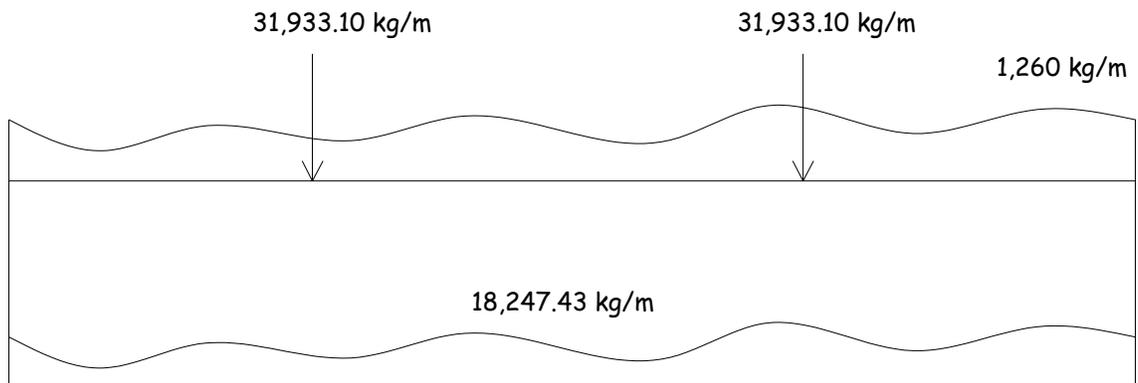
Carga viva 5,443 kg

$$W = 1.4 * 16,200 \text{ kg} + 1.7 * 5,443 \text{ kg}$$

$$W = 31,933.10 \text{ kg}$$

$$\text{Reacción del suelo} = (31,933.10 * 2) / 3.50 = 18,247.43 \text{ kg/m}$$

Figura 16. Distribución de cargas en viga de apoyo



Por aplastamiento

$$V_a = (WL)/2$$

Donde:

- L = ancho de rodadura (3.50m)
- W = 31,933.10 kg
- V_a = corte actuante
- b = base viga de apoyo (40 cm)
- d = altura viga de apoyo (30 cm)
- f'c = resistencia del concreto (210 kg/cm²)

$$V_a = (31,933.10) * (3.50) / 2$$

$$V_a = 55,882.75 \text{ kg}$$

$$V_{act} = 55,882.75 / (40 * 30)$$

$$V_{act} = 46.57 \text{ kg/cm}^2$$

Corte que resiste el concreto

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210}$$

$$V_r = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

$V_{act} > V_r$; como el corte actuante es mayor que el corte que resiste el concreto, el espaciamiento será el siguiente:

$$S = \frac{2 * A_v * f_y}{(V_{act} - V_r) * b}$$

$$S = \frac{2 * 1.27 * 4,200}{(46.57 - 6.53) * 40}$$

$$S = 6.66 \text{ cm} \approx 6 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos No. 4 @ 6 cm.

2.11.3 Diseño de estribos

Definida la geometría del estribo, se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura y el peso que otros elementos pueden producirle; calculados los momentos se procede a efectuar los chequeos correspondientes, que son los siguientes:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = W / E > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = (W/A) * [1 \pm (6e / b)] < V_s > 0$$

Donde:

$$e = \text{Excentricidad} = b/2 - a$$

Siendo:

$$a = ME - MV / W$$

Estas verificaciones se efectúan para el muro únicamente, el muro con superestructura y carga viva; y la verificación por sismo en donde no se considera carga viva.

Datos

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

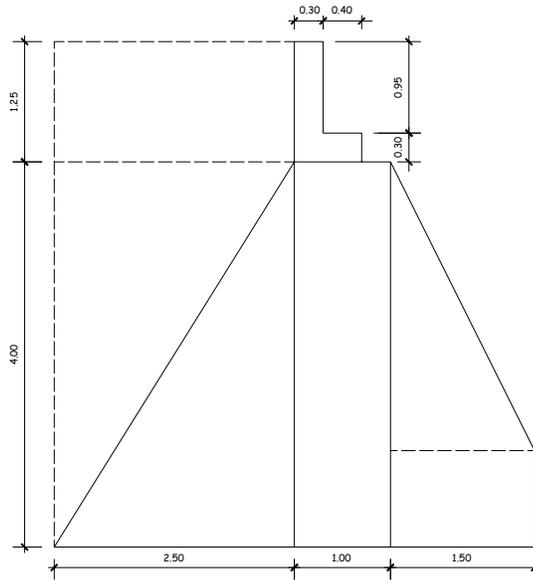
$$\gamma_{\text{concreto ciclópeo}} = 2,700 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,900 \text{ kg/m}^3$$

$$V_s = 20,200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Eq. Líquido} = 180 \text{ kg/m}^3$$

Figura 17. Dimensiones de estribo



Momento de volteo

Tabla V. Cálculo de momento de volteo en estribo

Sección	Altura (m)	Presión (kg)	Empuje (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	5.25	292.80	1,537.20	2.63	4,042.84
II	2.63	2,520	6,615.00	1.75	11,576.25
			8,152.20	15,619.09	

Empuje = 8,152.20 kg/m

Momento de volteo = 15,619.09 kg-m

Momento estabilizante

Tabla VI. Cálculo de momento estabilizante en estribo

Sección	Área (m ²)	Peso E. (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.285	2,400	684	2.35	1.607.40
2	0.210	2,400	504	2.15	1,083.60
3	4.00	2,700	10,800	2.00	21,600.00
4	5.00	2,700	13,500	3.33	44,955.00
5	2.25	2,700	6,075	1.00	6,075.00
6	1.50	2,700	4,050	0.75	3,037.50
7	5.00	1,900	9,500	4.17	39,615.00
8	3.125	1,900	5,937.50	3.75	22,265.63
				51,050.50	140,246.13

W de la subestructura = 51,050.50 kg

Momento estabilizante = 140,246.13 kg-m

Cálculo de estribo sin superestructura

Volteo = ME / MV = 140,246.13 / 15,619.09 = 8.98 > 1.50 OK

Deslizamiento = (0.5 * W) / E = (0.5 * 51,050.50) / 8,152.20 = 3.13 > 1.50 OK

Presiones

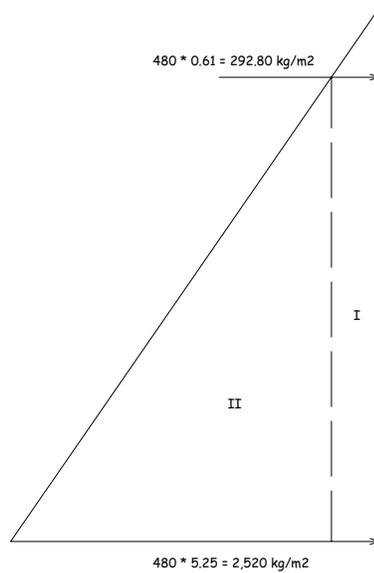
$$a = (ME - MV) / W$$

$$a = (140,246.13 - 15,619.09) / 51,050.50$$

$$a = 2.44 \text{ m}$$

$$3a > b \rightarrow 7.32 > 5 \text{ OK}$$

Figura 18. Presiones en estribo



Excentricidad

$$e = b/2 - a$$

$$e = 5/2 - 2.44$$

$$e = 0.06$$

$$P = \frac{(51,050.50)}{5 * 1} * [1 \pm \frac{6 * 0.06}{5}]$$

$$P = 10,210.10 * (1 \pm 0.072)$$

$$P_{\text{mín}} = 9,475 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\text{máx}} = 10,945.23 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

Verificando muro con superestructura y carga viva:

$$W_{\text{total}} = 1.4W_{\text{cm}} + 1.7W_{\text{cv}}$$

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{viga} + W_{acera} + W_{diafragma}$$

$$W_{cm} = 16,200 \text{ kg} * 1.4 = 22,680 \text{ kg}$$

$$W_{cv} = 10,884 \text{ kg} * 1.7 = 18,502.80 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 22,680 \text{ kg} + 18,502.80 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 41,182.80 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = b/2 = 5/2 = 2.50 \text{ m}$$

Momento estabilizante (ME2)

$$ME2 = W * \text{brazo}$$

$$ME2 = 41,182.80 \text{ kg} * 2.50 \text{ m}$$

$$ME2 = 102,957 \text{ kg-m}$$

Momento estabilizante total (MET)

$$MET = ME1 + ME2$$

$$MET = 140,246.13 \text{ kg-m} + 102,957 \text{ kg-m}$$

$$MET = 243,203.13 \text{ kg-m}$$

$$\text{Volteo} = MET / MV = 243,203.13 / 15,619.09 = 15.57 > 1.50 \text{ OK}$$

$$\begin{aligned} \text{Deslizamiento} &= 0.5 * (W_{sub} + W_{sup}) / E \\ &= 0.5 * (51,050.50 + 41,182.80) / 8,152.20 \\ &= 5.66 > 1.50 \text{ OK} \end{aligned}$$

Presiones

$$a = (MET - MV) / (W_{sub} + W_{sup})$$

$$a = (243,203.13 - 15,619.09) / (51,050.50 + 41,182.80)$$

$$a = 2.47 \text{ m}$$

$$3a > b \rightarrow 7.41 > 5 \text{ OK}$$

Excentricidad

$$e = b/2 - a$$

$$e = 5/2 - 2.47$$

$$e = 0.03$$

$$P = \frac{(92,233.30)}{5 * 1} * [1 \pm \frac{6 * 0.03}{5}] \quad W = 41,182.80 + 51,050.50 = 92,233.30 \text{ kg}$$

$$P = 18,446.66 * (1 \pm 0.036)$$

$$P_{\min} = 17,782.58 > 0$$

$$P_{\max} = 19,110.74 > V_s$$

Verificando muro con sismo sin carga viva

Tabla VII. Cálculo de datos verificando por sismo en estribo

Sección	Área (m ²)	Peso E. (kg/m ³)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.285	2,400	684	4.775	3,266.10
2	0.210	2,400	504	4.15	2,091.60
3	4.00	2,700	10,800	2.00	21,600.00
4	5.00	2,700	13,500	1.33	17,955.00
5	2.25	2,700	6,075	2.00	12,150.00
6	1.50	2,700	4,050	0.50	2,025.00
7	5.00	1,900	9,500	2.67	25,365.00
8	3.125	1,900	5,937.50	4.625	27,460.94
			51,050.50		111,913.64

Momento estabilizante (ME)

$$ME = 0.08 * Mvs$$

$$ME = 0.08 * 111,913.64 \text{ kg-m}$$

$$ME = 8,953.09 \text{ kg-m}$$

Fuerza horizontal (FH)

$$FH = (1.08 * E) + [0.08 * (Wsub + Wcv)]$$

$$FH = (1.08 * 8,152.20) + [0.08 * (51,050.50 + 10,884)]$$

$$FH = 13,759.14 \text{ kg}$$

Momento de volteo (MV)

$$MV = (1.08 * MVs) + 0.08 * (Wcm + ME)$$

$$MV = (1.08 * 111,913.64) + 0.08 * (22,680 + 8,953.09)$$

$$MV = 123,397.39 \text{ kg-m}$$

Presiones

$$a = (MET - MV) / (Wsub + Wcv)$$

$$a = (243,203.13 - 123,397.39) / (51,050.50 + 10,884)$$

$$a = 1.93 \text{ m}$$

$$3a > b \rightarrow 5.79 > 5 \quad \text{OK}$$

Excentricidad

$$e = b/2 - a$$

$$e = 5/2 - 1.93$$

$$e = 0.57$$

$$P = \frac{(51,050.50)}{5 * 1} * [1 \pm \frac{6 * 0.57}{5}]$$

$$P = 10,210.10 * (1 \pm 0.684)$$

$$P_{\min} = 3,226.39 \text{ kg} > 0$$

$$P_{\max} = 17,193.81 \text{ kg} > V_s$$

El análisis realizado comprueba que el muro propuesto cumple con todos los requisitos de seguridad.

Cálculo de neopreno

Dimensiones de apoyo (neopreno):

$$a = 19 \text{ cms}$$

$$b = 30 \text{ cms}$$

$$t = 1.30 \text{ cms}$$

Donde:

a = lado corto del apoyo

b = lado largo del apoyo

t = espesor del apoyo

Se tiene dos placas por trabe.

- El esfuerzo máximo permisible (σ_p) que soportará el apoyo, se obtiene mediante la fórmula siguiente:

$$\sigma_p = 8ab / t(a + b)$$

Sustituyendo valores en la fórmula, tenemos:

$$\sigma_p = 8 \cdot 19 \cdot 30 / 1.3 \cdot (19 + 30)$$

$$\sigma_p = 71.59 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo actuante (σ_{ACT}) de los apoyos será:

$$\sigma_{ACT} = RT / (a \cdot b)$$

Donde:

RT = reacción total en los apoyos

Sustituyendo valores en la fórmula, tenemos:

Número de traveses = 2, entonces RT/2.

$$RT = 18,012.42 \text{ kg} / 2$$

$$RT = 9,006.21 \text{ kg por apoyo}$$

Entonces;

$$\sigma_{ACT} = 9,006.21 \text{ kg} / (19 \cdot 30)$$

$$\sigma_{ACT} = 15.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p > \sigma_{ACT}, \quad \text{SI CUMPLE}$$

2.12 Presupuesto

Luego de elaborados los planos de la obra, se procedió a cuantificar los materiales y cantidades de trabajo necesarias, para la ejecución del proyecto en estudio. Los materiales fueron cuantificados según los detalles de los planos, utilizando las proporciones que indican las especificaciones. Los precios se establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en ventas de materiales cercanas a la zona.

Las actividades de las diferentes etapas de ejecución fueron cuantificadas para determinar la mano de obra, que fue estimada con precios de trabajos a destajo, vigentes en obras similares realizadas en el municipio.

Para cada elemento o actividad de trabajo del puente se cuantificó tanto su mano de obra como los materiales necesarios para su ejecución, siendo tabulados e integrados para estimar el costo unitario del renglón. Cada costo unitario se multiplicó por la cantidad de trabajo para obtener el costo total del renglón y totalizados dan el costo directo de la ejecución.

A continuación se presenta el presupuesto de las diferentes partes que componen el proyecto:

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENGLÓN DE TRABAJO LOSA + BANQUETA**

LISTADO DE MATERIALES

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	125	saco	Q 43.00	Q 5,375.00
Arena de río	6.65	m ³	Q 140.00	Q 931.00
Piedrín 1/2" a 3/4"	13	m ³	Q 110.00	Q 1,430.00
Acero No. 5 Grado 60	28.09	qq	Q 275.00	Q 7,724.75
Acero No. 4 Grado 60	8.22	qq	Q 275.00	Q 2,260.50
Acero No. 3 Grado 60	5.84	qq	Q 275.00	Q 1,606.00
Alambre de amarre	20	lb.	Q 3.00	Q 60.00
Madera para formaleta	265	pt.	Q 3.50	Q 927.50
Parales	148	u	Q 8.00	Q 1,184.00
Clavo de 4"	82	lb.	Q 4.50	Q 369.00
Tubos PVC de 4"	2	u	Q 240.92	Q 481.84
Neopreno 3/4"	4	u	Q 350.00	Q 1,400.00
COSTO DE MATERIALES				Q 23,749.59
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	82	m ²	Q 15.00	Q 1,230.00
Armado	76.5	m ²	Q 25.00	Q 1,912.50
Fundición	76.5	m ²	Q 20.00	Q 1,530.00
Desencófrado	82	m ²	Q 5.00	Q 410.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 5,082.50
COSTO DE MATERIALES				Q 23,749.59
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 5,082.50
COSTO TOTAL RENGLÓN DE TRABAJO				Q 28,832.09

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO POSTES + BARANDAL**

LISTADO DE MATERIALES

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	4	saco	Q 43.00	Q 172.00
Arena de río	0.19	m ³	Q 140.00	Q 26.60
Piedrín 1/2" a 3/4"	0.38	m ³	Q 110.00	Q 41.80
Acero No. 4 Grado 40	1.35	qq	Q 275.00	Q 371.25
Acero No. 2 Grado 40	10	varilla	Q 10.00	Q 100.00
Alambre de amarre	3	lb.	Q 3.00	Q 9.00
Madera para formaleta	31	pt.	Q 3.50	Q 108.50
Clavo de 3"	7	lb.	Q 3.50	Q 24.50
Tubos HG de 3"	10	u	Q 425.00	Q 4,250.00
COSTO DE MATERIALES				Q 5,103.65
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	8.64	m ²	Q 15.00	Q 129.60
Armado	8.64	m ²	Q 25.00	Q 216.00
Fundición	8.64	m ²	Q 20.00	Q 172.80
Desencofrado	8.64	m ²	Q 5.00	Q 43.50
Colocación de tubo	10	u	Q 8.00	Q 80.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 641.90
COSTO DE MATERIALES				Q 5,103.65
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 641.90
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 5,745.55

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENGLÓN DE TRABAJO VIGA PRINCIPAL**

LISTADO DE MATERIALES

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	102	saco	Q 43.00	Q 4,386.00
Arena de río	5.45	m ³	Q 140.00	Q 763.00
Piedrín 1/2" a 3/4"	10.89	m ³	Q 110.00	Q 1,197.90
Acero No. 11 Grado 60	51.52	qq	Q 275.00	Q 14,168.00
Acero No. 7 Grado 60	11.89	qq	Q 275.00	Q 3,269.75
Acero No. 8 Grado 60	7.79	qq	Q 275.00	Q 2,142.25
Acero No. 5 Grado 60	1.52	qq	Q 275.00	Q 418.00
Alambre de amarre	9	lb.	Q 4.50	Q 40.50
Roldana de 10 x 15 x 1/2"	24	u	Q 2.50	Q 60.00
Pernos de 1" x 8"	20	u	Q 20.00	Q 400.00
Clavo de 4"	65	lb.	Q 3.50	Q 227.50
Tuerca de 1"	24	u	Q 2.50	Q 60.00
Madera para formaleta	216	pt.	Q 3.50	Q 756.00
COSTO DE MATERIALES				Q 27,888.90
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	60	m ²	Q 15.00	Q 900.00
Armado	60	m ²	Q 25.00	Q 1,500.00
Fundición	60	m ²	Q 20.00	Q 1,200.00
Desencofrado	60	m ²	Q 5.00	Q 900.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 4,500.00
COSTO DE MATERIALES				Q 27,888.90
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 4,500.00
COSTO TOTAL RENGLÓN DE TRABAJO				Q 32,388.90

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENGLÓN DE TRABAJO DIAFRAGMAS**

LISTADO DE MATERIALES

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	5	saco	Q 43.00	Q 215.00
Arena de río	0.27	m ³	Q 140.00	Q 37.80
Piedrín 1/2" a 3/4"	0.54	m ³	Q 110.00	Q 59.40
Acero No. 5 Grado 60	0.9	qq	Q 275.00	Q 247.50
Acero No. 3 Grado 60	0.05	qq	Q 275.00	Q 13.75
Acero No. 6 Grado 60	0.21	qq	Q 275.00	Q 57.75
Acero No. 4 Grado 60	0.9	qq	Q 275.00	Q 247.50
Alambre de amarre	1	lb.	Q 3.50	Q 3.50
Clavo de 4"	5.5	lb.	Q 3.50	Q 19.25
COSTO DE MATERIALES				Q 901.45
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	5.1	m ²	Q 15.00	Q 76.50
Armado	5.1	m ²	Q 25.00	Q 127.50
Fundición	5.1	m ²	Q 20.00	Q 102.00
Desencofrado	5.1	m ²	Q 5.00	Q 25.50
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 331.50
COSTO DE MATERIALES				Q 901.45
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 331.50
COSTO TOTAL RENGLÓN DE TRABAJO				Q 1,232.95

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO CORTINA + VIGA DE APOYO**

LISTADO DE MATERIALES

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	46	saco	Q 43.00	Q 1,978.00
Arena de río	2.45	m ³	Q 140.00	Q 343.00
Piedrín 1/2" a 3/4"	4.9	m ³	Q 110.00	Q 539.00
Acero No. 4 Grado 60	2.39	qq	Q 275.00	Q 657.25
Acero No. 3 Grado 60	6.9	qq	Q 275.00	Q 1,897.50
Alambre de amarre	11.73	lb.	Q 3.50	Q 41.06
Clavo de 3"	15	lb.	Q 3.50	Q 52.50
Clavo de 4"	12	lb.	Q 3.50	Q 42.00
COSTO DE MATERIALES				Q 5,550.31
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Formaleteado	25.5	m ²	Q 15.00	Q 382.50
Armado	25.5	m ²	Q 25.00	Q 637.50
Fundición	25.5	m ²	Q 20.00	Q 510.00
Desencofrado	25.5	m ²	Q 5.00	Q 127.50
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 1,657.50
COSTO DE MATERIALES				Q 5,550.31
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 1,657.50
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 7,207.81

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN
RENLÓN DE TRABAJO ESTRIBOS**

LISTADO DE MATERIALES

FECHA MAYO DE 2,006

MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Cemento gris	455	saco	Q 43.00	Q 19,565.00
Arena de río	49.4	m ³	Q 140.00	Q 6,916.00
Piedrín 1/2" a 3/4"	68.9	m ³	Q 110.00	Q 7,579.00
Piedra bola de 4"	42.9	m ³	Q 115.00	Q 4,933.50
Madera para formaleta	476	pt.	Q 3.50	Q 1,666.00
Clavo de 3"	28	lb.	Q 3.50	Q 70.00
Clavo de 4"	20	lb.	Q 3.50	Q 98.00
Tubo PVC de 2"	3	u	Q 71.83	Q 215.49
COSTO DE MATERIALES				Q 41,042.99
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
Excavación	76.5	m ³	Q 30.00	Q 2,295.00
Formaleteado	132.6	m ²	Q 15.00	Q 1,989.00
Lev. muro de mampostería	130	m ³	Q 125.00	Q 16,250.00
Desencofrado	132.6	m ²	Q 5.00	Q 663.00
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 21,197.00
COSTO DE MATERIALES				Q 41,042.99
COSTO DE MANO DE OBRA				Q 21,197.00
COSTO TOTAL RENLÓN DE TRABAJO				Q 62,239.99

2.12.1 Integración de costos

CUADRO DE INTEGRACIÓN DE COSTOS
MATERIALES Y MANO DE OBRA
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
COMUNIDAD: CASERÍO LA REINITA, SAYAXCHÉ, PETÉN.
FECHA: MAYO DE 2006.
LONGITUD: 15 MTS.

RESUMEN

No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	TOTAL
1	LOSA + BANQUETA	m ²	76.50	Q. 376.89	Q. 28,832.09
2	POSTES + BARANDAL	ml	30.00	Q. 191.52	Q. 5,745.55
3	VIGAS PRINCIPALES	ml	30.00	Q. 1,079.63	Q. 32,388.90
4	DIAFRAGMAS	unidad	2.00	Q. 616.48	Q. 1,232.95
5	CORTINA + VIGA DE APOYO	unidad	2.00	Q. 3,603.91	Q. 7,207.81
6	ESTRIBOS	unidad	2.00	Q. 31,119.99	Q. 62,239.99
	TOTAL				Q. 137,647.29
	COSTO POR METRO LINEAL				Q. 9,176.49

La integración de costos del presente presupuesto se realizó en base a los precios actuales vigentes en el mercado local hasta el día de hoy treinta de mayo del año dos mil seis, advirtiendo que este presupuesto tiende a variar, debido a la fluctuación del dólar, por lo que habrá que actualizarlos en el momento de ejecutar la obra, los cálculos se realizaron tomando como base el costo unitario en quetzales, el presente proyecto tiene un costo de: CIENTO TREINTA Y SIETE MIL SEISCIENTOS CUARENTA Y SIETE QUETZALES CON CUARENTA Y NUEVE CENTAVOS (Q. 137.647.29), O BIEN, DIECISIETE MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y SEIS DOLARES CON VIENTISIETE CENTAVOS (\$ 17,876.27), A UNA TASA DE CAMBIO DEL DÍA DE \$ 1.00 x Q. 7.70.

2.12.2 Cronograma de ejecución

No.	DESCRIPCIÓN	SEMANAS																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	TRAZO Y NIVELACIÓN	■																			
2	EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL		■	■	■																
3	LEVANTADO DE MUROS				■	■	■														
4	RELLENO ESTRUCTURAL DE ESTRIBOS							■	■	■											
5	FORMALETA							■	■	■	■										
6	ARMADO DE VIGAS DE CARGA								■	■											
7	FUNDICIÓN DE VIGA DE CARGA									■											
8	ARMADO DE VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS Y LOSA DE RODADURA										■	■									
9	FUNDICIÓN DE VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS Y LOSA DE RODADURA												■								
10	ARMADO DE BANQUETAS													■					■		
11	FUNDICIÓN DE BANQUETAS														■					■	
12	DRENAJES															■				■	
13	ARMADO Y FUNDICIÓN DE MOCHETAS Y BARANDA															■				■	
14	ACABADOS																■				■
15	ACERO ESTRUCTURAL										■										
16	UNIONES MECÁNICAS O JUNTAS ESTRUCTURALES																■	■			■
17	FLETES	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

CONCLUSIONES

1. La realización del proyecto de agua potable, para el caserío Canaán, va a permitir que los pobladores de la misma tengan agua en cantidad y calidad adecuada, el cual mejorará su calidad de vida.
2. El sistema de circuito cerrado para las redes de distribución ofrece la ventaja de suministrar agua a cualquier punto desde más de una dirección, además de eliminar los puntos muertos en la red. Hidráulicamente un sistema por circuito cerrado opera mejor que uno con ramales abiertos.
3. La construcción del puente vehicular vendrá a solucionar el problema que muchas familias tienen, de transportar sus productos, movilización de enfermos a centros de salud o al hospital del municipio, ya que sin este puente vehicular en época de invierno se dificulta el paso a los habitantes, debido a que el puente provisional es arrastrado por las intensas lluvias de la región.

RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica de cada uno de los proyectos durante su etapa de ejecución para que se cumpla con el diseño descrito en los planos y especificaciones de calidad de materiales.
2. Consultar al diseñador sobre cualquier cambio que quiera realizarse al diseño o a la calidad de materiales de cada uno de los proyectos.
3. Dar seguimiento al programa de apoyo técnico brindado por la Unidad de E.P.S. de la Facultad de Ingeniería, para fortalecer su Unidad Técnica y la atención a las necesidades de las comunidades del municipio.
4. Velar por el buen uso y conservación de las obras, durante su ejecución y cuando esté en servicio, en coordinación con la municipalidad.
5. Realizar campañas de divulgación, en las cuales se eduquen a los usuarios del sistema de agua potable sobre la necesidad del cuidado del recurso hídrico para la protección del medio ambiente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Arocha R., Simón. Abastecimientos de Agua, Teoría y Diseño. Ediciones Vega s.r.l. México, 1980.
2. Donis Rivas, Marcos Alberto. Elaboración del Diseño para el Sistema de Abastecimiento de Agua a las Aldeas Jocotillo y Buena Vista de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1997.
3. Mérida Ramírez, Julio Ramiro. Abastecimiento de Agua Potable y Puentes Peatonales para tres aldeas de El Quiché. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1997.
4. Canales Portillo, Marvin Enrique. Diseño de tres Puentes Vehiculares y de un Camino Vecinal, para el municipio de El Tumbador, San Marcos. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2002.
5. Lepe y Lepe, Julio Adolfo. Estudio Comparativo del Método de Cross para una Red Cerrada de Tubería. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1992.
6. Giles, Ronald. Mecánica de Fluidos e Hidráulica. Editorial Mc Graw-Hill. Serie Schaum. Segunda edición. México, 1990.

7. Estrada Hurtarte, Gustavo Adolfo. Manual de Cuantificación de Materiales para Urbanizaciones y Edificaciones. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1990.
8. Alfaro Véliz, Luis Gregorio. Planificación y Diseño de la red de agua potable para la aldea Los Cerritos, del municipio de Sansare, El Progreso. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2000.
9. Instituto de Fomento Municipal (INFOM). Guía para el diseño de Abastecimiento de agua potable a zonas rurales. Guatemala, junio de 1997.
10. Castañeda Ocaña, Francisco Alberto. Guía para el cálculo de tarifa en acueductos rurales. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1994.
11. Valls Robles, Fernando. Ayudas para diseño de tanques metálicos elevados para agua. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2003.

APÉNDICE

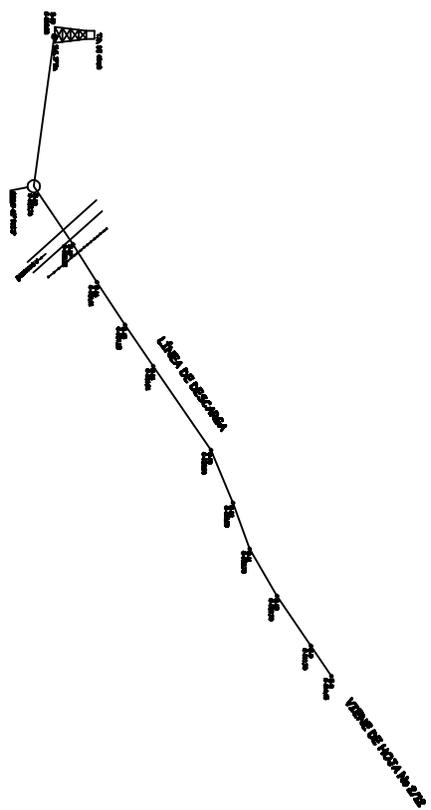
ÍNDICE DE PLANOS

Introducción de agua potable

1/11	Planta general y curvas de nivel.
2/11	Planta línea de conducción y perfil.
3/11	Planta línea de conducción y perfil.
4/11	Planta red de distribución.
5/11	Planta de flujos.
6/11	Planta de diámetros.
7/11	Caseta de bombeo.
8/11	Tanque elevado.
9/11	Tanque de captación.
10/11	Tanque de succión.
11/11	Detalle de caja de válvula y conexión domiciliar.

Puente vehicular

1/5	Planta general y curvas de nivel.
2/5	Detalle de apoyo sísmicos y sección de muro.
3/5	Elevación, detalle de diafragmas, sección y detalle de viga principal.
4/5	Detalle de armado de losa y banquetas.
5/5	Elevación lateral y detalle de neopreno.

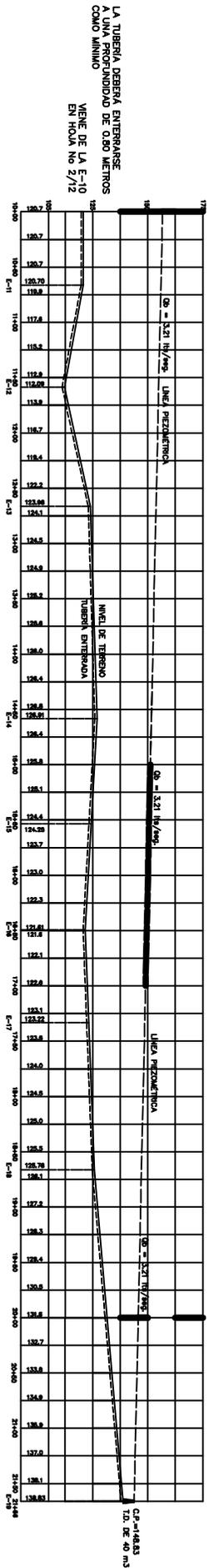


LEYENDA	
	LÍNEA DE ABASTECIMIENTO
	VÁLVULA
	POZOS
	LÍNEA DE 1000x1500
	LÍNEA DE 1000x1200
	LÍNEA DE 1000x900
	POZOS
	VÁLVULA
	LÍNEA DE 1000x1500
	LÍNEA DE 1000x1200
	LÍNEA DE 1000x900
	POZOS
	VÁLVULA

PLANTA DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN (E-11 A E-19)

INSTRUMENTACIÓN DE AGUA POTABLE - COMERCIALIZACIÓN - 2011

1:1000



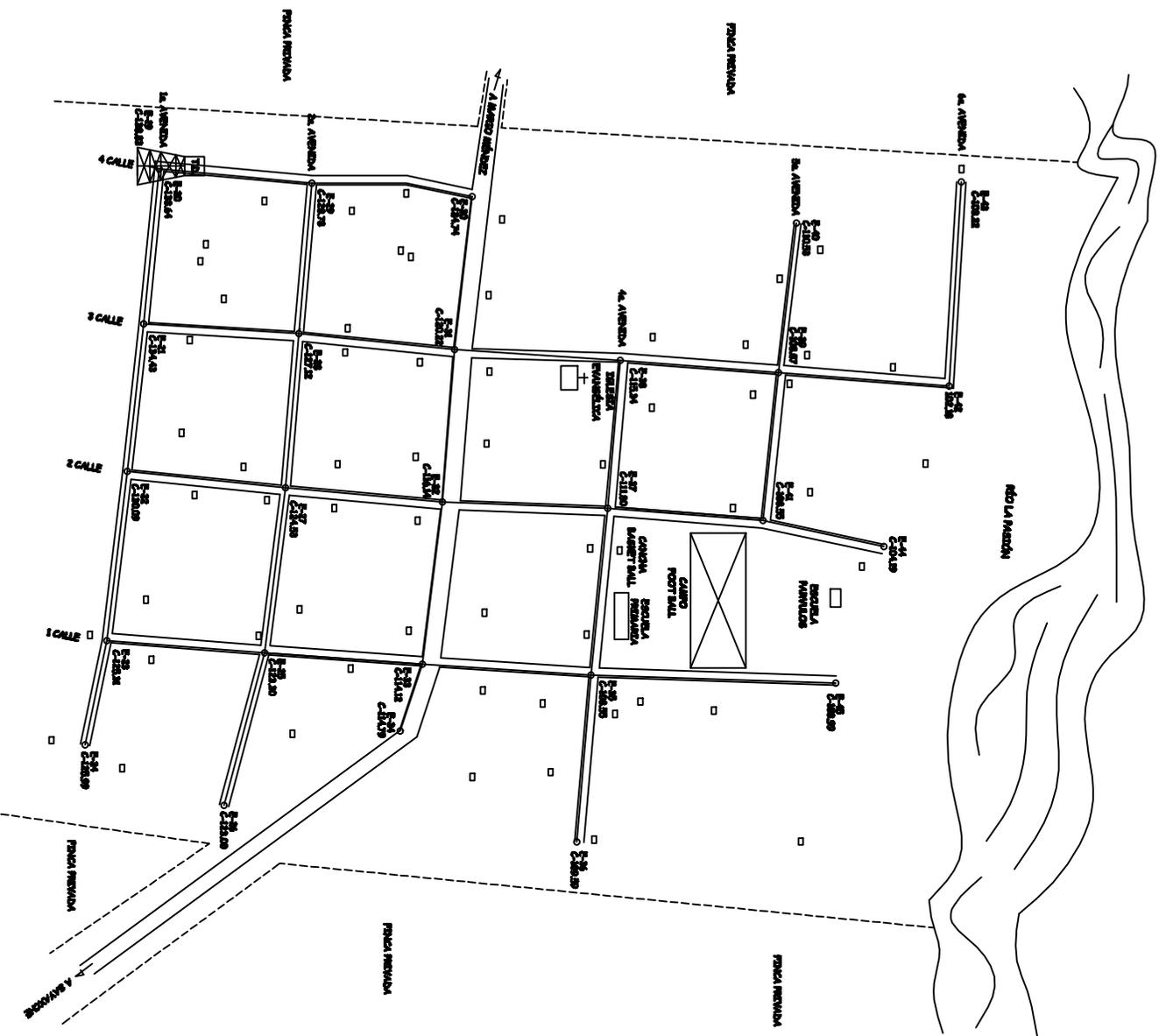
SE DEBE ASESORAR Y VALIDAR EN TODOS LOS PUNTOS

PLANTA-PERFIL DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN

INSTRUMENTACIÓN DE AGUA POTABLE - COMERCIALIZACIÓN - 2011

ESCALA VERTICAL 1/300
ESCALA HORIZONTAL 1/1000

MANEJO ALBANO DE SANVICENTE, PÉREZ		EPS	
PROYECTO DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE			
INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE			
CONTRATO	PLANOS DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE	CONTRATISTA	CONTRATISTA
PROYECTO	AGUA POTABLE DE SANVICENTE, PÉREZ	FECHA	01/03/2011
CLIENTE	EPS SANVICENTE, PÉREZ	PROYECTISTA	ING. ALBANO DE SANVICENTE, PÉREZ
PROYECTISTA	ING. ALBANO DE SANVICENTE, PÉREZ	FECHA	01/03/2011
PROYECTISTA	ING. ALBANO DE SANVICENTE, PÉREZ	FECHA	01/03/2011

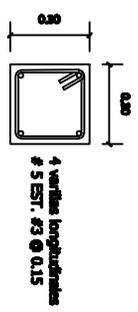
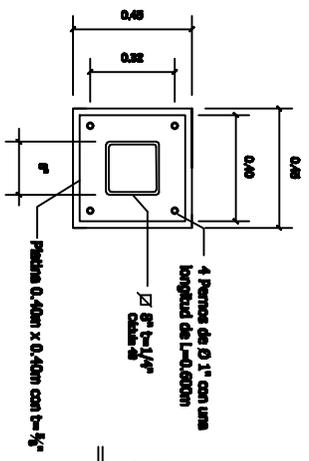


PLANTA DE RED DE DISTRIBUCIÓN

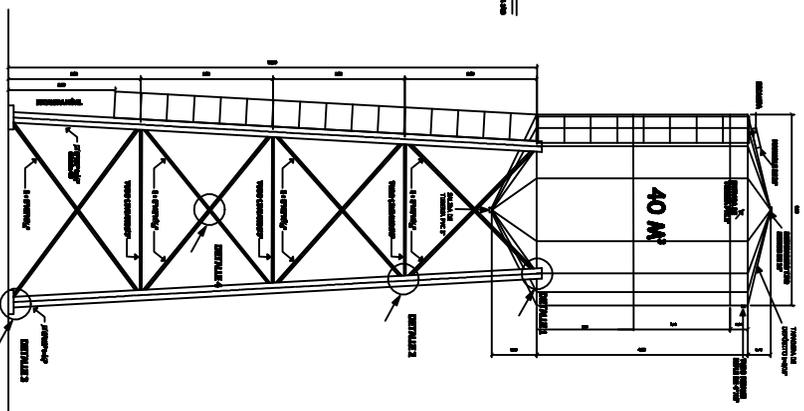
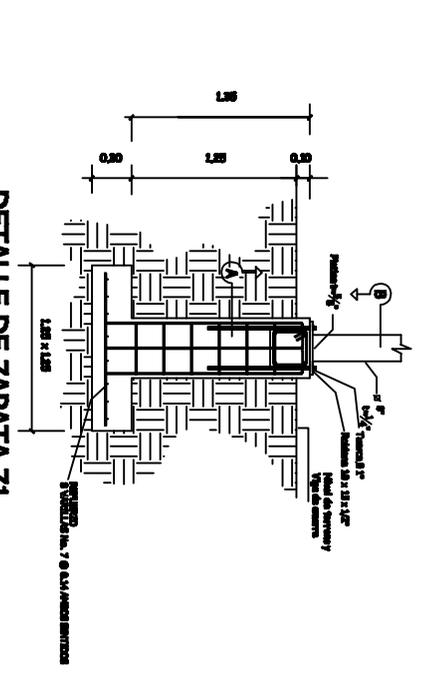
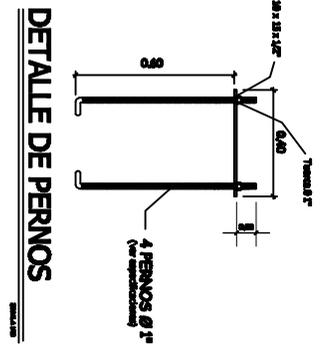
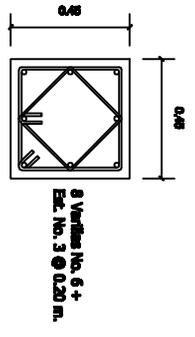


LEYENDA	
	MANEJO DE AGUA
	VALVULA DE CIERRE

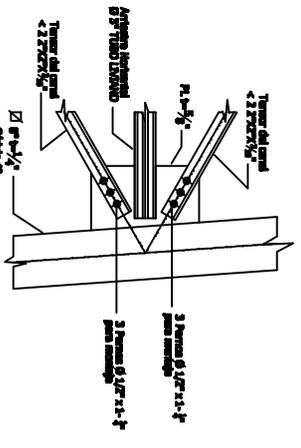
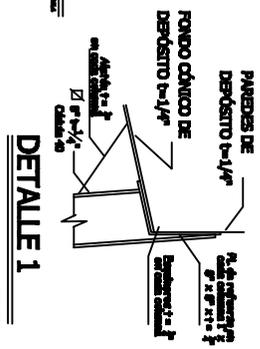
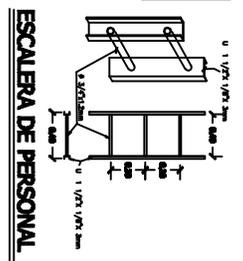
MANEJO ALBANO DE SANVICENTE, PETA <small>PROYECTO DE DISTRIBUCION DE AGUA</small>		EPS	
INTRODUCCION DE AGUA POTABLE			
EMPRESA ALBANO DE SANVICENTE	DISEÑADO POR ALBANO DE SANVICENTE	APROBADO POR ALBANO DE SANVICENTE	FECHA 11/05/2024
DISEÑADO POR ALBANO DE SANVICENTE	APROBADO POR ALBANO DE SANVICENTE	FECHA 11/05/2024	FECHA 11/05/2024
DISEÑADO POR ALBANO DE SANVICENTE		FECHA 11/05/2024	



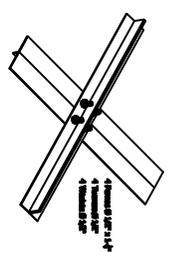
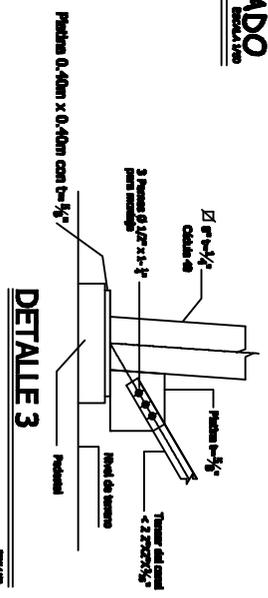
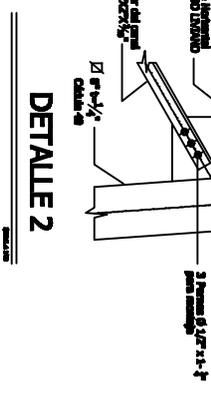
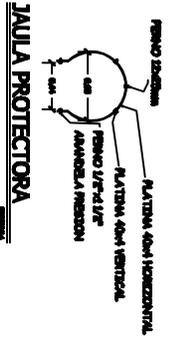
TOTAL DE MATERIALES		
ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	PLATINA	1
2	PERNOS	4
3	VARILLAS	4



NOTA: Para el detalle de la escalera de personal se debe considerar un ancho de 0.90m y un espesor de 0.10m.



ELEVACION TANQUE ELEVADO



ESPECIFICACIONES DE MATERIAL

1. El material para el tanque elevado debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un espesor mínimo de 3 mm.

2. El material para el pedestal debe ser de tipo concreto armado, con un espesor mínimo de 15 cm.

3. El material para la zapata debe ser de tipo concreto armado, con un espesor mínimo de 20 cm.

4. El material para los pernos debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un diámetro de 1/2 inch.

5. El material para las varillas debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un diámetro de 5 mm.

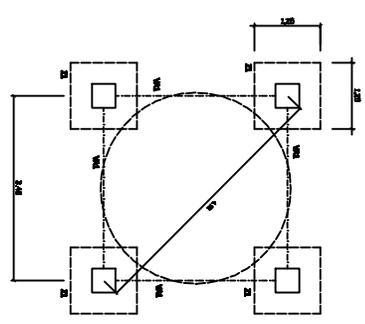
6. El material para la jalia protectora debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un espesor mínimo de 1 mm.

7. El material para la escalera de personal debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un espesor mínimo de 10 mm.

8. El material para los paneles de pared debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un espesor mínimo de 5 mm.

9. El material para el fondo cónico de depósito debe ser de tipo acero inoxidable 304 o 316, con un espesor mínimo de 5 mm.

PLANTA DE CIMENTACIÓN

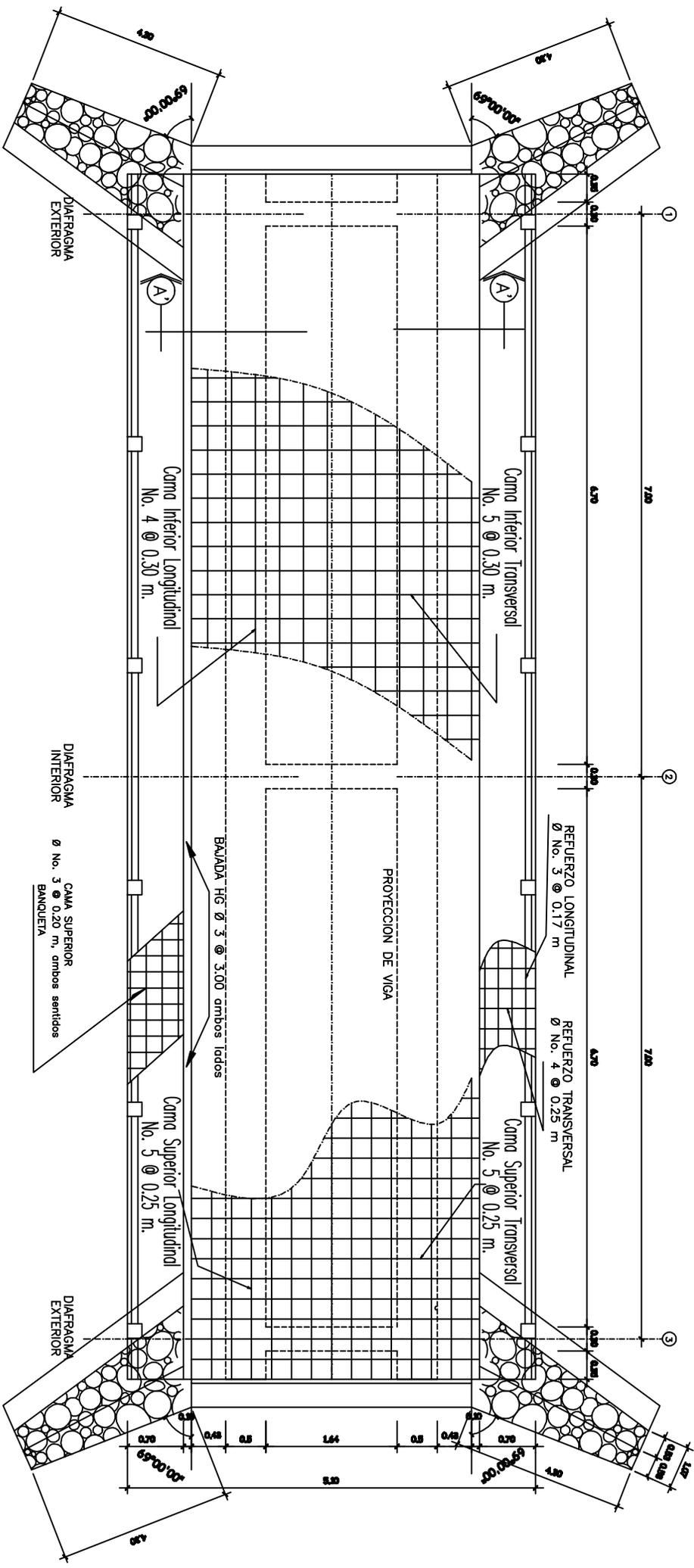


MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE MATERIALES	
DESCRIPCION	CANTIDAD
ACERO INOXIDABLE	1000
CONCRETO ARMADO	1000
PERNOS	4
VARILLAS	4
JALIA PROTECTORA	1
ESCALERA DE PERSONAL	1
PANELES DE PARED	1
FONDO CONICO DE DEPÓSITO	1

EPS

INTRODUCCION DE AGUA POTABLE	
DESCRIPCION	CANTIDAD
ACERO INOXIDABLE	1000
CONCRETO ARMADO	1000
PERNOS	4
VARILLAS	4
JALIA PROTECTORA	1
ESCALERA DE PERSONAL	1
PANELES DE PARED	1
FONDO CONICO DE DEPÓSITO	1

8/11

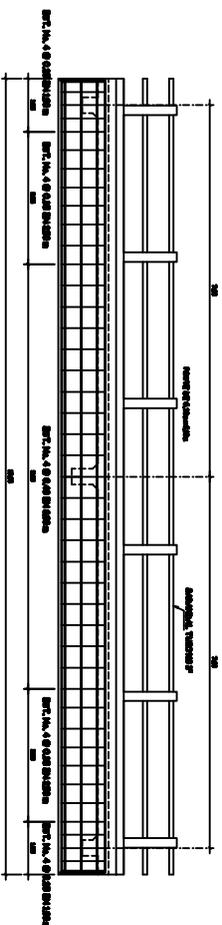


PLANTA ESTRUCTURAL

SEÑALA 4/20

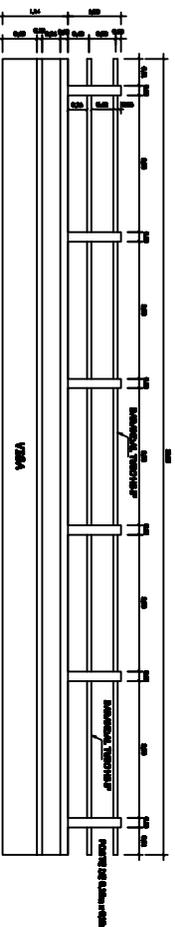
MANEJO ALZADO DE ANIMACIONES, PRTX <small>PROYECTO DE INGENIERIA, S.A.S.</small>		EPS
PLANTE VERTICAL		

AUTORIZADO _____ <small>INGENIERO</small>	ELABORADO _____ <small>INGENIERO</small>
REVISADO _____ <small>INGENIERO</small>	DISEÑADO _____ <small>INGENIERO</small>
APROBADO _____ <small>INGENIERO</small>	VERIFICADO _____ <small>INGENIERO</small>
FECHA: _____	ESCALA: _____



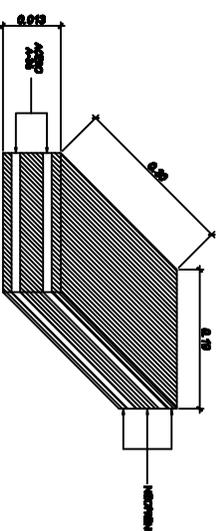
REFUERZO PARA VIGA PRINCIPAL

ESCALA 1/20



ELEVACIÓN LATERAL DE SUPERESTRUCTURA

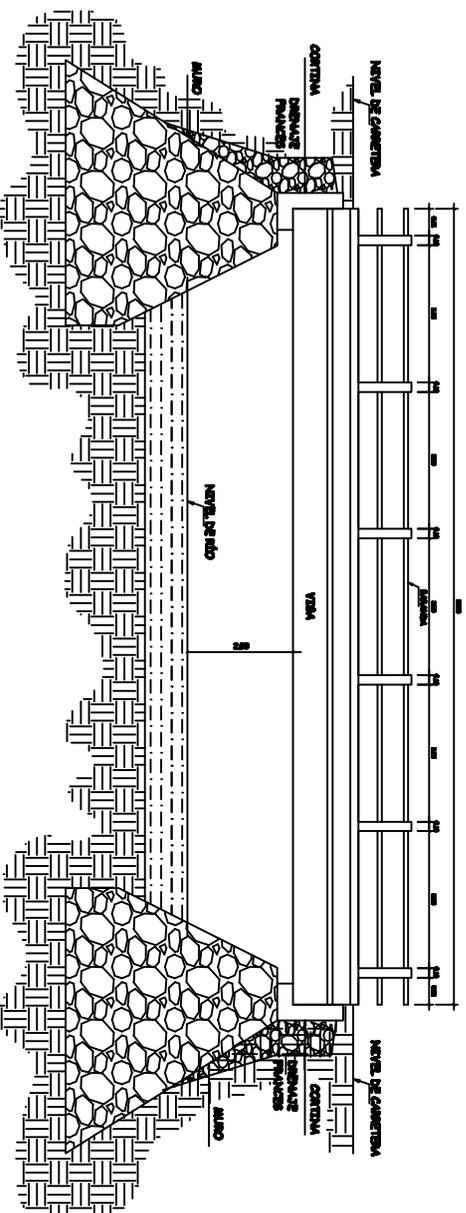
ESCALA 1/20



DETALLE DE NEOPRENO

ESCALA 1/20

NOTA
SE UTILIZARÁ ACERO TIPO NEORMA
ELABORADOS DE PERFILES FABRICADOS
EN TALE NEORINO Y ACERO ESTRUCTURAL
A-60.
DEBEN SER VULCANIZADOS SISTEMÁTICAMENTE
SEGÚN LA NORMA ASTM D 2004.



ELEVACIÓN LATERAL DE PUENTE

ESCALA 1/20

MANEJO ALBANO DE SANVICEL, PERÚ		EPS	
PROYECTO DE INGENIERÍA, S.A.S.			
PUENTE HERSCHEL			
CONTRATO	ALIMENTACIÓN LATERAL Y VENTILACIÓN DEL TUNEL	ESCALA	1:1000
PROYECTO	ALIMENTACIÓN LATERAL	FECHA	SENO DE 2011
CLIENTE	ALBANO SANVICEL	PROYECTO	SEGUNDA ALIMENTACIÓN
PROYECTISTA	ALBANO SANVICEL	FECHA	15/05/2011



LABORATORIO NACIONAL DE SALUD "LNS"

DIRECCIÓN DE REGULACIÓN, VIGILANCIA Y CONTROL DE LA SALUD

INFORME DE ANÁLISIS MUESTRAS CONTROL

UGCF097 Rev.0

Página 1 de 1
No. 0354

No. del LNS: AC-04-1473
Nombre del Producto: AGUA
Tipo de muestra: AGUA
Condición de la muestra: APROPIADA
Tipo de recipiente: PLASTICO

Remitente: Dr. Roy Flores Alvarado
Procedencia: Naclimiento Canaan, Sayajché
Área de Salud Petén Sur Occidental
Fecha de Ingreso: 23/06/2004
Fecha de Egreso: 01/07/2004

Resultados de Análisis

ANÁLISIS	RESULTADO	SEGÚN NORMA	
		L.M.A.*	L.M.P.*
Olor	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE
pH	7.6	7 - 7.5	6.5 - 8.5
Nitratos	15 mg/L.	-----	10 mg/L.
Hierro Total	MIENOR A 0.05 mg/L	0.1 mg/L.	1.0 mg/L.
Calcio	192.25 mg/L.	75 mg/L.	150 mg/L.
Magnesio	46 mg/L.	50.00 mg/L.	100 mg/L.
Conductividad	1033 µS/cm	-----	< de 1,500. uS/cm.
Dureza Total	641.6 mg/L. CaCO ₃	100.00 mg/L.	500.000 mg/L.
Turbiedad	1.8 UNT**	5.0 UNT**	15.0 UNT**
Color	0 ucv***	5.0ucv***	35ucv***

[Signature]
Analista



[Signature]
Lic. Miguel Angel Velásquez
Supervisor Contaminantes de Ambiente y Salud

Método utilizado: STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER. 20ed.

Los resultados encontrados se refieren a la(s) muestra(s) que fue(ron) entregada(s) y no necesariamente al lote entero del cual fue(ron) tomada(s).

Observaciones

La muestra fue Analizada a temperatura de 22.4°C
Resultados expresados en mg/L= miligramo/litro, ppm= partes por millón
*LMA = LIMITE MAXIMO ACEPTABLE, *LMP = LIMITE MAXIMO PERMISIBLE
**UNT= UNIDADES NEFELOMETRICAS DE TURBIEDAD
***UNIDADES DE COLOR VERDADERO EN LA ESCALA Pt-Co.
DE LOS PARAMETROS ANALIZADOS, LA MUESTRA NO CUMPLE EN NITRATO, CALCIO Y DUREZA CON LA NORMA COGUANOR
NGO 29001 PARA AGUA POTABLE ESPECIFICACIONES.

Analista/Supervisor EP,MC/MAV	Código Laboratorio CT-09-CAS/141
----------------------------------	-------------------------------------

ÚLTIMA LÍNEA

Prohibida la reproducción parcial de éste documento sin previa autorización del Laboratorio Nacional de Salud.
Km. 22 Carretera al Pacífico. Bárcenas, Villa Nueva, Guatemala, C. A.
Tels.: 630-6017, 630-6024, 630-6035, 630-6036, 630-5837 Telefax: 630-6011
E-mail: lns@intelnnet.com

RECIBIDO
DIRECCIÓN DE APOYO PETEN E IXCAN
MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y A. S.

FECHA: 19/07/04
14:30



CALIDAD DEL AGUA

Fecha de la Inspección: 22 / 07 / 2,004 (dd/mm/aaaa)
 Realizada por: ISA Cornelio Hernández Salazar, Cargo: Supervisor de Saneamiento.

A UBICACIÓN GEOGRAFICA
 Departamento: Petén Municipio: Sayaxché.
 Comunidad: Crio. Canahan. Identificación del Sistema: Canahan01/220604SP.

B CARACTERÍSTICAS DEL AGUA

Sitio de Muestreo	Cloro Libre Residual (mg/l)	Coliformes Fecales / 100 ml				
		No.*	Volumen (ml)	Contaje (# colonias)	Cantidad [Contaje x 1 volumen]	
1. Fuente Superficial (Río, lago, laguna, canal)						
2. Fuentes Subterráneas	Manantial 1:	0.0 mg/l	M-01	100ml	0 CCF	0
	Manantial 2:					
	Manantial 3:					
	Pozo 1:					
	Pozo 2:					
3. Tratamiento						
Tanque de Almacenamiento	Tanque de almacenamiento 1:					
	Tanque de almacenamiento 2:					
	Tanque de almacenamiento 3:					
5. Red de Distribución	Vivienda 1:					
	Vivienda 2:					
	Vivienda 3:					
	Vivienda 4:					
	Vivienda 5:					
6. Camión Cisterna						

* Número de la Muestra
 ** Cantidad = $\left[\frac{\text{Contaje} \times 100}{\text{volumen}} \right]$



[Handwritten Signature]
 Firma

Responsable: ISA Cornelio Hernández
 Nombre Completo



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 097 S.S. O.T.No.: 18,695

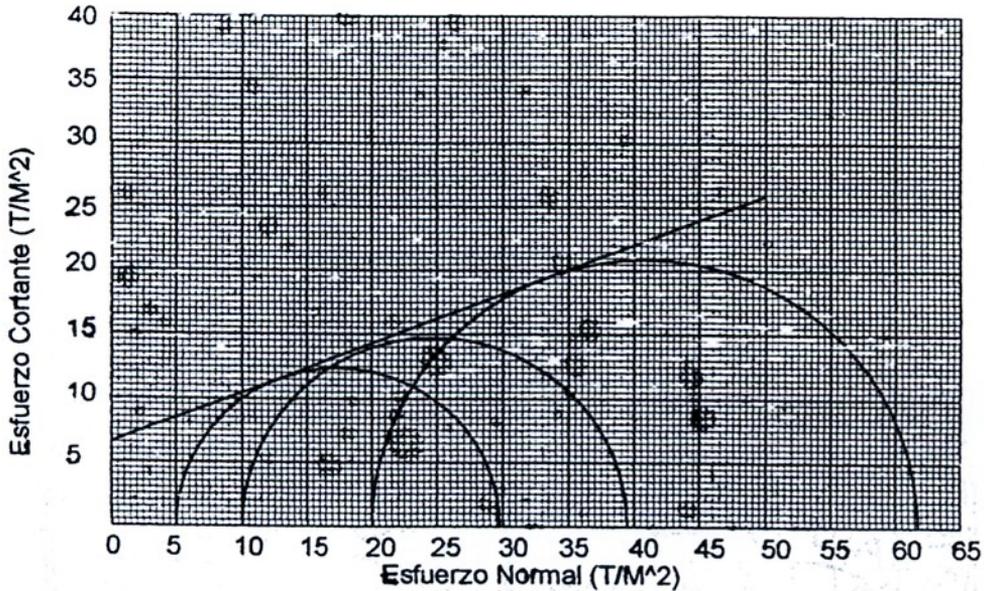
INTERESADO: Gilber Rolando Chacón Burgos

PROYECTO: Trabajo de Graduación EPS

UBICACION: Sayaxché, Peten

FECHA: 17 de marzo de 2006

Pozo No.: x Profundidad: x



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 21,80^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 6,2 \text{ T/M}^2$
---	---

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso arcilloso color café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	24,75	29,09	41,77
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2,0	4,0	8,5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,68	1,68	1,68
HUMEDAD (%H)	11,3	11,3	11,3

Vq. Bo.

Ing. Cesar Alfonso ~~Castro~~ ~~Castro~~
DIRECTOR CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos