



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

**"Diseño de puente vehicular en el barrio el Centro, cabecera municipal de Santa Catarina Mita y sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas, Santa Catarina Mita, Jutiapa"**

**CARLOS AMILCAR HERNÁNDEZ HERNÁNDEZ**

Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto del 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN EL BARRIO EL CENTRO,  
CABECERA MUNICIPAL DE SANTA CATARINA MITA Y SISTEMA  
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA  
EL CASERÍO SABANETAS, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.**

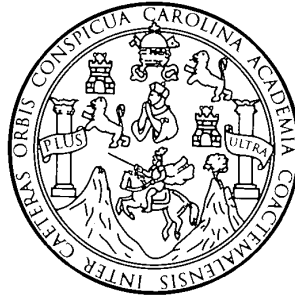
TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**CARLOS AMILCAR HERNÁNDEZ HERNÁNDEZ**  
ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DEL 2004

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



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

## **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 DE PUENTE VEHICULAR EN EL BARRIO EL CENTRO,  
CABECERA MUNICIPAL DE SANTA CATARINA MITA Y SISTEMA  
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA  
EL CASERIO SABANETAS, SANTA CATARINA MITA.**

Tema que me fue asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 08 de agosto del 2003.

---

Carlos Amilcar Hernández Hernández

## **AGRADECIMIENTOS**

<b>Dios</b>	Por haberme dado salud, sabiduría y por ser mi guía en todo momento de mi vida.
<b>Mis padres</b>	Por su amor, ayuda moral, económica y por su ejemplo de tenacidad y sacrificio para alcanzar metas en la vida.
<b>Mis hermanos</b>	Por su comprensión y su apoyo incondicional.
<b>Mis cuñados</b>	Por el apoyo recibido a lo largo de mi carrera.
<b>Ing. Juan Merck</b>	Por asesorarme en el EPS y en la realización del informe final.
<b>Municipalidad de Santa Catarina Mita, Jutiapa</b>	Por la oportunidad y confianza que me brindaron el desarrollo del EPS, en especial al Concejo Municipal y al Sr. Alcalde Lic. René Vicente Osorio.
<b>Oficina Municipal de Planificación OMP</b>	Por haber compartido tiempo, amistad, confianza y conocimientos, en especial a Sergio Montenegro y Damaris Ibarra.
<b>Mis amigos y compañeros de promoción</b>	Por los años de estudio y amistad compartidos, en especial a Hugo, Erick, Fabián, Rodolfo, Marco Antonio, Edgar, Rogelio y Carlos Ávila.
<b>Universidad De San Carlos De Guatemala</b>	Por la educación brindada.

## DEDICATORIA

- Mis padres** Carlos Amilcar Hernández Aguilar y  
Susana Hernández de Hernández,  
por un sueño hecho realidad.
- Mis hermanos** Nancy Carolina Hernández Hernández,  
William Geovani Hernández Hernández y  
Henry Estuardo Hernández Hernández,  
que mi logro sea una inspiración.
- Mi sobrina** Ariana Carolina Martínez Hernández .
- A mis familiares** Abuelos, tíos y primos con mucho cariño y  
respeto.
- A Santa Catarina  
Mita, Jutiapa.** Pueblo que me vio nacer y que me enseñó a vivir  
humanamente .

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTADO DE SÍMBOLOS.....	VII
GLOSARIO.....	IX
RESUMEN.....	XI
OBJETIVOS.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	XIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.1.1. Características generales del caserío Sabanetas.....	1
1.1.2. Ubicación y acceso.....	2
1.1.3. Medios de transporte.....	3
1.1.4. Topografía, clima e hidrografía.....	3
1.1.5. Descripción demográfica.....	4
1.1.6. Vivienda.....	4
1.1.7. Educación.....	5
1.1.8. Salud.....	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa.....	5
1.2.1. Servicios comunitarios.....	5
1.2.2. De infraestructura.....	6

1.2.3. Priorización de necesidades.....	6
1.2.4. Justificación del diseño del puente vehicular.....	6
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	7
2.1. Diseño del puente vehicular en el barrio el Centro, cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa.....	7
2.1.1. Generalidades y descripción del puente.....	7
2.1.2. Descripción del proyecto.....	8
2.1.3. Parámetros para el diseño del puente vehicular.....	9
2.1.4. Cálculo del caudal máximo.....	9
2.1.4.1. Método racional.....	9
2.1.5. Levantamiento topográfico.....	11
2.1.6. Evaluación de la calidad del suelo.....	12
2.1.7. Diseño estructural del puente.....	12
2.1.7.1. Diseño de la superestructura.....	13
2.1.7.1.1. Diseño de losa.....	13
2.1.7.1.2. Diseño de barandas y postes....	20
2.1.7.1.3. Diseño de acera o banqueteta.....	25
2.1.7.1.4. Diseño de viga.....	26
2.1.7.1.5. Diseño de diafragma.....	40
2.1.7.2. Diseño de la subestructura.....	42
2.1.7.2.1. Diseño de cortina.....	42
2.1.7.2.2. Diseño de viga de apoyo.....	46
2.1.7.2.3. Diseño del estribo.....	47
2.1.8. Mantenimiento de puente vehicular.....	54
2.1.9. Planos del puente.....	56
2.1.10. Elaboración del presupuesto.....	56



2.2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Sabaneta, del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.....	59
2.2.1. Descripción del proyecto.....	59
2.2.2. Levantamiento topográfico.....	59
2.2.3. Dotación, tipo de servicio y aforo.....	60
2.2.4. Tasa de crecimiento poblacional.....	61
2.2.5. Período de diseño y población futura.....	61
2.2.6. Factores de consumo.....	62
2.2.6.1. Caudal medio diario.....	63
2.2.6.2. Caudal de día máximo.....	64
2.2.6.3. Caudal máximo horario.....	64
2.2.7. Caudal de bombeo.....	65
2.2.8. Velocidad y presiones.....	66
2.2.9. Calidad del agua.....	66
2.2.10. Diseño hidráulico.....	67
2.2.10.1. Parámetros de diseño.....	67
2.2.10.2. Determinación del diámetro económico...	68
2.2.10.3. Diseño línea de impulsión.....	70
2.2.10.4. Determinación de la potencia de la Bomba.....	73
2.2.10.5. Determinación golpe de ariete.....	74
2.2.11. Generalidades de la bomba.....	75
2.2.12. Diseño tanque de distribución.....	76
2.2.13. Diseño tanque de captación.....	80
2.2.10.5. Determinación golpe de ariete.....	74
2.2.11. Generalidades de la bomba.....	75
2.2.12. Diseño tanque de distribución.....	76

2.2.13. Diseño tanque de captación.....	85
2.2.14. Diseño red de distribución.....	85
2.2.15. Conexiones domiciliarias.....	87
2.2.16. Sistema de tratamiento.....	88
2.2.17. Obras hidráulicas.....	91
2.2.18. Mantenimiento del sistema de agua potable.....	92
2.2.19. Capacitación del sistema de agua potable.....	93
2.2.20. Planos del sistema de agua potable.....	94
2.2.21. Elaboración de presupuesto.....	95
CONCLUSIONES.....	97
RECOMENDACIONES.....	98
BIBLIOGRAFÍA.....	88
APÉNDICE.....	100
ANEXOS.....	107

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

Fig.		Pag.
1	Mapa de ubicación geográfica	1
2	Esquema de puente	11
3	Diagramas de momentos en losa	14
4	Esquema de pasamanos	21
5	Geometría de poste para barandal	21
6	Esquema de fuerzas actuantes en pasamanos	23
7	Diagrama de falla balanceada	24
8	Geometría de sección transversal del puente	27
9	Diagrama de distribución de carga en vigas debido a sobre carga	28
10	Diagrama de carga, corte y momento en vigas debido a sobre carga	30
11	Esquema de factor de distribución de cargas en viga	31
12	Detalle de armado en viga en la parte central	33
13	Detalle de armado de viga a 2.50 m del apoyo	34
14	Detalle lateral de armado de viga	35
15	Diagrama de carga, corte y momento en vigas, debido a carga viva sobre el apoyo	36
16	Diagrama de corte en viga	38
17	Refuerzo transversal en viga	40
18	Diagrama de presiones de la cortina en viga de apoyo	42
19	Fuerza longitudinal en viga de apoyo	43

20	Geometría y diagrama de presiones en estribo	49
21	Geometría de planta y perfil del tanque	77
22	Sección transversal y dimensiones de tanque	78
23	Distribución de fuerzas horizontales en el tanque	82
24	Esquema de hipoclorador automático modelo PPG 3015	89
25	Gráfica de hipoclorador automático modelo PPG 3015	90
26	Planos del puente vehicular	100
27	Planos del sistema de agua potable	102

## **TABLAS**

I	Distancia caserío Sabanetas y cabecera municipal	3
II	Número de habitantes	4
III	Presiones, momentos y empujes en el estribo	48
IV	Momento estabilizante	49
V	Momentos para verificación por sismo	53
VI	Presupuesto puente vehicular	58
VII	Momentos del tanque de distribución	83
VIII	Presupuesto sistema de agua potable por bombeo	96
IX	Levantamiento y cálculo topográfico	107
X	Bases de diseño para el sistema de abastecimiento de agua	108
XI	Diseño hidráulico línea de impulsión	109
XII	Diseño hidráulico red de distribución	110
XIII	Informe bacteriológico del sistema de agua por bombeo	111

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials.
<b>ASTM</b>	Sociedad Americana de ensayos y materiales
<b>ACI</b>	American Concrete Institute
<b>PSI</b>	Libras por pulgada cuadrada
<b>PVC</b>	Polivinilo de cloruro
<b>cm</b>	Centímetros
<b>Kg</b>	Kilogramos
<b>m</b>	Metros
<b>Ton</b>	Toneladas
<b>HG</b>	Hierro galvanizado
<b>FS</b>	Factor de seguridad
<b>°C</b>	Grados centígrados
<b>@</b>	A cada
<b>Ø</b>	Diámetro
<b>F<sub>y</sub></b>	Esfuerzo de fluencia del acero
<b>V<sub>max</sub></b>	Cortante máximo
<b>M<sub>max</sub></b>	Momento máximo
<b>FI</b>	Factor de impacto
<b>Σ</b>	Sumatoria
<b>F<sub>c</sub></b>	Esfuerzo máximo del concreto

## GLOSARIO

<b>Acueducto</b>	Conjunto de conductos por medio de los cuales se transporta agua hacia una o varias poblaciones.
<b>Aforo</b>	Medición del volumen del agua que fluye por una fuente por unidad de tiempo.
<b>Agua potable</b>	Agua apta para consumo humano, libre de gérmenes patógenos y químicos dañinos a la salud.
<b>Carga dinámica</b>	Es la presión ejercida por el agua circulante en un punto determinado del acueducto.
<b>Carga estática</b>	Diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto no más allá de su descarga libre.
<b>Caudal</b>	Volumen del agua por unidad de tiempo.

<b>Concreto reforzado</b>	Mezcla proporcional de cemento, arena de río, pedrín y agua combinada con varillas de hierro corrugado.
<b>Cota piezométrica</b>	Altura de presión de agua que se tiene en un punto dado.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua que necesita una persona para subsistir cotidianamente.
<b>Estribo</b>	Estructura extremas que sirven de apoyo a la superestructura de un puente.

## RESUMEN

El presente trabajo de graduación, contiene información relacionada con el diseño del puente vehicular para el barrio El Centro, cabecera Municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Y el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo, para el caserío Sabanetas del Municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa. Este documento consta de dos capítulos los cuales están conformados de la siguiente forma:

**Capítulo I:** contiene la fase de investigación monográfica del caserío en estudio, y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal.

**Capítulo 2:** contiene la fase del servicio técnico profesional, conformado por dos secciones, la primera es el diseño de un puente vehicular para el barrio el Centro, y la segunda, el diseño del sistema de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas, del municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

Al final se presentan las conclusiones, recomendaciones y planos de cada proyecto con sus respectivas especificaciones.



# **OBJETIVOS**

## **General**

1. Diseñar el puente vehicular para el barrio el centro de Santa Catarina Mita y el sistema de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas de Santa Catarina Mita, Jutiapa.

## **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica del caserío Sabanetas, Santa Catarina Mita y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa.
2. Capacitar al comité del caserío Sabanetas sobre operación y mantenimiento del sistema de agua potable.

## INTRODUCCIÓN

El municipio de Santa Catarina Mita, se encuentra localizado a 35 kms de la cabecera departamental de Jutiapa.

En este municipio se realizó una investigación diagnóstica sobre servicios básicos e infraestructura, determinando de esa forma la necesidad del diseño del puente vehicular para el barrio el Centro, de la cabecera Municipal y el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas.

El puente vehicular se diseñó de una vía con una longitud de 10 m y un ancho de 4.80 m, el cual podrá soportar un H15-44, equivalente a 20.8 Toneladas, para este diseño se hizo uso de especificaciones y criterios propuesto por AASHTO y ACI.

El sistema de agua potable por bombeo fue diseñado para abastecer a los habitantes del caserío Sabanetas, el cual está ubicado a una distancia de 11 kms de la cabecera Municipal de Santa Catarina Mita. El sistema está constituido por captación, línea impulsión, tanque de distribución y almacenamiento de 10.0m<sup>3</sup> de capacidad, red de distribución y conexiones prediales, para el diseño se utilizó tubería de polivinilo de cloruro (PVC) con capacidades variables de presión.

Los diseños de estos proyectos dan solución a problemas de infraestructura vehicular, salubridad e higiene presentados por los habitantes de dicho lugar.

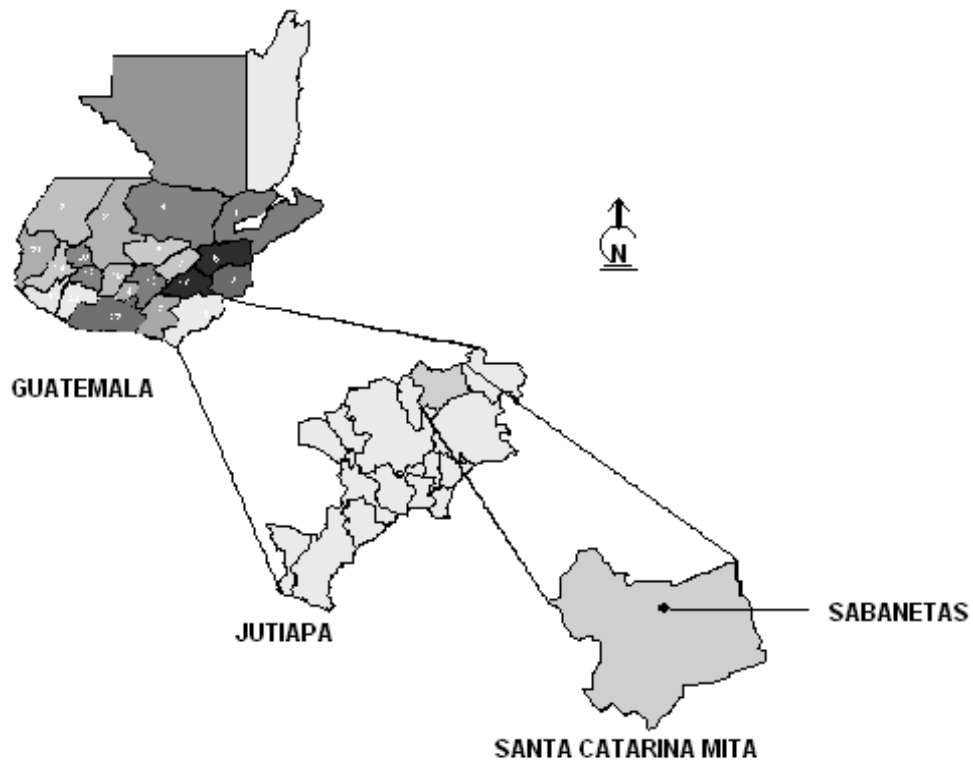
# 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

## 1.1. Monografía del lugar

### 1.1.1. Características generales de caserío de Sabanetas

La población del caserío Sabanetas data de aproximadamente 50 años. Fue ocupada por pequeñas familias emigradas de poblados cercanos; que por razones de trabajo empezaron habitar lo que hasta entonces se conocía como la finca Donado.

Figura 1. Mapa de Ubicación Geográfica.



### **1.1.2. Ubicación y acceso**

Se encuentra localizado al noreste del municipio de Santa Catarina Mita, del departamento de Jutiapa. A una distancia aproximada de 11.0 kms en la ruta hacia Horcones. Este lugar es clasificado por el Instituto Nacional de Estadística (INE) como caserío, donde predomina el idioma español.

Se ubica aproximadamente a 1,100.0 m sobre el nivel del mar (MSNM) y las coordenadas geodésicas del centro del caserío son:

Latitud Norte        14° 26´ 15”

Latitud Oeste        89° 50´ 15”

Para llegar al caserío partiendo de la ciudad capital, por la ruta interamericana CA-1, se pueden utilizar dos accesos:

- Vía Arenera, la cual consta de aproximadamente 154.0 kms desde la ciudad capital al municipio de Santa Catarina Mita, 4.0 kms del municipio a la aldea Horcones y 7.0 kms de la aldea al caserío Sabanetas.
- Vía Suchitán, la cual consta de aproximadamente 140.0 kms desde la ciudad capital a la aldea Suchitán, 4.0 kms de la aldea Suchitán a la aldea Horcones y 7.0 kms de Horcones al caserío Sabanetas.

### 1.1.3. Medios de transporte

El transporte es exclusivamente por vía terrestre, se puede llegar con vehículo en cualquier época del año. Para acceder al caserío desde el municipio de Santa Catarina Mita, se debe recorrer las siguientes distancias:

**Tabla I. Distancia caserío Sabanetas y cabecera municipal.**

Santa Catarina Mita a Horcones.	4.0 kms.	Asfalto
Horcones al Caserío Sabanetas.	7.0 kms.	Terracería
<b>TOTAL</b>	<b>11.0 kms</b>	

El medio de transporte utilizado por los pobladores es el extraurbano, que circula de manera regular del casco urbano a la aldea Horcones, de aquí al caserío Sabanetas deben de transitar a pie.

### 1.1.4. Topografía, clima e hidrografía

La topografía del caserío en general es quebrada, con diferencias de altura de aproximadamente 80.0 m entre las casas bajas y altas. Las partes más altas están constituidas por cerros, los cuales son utilizados para la siembra y cosecha del café.

El clima del área es templado y semi-cálido. La mayor precipitación pluvial se registra durante los meses de junio a octubre; con precipitaciones entre 600 y 1,100 milímetros anuales.

La biotemperatura anual oscila entre 9 y 24 grados centígrados (21°C promedio) y la evapotranspiración potencial es alrededor de 1.5.

En el caserío existe un nacimiento proveniente de las aguas que se filtran en los cerros de café.

### 1.1.5. Descripción demográfica

La población para el año 2003 es de 96 habitantes, que forman un total de 23 familias. El total de la población se distribuye de la siguiente forma:

**Tabla II. Número de habitantes.**

EDAD	MUJERES	HOMBRES	TOTAL
De 0 a 14 años.	18	15	33
De 14 a 20 años.	12	8	20
De 20 en adelante.	25	18	43
<b>TOTAL</b>	<b>55</b>	<b>41</b>	<b>96</b>

### 1.1.6. Vivienda

Las viviendas están construidas con paredes de adobe en un 60% y de block en un 40%, los techos son de teja de barro cocido en un 50%, lamina de zinc en un 40% y de paja un 10%, los pisos son de cemento alisado en un 50.0%, de granito en un 30% y el resto es de tierra apisonada. Estas viviendas están formadas por dos ambientes los cuales son utilizados como sala-comedor y dormitorio.

### **1.1.7. Educación**

El caserío cuenta con un edificio escolar, el cual empezó sus funciones en este año (2004), y atiende a niños que cursen los grados de primero, segundo y tercero primaria.

### **1.1.8. Salud**

El caserío no cuenta con un centro de salud, razón por la que los habitantes viajan al centro de salud tipo B ubicado en la aldea Horcones, que brinda los servicios de consulta de pediatra, planificación familiar, educación nutricional y consulta externa.

## **1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa**

### **1.2.1. De servicios básicos**

La cabecera Municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa, cuenta con los servicios de agua potable, drenajes, electricidad, centro de salud, mercado, rastro, cementerio; sin embargo, es un municipio que tiene perspectivas de desarrollo por lo que se requiere de una ampliación de sus servicios públicos.

### **1.2.2. De infraestructura**

Al igual que todo municipio, éste tiene problemas de infraestructura, que de una u otra forma afectan a los habitantes. Estos problemas por lo general son de tipo sanitario como disposición y tratamiento de aguas servidas, y la falta de un sistema de urbanización eficiente y funcional.

### **1.2.3. Priorización de necesidades**

Entre las necesidades prioritarias de la cabecera Municipal de Santa Catarina Mita, Jutiapa, se encuentran:

- Proporcionar agua sanitariamente segura.
- Disposición de desechos líquidos (aguas negras).
- Disposición de desechos sólidos (basura).
- Mejoramiento de medios de comunicación.

### **1.2.4. Justificación del diseño del puente vehicular**

El barrio el centro carece de una infraestructura adecuada (puente vehicular), que permita el tránsito en cualquier época del año.

Las calles del sector en un futuro cercano serán pavimentadas y por lo tanto se necesita del puente. El puente vehicular existente ya alcanzó su período de vida útil y su estado es de abandono.



## **2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1. Diseño del puente vehicular en el barrio el Centro, cabecera municipal de Santa Catarina Mita Jutiapa**

#### **2.1.1. Generalidades y descripción de puentes**

La necesidad del hombre de desplazarse en condiciones donde necesitaba llevar carga lo obligó a buscar la forma de salvar obstáculos como: barrancos, ríos y otro tipo de accidentes geográficos. Una de las maneras para salvar estos obstáculos son los puentes.

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros y mercancías. La infraestructura está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Clasificación de puentes

Según su función y utilización:

- Puentes peatonales.

- Puentes, viaductos o pasos carreteros.
- Puentes, viaductos o pasos ferroviarios.

Según sus materiales de construcción:

- Madera.
- Mampostería.
- Acero estructural.
- Concreto armado.
- Concreto presforzado.

Según el tipo de estructura:

- Librementes apoyados.
- Tramos continuos.
- Arcos.
- Atirantados.
- Colgantes.
- Doble voladizos.

### **2.1.2. Descripción del proyecto**

Éste consiste en el diseño de un puente vehicular de una vía, de 10.0 m de largo y un ancho de rodadura de 3.80 m, compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, viga de apoyo, estribos de concreto

ciclópeo y sus barandales de protección, basándose para su diseño, en las normas AASHTO y ACI para los elementos de concreto.

### **2.1.3. Parámetros para el diseño del puente vehicular**

Criterio de diseño: Para la realización del diseño del puente vehicular se hará uso de las normas propuestas por la AASHTO.

- Recubrimientos AASHTO 8.22.
- Longitud de desarrollo AASHTO 8.24.1.2.
- Traslapes AASHTO 8.25 D.G.C. 509.080.
- Ganchos AASHTO 8.23.2.2.

### **2.1.4. Cálculo del caudal máximo**

El caudal máximo es la cantidad o volumen de agua que se puede generar en un período determinado. En puentes se conoce como la crecida máxima generada en períodos anteriores.

#### **2.1.4.1. Método racional**

Éste es un método semi empírico que permite determinar la crecida máxima, analizando datos de frecuencia de lluvias intensas. Para el cálculo de la precipitación máxima se hace uso de la fórmula siguiente:

$$Q = C I A / 360 \quad \text{donde:}$$

Q = caudal en m<sup>3</sup> / segundo

C = coeficiente de escorrentía. ( 0.09 área boscosa).

I = intensidad de lluvia en mm / hora (115.20 mm/hora, según ISIVUMEH, para la región de Jutiapa).

A = área de la cuenca en hectáreas ( Ha = 420.0Ha)

Al sustituir los datos en la formula anterior:

$$Q = \frac{0.09 \times 115.20 \times 420.}{360} = 12.10 \text{ m}^3 / \text{segundo}$$

El resultado del caudal obtenido, servirá para determinar la altura máxima y mínima del puente y áreas de descarga, se tendrá la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos, así como determinar la geometría y materiales a utilizar para la construcción de superestructura.

Velocidad de la fuente 2.08 m / segundo (Se realizaron 3 pruebas)

$$A = Q / V$$

$$A = 5.82 \text{ m}^2$$

$$L = 7.60 \text{ m} \quad (\text{distancia entre estribos})$$

$$h = A / L$$

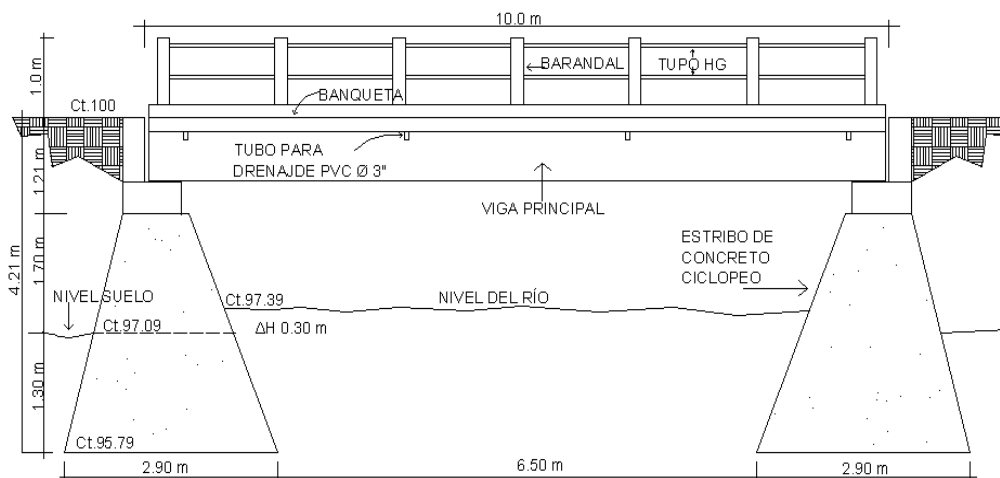
$$h = 0.76 \text{ m}$$

Las cotas del tirante máximo teórico serán de 98.15, las cotas del tirante máximo visualizado serán de 98.40 y la cota del fondo del río de 97.39.

De acuerdo a lo anterior se puede proponer una altura del puente de 4.21 m y de 10.0 m de luz.

Las cotas se indican en la figura siguiente:

**Figura 2. Esquema de puente.**



### 2.1.5. Levantamiento topográfico

Es la base principal para el diseño del puente, debido a que proporciona la información necesaria para determinar la geometría, altura, posición y ubicación del mismo.

Para la realización del estudio topográfico se procedió a medir y orientar con respecto al norte magnético, ubicando estaciones a cada 10.0 m, con el objeto de recabar información de planimetría necesaria.

Para el cálculo de la poligonal se utilizó un equipo de:

- Teodolito marca Wild Heerbrugg
- Cinta métrica de 100.0 m.
- Estadal de 4.0 m de altura.
- Gps marca Garmin.

#### **2.1.6. Evaluación de la calidad del suelo**

Es un aspecto importante en el diseño de un puente, ya que mediante los resultados obtenidos, se puede conocer con qué tipo de suelo se cuenta, además se puede determinar el valor soporte del mismo.

Como no fue posible realizar los ensayos correspondientes por falta de recursos económicos, se realizó una perforación del terreno, determinándose como un área muy árida y con un suelo de tipo limo arcilloso, al cual se le asume un valor soporte de 20,000 kg./m<sup>2</sup>. La cota de cimentación será 1.30 m abajo del lecho del río.

#### **2.1.7. Diseño estructural del puente**

Metodología empleada

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de una vía, de 10.0 m de largo y un ancho de rodadura de 3.80 m, compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, viga de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y sus barandales de protección.

El diseño de los elementos estructurales del puente, se rigen por las normas AASHTO y ACI.

#### **Datos para diseño**

Luz eficaz	10.0 m
Luz libre	9.10 m

Ancho total	4.80 m
Ancho útil	3.50 m
Esfuerzo máximo del concreto $F_c$	210.0 kg./cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia del acero $F_y$	2,810.0 kg./cm <sup>2</sup>
Tensión admisible en concreto $f_c = 0.45F_c$	126.45.0 kg./cm <sup>2</sup> (AASHTO 1.5.26-A)
Tensión admisible en acero $F_s$	1,400.0 kg./cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico de concreto ciclópeo $W_{cc}$	2,700.0 kg./cm <sup>3</sup>
Peso volumétrico del concreto armado $W_c$	2,400.0 kg./m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del asfalto $W_a$	2,100.0 kg./m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del suelo $W_s$	1,700.0 kg./m <sup>3</sup>
Capacidad soporte del suelo $V_s$	20,000.0 kg./m <sup>2</sup>
Profundidad de cimentación $H$	4.21 m
Sobre carga HS 15 - 44 o HS 15	12,000 Lbs (eje más pesado)

### **2.1.7.1. Diseño de la superestructura**

La superestructura es la parte superior del puente, formada por la losa, vigas, diafragmas, acera y pasamanos.

#### **2.1.7.1.1. Diseño de losa**

##### **a). Cálculo del peralte**

Con base a lo dispuesto por AASHTO, el recubrimiento (  $r$  ) mínimo para losas en la parte inferior es de 2.5 cms y el espesor no deberá ser menor de 6.0 plg. Para efectos de este proyecto y tomando en cuenta el

largo, ancho y las cargas que soportará, se tomará un espesor de losa de 18.0 cm.

El peralte ( d ) efectivo es el siguiente:

$$d = t - \varnothing / 2 - r$$

Donde:

t = espesor de losa (18.0 cms)

$\varnothing$  = diámetro del refuerzo asumido (usando varilla No. 4).

r = recubrimiento mínimo 2.5 cms (según AASHTO).

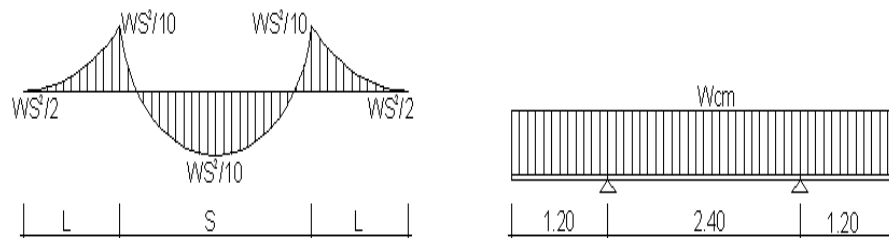
$$d = 18 \text{ cms.} - 1.27 \text{ cms} / 2 - 2.5 = 14.85 \text{ cms.}$$

### b). Cálculo de momento

**Momento debido al peso muerto:** Para losas se deberá calcular un momento máximo negativo y positivo perpendicular a las vigas principales de la siguiente forma:

Modelo matemático.

**Figura 3. Diagramas de momentos en losa.**





$$M_{cm} = WS^2 / 10 \quad \text{ó} \quad WL^2 / 2$$

Calculando los pesos de la estructura se tiene ( $W_{cm}$ ):

$$W_{losa} = W_c * t * b = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 1.0 \text{ m} = 432.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = W_a * t_a * b = 2100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1.0 \text{ m} = 105.0 \text{ kg/m}$$

$W_{barandales}$  = depende del fabricante, para efectos del proyecto se utilizará un barandal de tubería de acero de 2 plg de diámetro con postes de concreto a cada 1.60 m, el cual tiene un peso establecido de 9.52 kg/m.

$$W_{cm} = 432.0 + 105.0 + 9.52 = 546.52 \text{ kg/m}$$

Calculando el momento que ejerce la carga muerta a la estructura:

$$M_{cm} = W_{cm} * S^2 / 10$$

$$M_{cm.} = 546.52 * (2.40)^2 / 10 = 314.80 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = W_{cm} * L^2 / 2$$

$$M_{cm} = 546.52 * (1.20)^2 / 2 = 393.50 \text{ kg-m.}$$

Según normas se debe hacer uso de la carga que ejerce mayor momento, por ser el más crítico.

$$M_{cm} = 393.50 \text{ kg-m}$$

**Momento debido a sobre carga o carga viva en el sentido transversal:**

Para el cálculo de esta fuerza combinada crítica la AASHTO, recomienda el uso de la fórmula siguiente:

$$M_{cv} = ( 0.80 ( S + 2 ) / 32 ) * P$$

Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies. (2.40 m = 7.87pies)

P = carga del camión del eje más pesado en libras (Tabla AASHTO 3.7.7.A, HS 15 -44 o HS 15 = 12,000 Lbs).

Al sustituir los datos se obtiene:

$$M_{cv} = ( 0.80 ( 7.87 + 2 ) / 32 ) * 12,000 = 2,916.0 \text{ Lbs-pie.}$$

$$M_{cv} = 410.0 \text{ kg-m.}$$

**Carga de impacto:** La aplicación de las cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave y gradual, sino que violenta, lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura. Por esta razón se debe considerar cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan como una fracción de carga viva que la incrementa en un porcentaje que según AASHTO 1.2.12, se calcula de la manera siguiente:

$$I = 50 / ( L + 125 ) \quad \text{ó} \quad I = 15.24 / ( L + 38 ), \text{ si } L \text{ está en metros.}$$

Esta fórmula demuestra que entre más grande es el claro, resulta menor el impacto.

Así mismo AASHTO considera que no es necesario usar un porcentaje de impacto mayor que el 30%, independientemente del valor dado por la fórmula.

$$I = 15.24 / ( 2.40 + 38 ) = 0.38$$

Como el valor obtenido en la fórmula es 0.38, se deberá usar  $I = 0.30$ .

### c). Cargas últimas

El momento de la carga última se calcula de la manera siguiente:

$$M_u = 1.3 ( ( M_{cm} + ( 5 / 3 ) ( M_{cv} * I ) ) )$$

Al sustituir los valores en la fórmula anterior se tiene:

$$M_u = 1.3 ( ( 393.50 + ( 5 / 3 ) ( 410.0 * 1.30 ) ) ) =$$
$$M_u = 1,666.40 \text{ kg-m.}$$

### d). Cálculo del refuerzo

- Refuerzo transversal

**En cama inferior:** Para este cálculo se hará uso de la fórmula cuadrática siguiente:

$$M_u = A_s \emptyset * F_y * ( d - ( A_s F_y / 1.70 * f'c * b ) )$$

Donde:

$M_u$  = momento último = 1,666.40 kg-m

$A_s$  = área de acero a en  $\text{cm}^2$ .

$F_y$  = módulo de fluencia del acero = 2,810.0 kg/cm<sup>2</sup>

$f'c$  = módulo de fluencia del concreto = 210.0 kg/cm<sup>2</sup>

$b$  = base de 100.0 cm

$\emptyset$  = factor de 0.90

$$d = 14.85 \text{ cm}$$

Al sustituir datos en la fórmula anterior se tiene:

$$A_s = 4.55 \text{ cm}^2$$

Verificando resultados:

- $\ell_{\text{mínimo}} = 14.1 / F_y$   
 $\ell_{\text{mínimo}} = 0.0050$
- $A_{\text{mínimo}} = \ell_{\text{mínimo}} * b * d$   
 $A_{\text{mínimo}} = 0.0050 * (100) * (14.85)$   
 $A_{\text{mínimo}} = 7.45 \text{ cm}^2$
- $\ell_{\text{bal}} = \beta^2 ( 0.003 / ( F_y / \epsilon_s ) + 0.003 ) ( F'_c / F_y )$

$$\text{Donde } \beta = 0.85$$

$$\epsilon_s = 2.10E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\ell_{\text{bal}} = 0.037$$

- $\ell_{\text{máximo}} = 0.5 * \ell_{\text{bal}}$   
 $\ell_{\text{máximo}} = 0.5 * 0.037 = 0.0187$
- $A_{\text{max}} = \ell_{\text{máximo}} * b * d$   
 $A_{\text{max}} = 0.0187 * 100 * 14.85 = 27.72 \text{ cm}^2$

Según normas del ACI:

$$A_{\text{mínimo}} < A_s < A_{\text{max}}$$

La expresión anterior indica que el área de acero calculado deberá ser mayor que el área de acero mínimo y menor que el área de acero máximo.

Como  $A_{\text{mínimo}}$  es mayor que el  $A_s$ , tomar  $A_{\text{mínimo}} = 7.45 \text{ cm}^2$

Distribución de varillas:

$$\text{Espaciamiento máximo ( S )} = 2 * t = 2 * 18 = 36.0 \text{ cm}$$

La separación entre varillas no deberá ser mayor que el esparcimiento máximo.

Utilizando varilla No.4 (1.27cm<sup>2</sup>) se distribuye de la manera siguiente:

$$\begin{array}{rcl} 7.78 \text{ cm}^2 & 1 \text{ m} & \\ 1.27 \text{ cm}^2 & X & \gg X = 0.17 \text{ cm} \end{array}$$

De acuerdo a este resultado se adoptan varillas No. 4 @ 15.0 cm.

**En cama superior:** Se calcula solamente por temperatura, con la fórmula siguiente:

$$\begin{aligned} A_{\text{temp}} &= 0.002 * b * t = \\ A_{\text{temp}} &= 0.002 * 100.0 * 18.0 = 3.60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Utilizando varilla No.4 ( 1.27cm<sup>2</sup> )

$$\begin{array}{rcl} 3.60 \text{ cm}^2 & 1.0 \text{ m} & \\ 1.27 \text{ cm}^2 & X & \gg X = 0.35 \text{ cm}. \end{array}$$

Esto equivale a distribuir varillas No.4 @ 35.0 cm.

- **Refuerzo longitudinal ( AASHTO 3.24.10.2.)**

El acero de refuerzo que va en sentido del tránsito, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\text{Factor longitudinal} = FL = 2.20 / ( S )^{1/2}$$

Donde:

$$FL \leq 0.67$$

S = espaciamiento entre vigas en pies (6.56 pies).

El acero longitudinal se determina al multiplicar el FL, por la cantidad de área de acero que resulta del momento total actuante.

$$FL = 2.2 / \sqrt{6.56} = 0.85, \text{ tomar } FL = 0.67$$

$$A_{\text{long.}} = 7.45 \text{ cm} * 0.67 = 4.99 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No.4 ( 1.27cm<sup>2</sup> )

$$\begin{array}{rcl} 4.99 \text{ cm}^2 & 1 \text{ m} & \\ 1.27 \text{ cm}^2 & X & \gg X = 0.25 \text{ cm} \end{array}$$

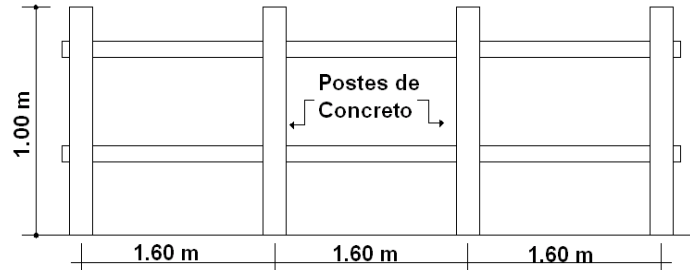
Esto equivale a distribuir una varilla No.4 a una distancia de 25.0 cm como espaciamiento máximo, como se indica en los planos.

No. 4 @ 0.25 m

#### **2.1.7.1.2. Diseño de barandas y postes**

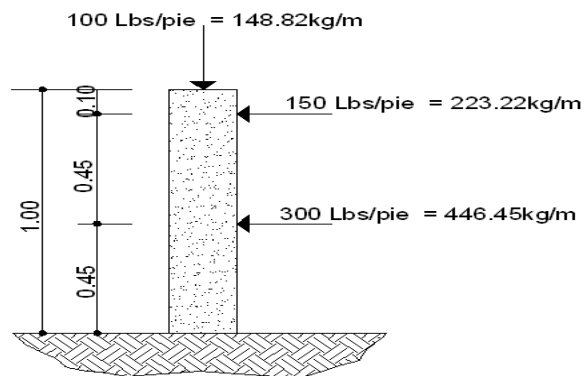
Los barandales de los puentes se clasifican según su uso. Se pueden construir de acero, concreto, o mixtos. Para efectos de este proyecto, las barandas serán de tubo HG de 2 plg de diámetro y los postes de concreto como se muestra a continuación:

**Figura 4. Esquema de pasamanos.**



Según especificaciones de AASHTO se recomienda que los pasamanos sean diseñados con las cargas que se indican a continuación.

**Figura 5. Geometría de poste para barandal.**



Las barandas o miembros longitudinales (por esfuerzos de trabajo), se diseñan como vigas continuas, se usará la carga mayor (300.0 Lbs/pie). El momento para cada tramo, se calculará utilizando la fórmula:

$$M = ( W * L ^ 2 ) / 10, \text{ por ser tramos continuos.}$$

Usando tubos estándar (según AISC 89)

Para tubos de Ø 2 plg, se tienen los siguientes datos:

Separación entre postes (S) = 1.60 m = 5.25 pies.

De = diámetro exterior = 2.375 plg

Di = diámetro interno = 2.067 plg

I = inercia del tubo = 0.665 plg<sup>4</sup>

C = De / 2 = 1.1875 plg

S = Modulo de sección = I / C = 0.665 plg<sup>4</sup> / 1.1875 plg = 0.56 plg<sup>3</sup>

### **Cálculo del momento que resiste el tubo**

$$M = S * f$$

donde f = 20,000 Lbs/plg<sup>2</sup>

$$M = 0.56 \text{ plg}^3 * 20,000 \text{ Lbs/plg}^2 = 11,200 \text{ Lbs-pg} = 933.33 \text{ Lbs-pie}$$

Cálculo del momento actuante en el tubo, debido a la carga de 300 Lbs/pie, que soporta (análisis de tramos continuos).

$$M = ( W * L^2 ) / 10$$

$$M = ( ( 300 ) * ( 5.90 )^2 ) / 10 = 1,044.30 \text{ Lbs-plg} = 87.02 \text{ Lbs-pie.}$$

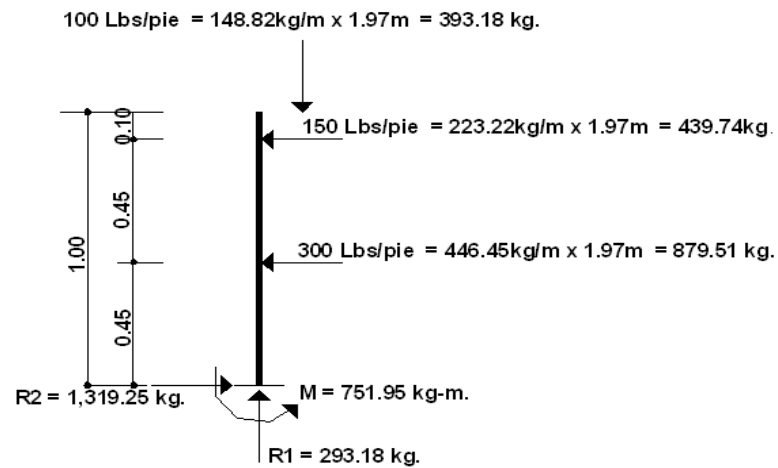
El momento actuante es menor al momento que el tubo puede soportar, por lo tanto el tubo de 2.0 plg es el adecuado para el barandal.

Los postes serán de concreto de sección 0.17m \* 0.20 m y se seguirá el procedimiento de ACI para el diseño de columnas a flexo-compresión, calculando primero su esbeltez, luego se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión y flexión.

Las cargas actuantes se analizan de la siguiente manera:



**Figura 6. Esquema de fuerzas actuantes en pasamanos.**



### Revisión por esbeltez

Para este se hará uso de la fórmula siguiente:

$$(Es) = K ( Lu ) / r \quad r = 0.3 ( b ) \quad b < h$$

De donde:

Es = esbeltez

K = 1, (por estar empotrado solo en un extremo).

r = radio de giro.

Lu = longitud de columna.

$$Es = 1 * ( 0.78 ) / ( 0.3 ) * ( 0.17 ) = 15.29 < 21$$

Según ACI, si el valor de Es < 21 la columna es corta.

## Revisión por compresión

Realizando un diagrama de interacciones para 4 varillas No 3 ( 2.85 cm<sup>2</sup> ) se tiene lo siguiente:

$$\text{Compresión pura} = P1 = \phi_c ( A_s * F_y + 0.85 * F'_c * A_g )$$

$$A_g = 17.0 * 20.0 = 340.0 \text{ cm}^2$$

$$P1 = 0.7 ( 2.85 * 2,810 + 0.85 * 210 * 340 ) = 48,088.95$$

kg

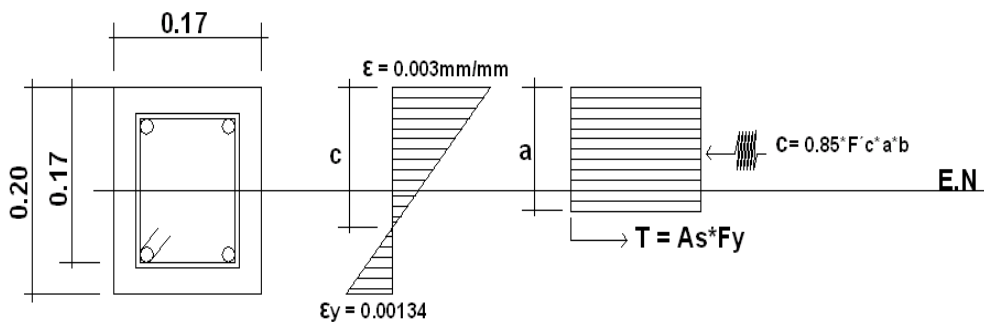
$$\text{Compresión pura} = P2 = M = \phi ( A_s * F_y * ( d - A_s * F_y / 2 * \beta * F'_c * b ) )$$

$$P2 = 0.9 ( 2.85 * 2,810 * ( 17.0 - 2.85 * 2,810 / 1.7 * 210 * 17 ) )$$

$$P2 = 113,019.02 \text{ kg-cm} = 1,130.19 \text{ kg-m.}$$

Por medio del siguiente diagrama de falla balanceada, se determina:

**Figura 7. Diagrama de falla balanceada.**



De donde:

$$b = 17.0 \text{ cms} \quad h = 20.0 \text{ cms} \quad \phi_c = 0.70 \quad F'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_s = 2.10 \text{E}+06 \quad d = 17.0 \text{ cms} \quad \phi = 0.90 \quad F_y = 2,810.0$$

kg/cm<sup>2</sup>

$$\epsilon_y = F_y / \epsilon_s = \frac{2,810 \text{ kg/cms}^2}{2.10 \text{E}+06} = 0.001338$$

$$2.10E+06 \text{ kg /cm}^2$$

Por relación de triángulos, el valor de C:

$$\frac{0.001338 + 0.003}{17.0 \text{ cms}} = \frac{0.003}{C} \quad \gg$$

$$C = 11.76 \text{ cms}$$

$$a = 0.85 * C = 0.85 * 11.76 \text{ cm} = 9.99 \text{ cm}$$

Fuerzas:  $T = A_s * F_y = 2 * ( 1.425 ) * ( 2,810 ) = 8,008.50 \text{ kg}$   
 $C = 0.85 * ( 210 ) * ( 9.99 ) * ( 17.0 ) = 30,314.65 \text{ kg}$

$\Sigma F_x = 0$        $P_{ext.} = P_{int.}$   
 $P_b = 30,314.65 \text{ kg} - 8,008.50 \text{ kg} = 22,306.15 \text{ kg}$   
 $P_3 = P_{bn} = \phi_c * P_b = 0.70 * 22,306.15 \text{ kg} = 15,614.30 \text{ kg}$

$\Sigma M = 0$        $M_{ext.} = M_{int.}$   
 $M_b = 30,314.65(0.10 - 0.099 / 2 ) + ( 8,008.50 ) * ( 0.10 - 0.03 )$   
 $M_b = 2,091.48 \text{ kg-m}$   
 $P_3 = M_{bn} = \phi * M_b = 0.90 * 2,091.48 \text{ kg-m} = 1,882.33 \text{ kg-m}$

Según resultados  $P_3 > P_2$  y  $P_1 > P_3$ , la sección con el refuerzo propuesto cumple. El refuerzo quedará de la siguiente forma:

4 varillas No.3 + Estribo No.2 @ 0.15 m

### **2.1.7.1.3. Diseño de acera o banqueta**

Para el diseño de la banqueta se utilizó el mismo procedimiento de la losa de rodadura, por consiguiente ésta tendrá el mismo refuerzo que la losa de rodadura.

### **2.1.7.1.4. Diseño de viga**

El espaciamiento entre vigas queda a criterio del diseñador, se integran tres tipos de momento los cuales son por carga muerta, por sobre carga y por impacto.

#### **a). Cálculo del peralte y base**

Para determinar las dimensiones de la viga, se recomienda utilizar la fórmula siguiente:

$L / 16$ , para no tener que revisar deflexiones al momento de armar la formaleta.

La base de la viga, no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

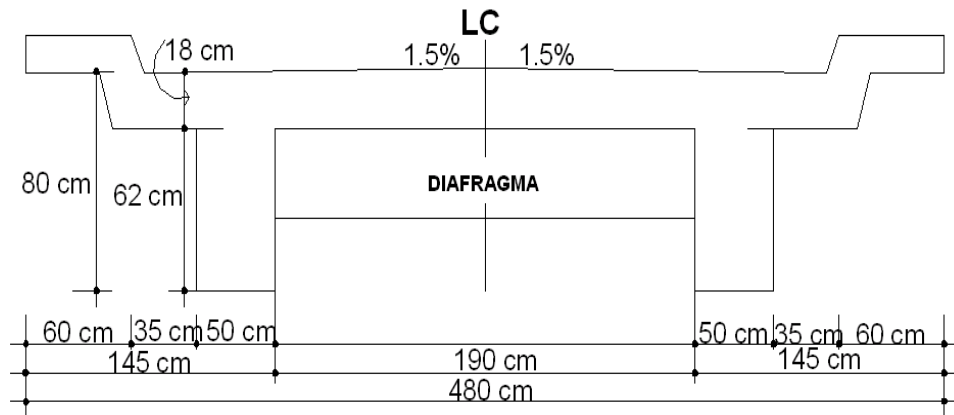
Aplicando los criterios anteriores, las dimensiones de la viga serán de:

$$H = L / 16 = 10.0 \text{ m} / 16 = 0.62 \text{ m} \quad \gg \quad \text{utilizar } H = 0.80 \text{ m}$$

$$b = H / 3.5 = 0.80 \text{ m} / 3.5 = 0.23 \text{ m} \quad \gg \quad \text{utilizar } b = 0.50 \text{ m}$$

La viga será rectangular, debido a que éstas son las más idóneas para trabajar a flexión.

**Figura 8. Geometría de sección transversal del puente.**



**b). Cálculo de momentos**

**Momento por carga muerta**

Resulta de la integración de carga distribuida de la losa y nervio de la viga.

Wlosa	= 546.52 kg/m		= 546.52 kg/m
Wviga	= 2400 kg/m <sup>3</sup> * 0.50 m * 0.80 m		= <u>960.0 kg/m</u>
	Wtotal		= 1,506.52 kg/m

Carga última ( Wcu ) = 1,506.52 kg/m

El momento debido al peso propio como viga simplemente soportada se calcula con la siguiente fórmula:

$$M = WL^2 / 8 + Pa \quad (Pa = \text{fuerza ejercida por el diafragma})$$

$$Mm(\text{máximo}) = ( 2,839.65 \text{ kg/m} ) * ( 10.0 \text{ m} )^2 / 8 + (360)*(10/3)$$

$$Mm(2.5 \text{ m del apoyo}) = ( 2,839.65 \text{ kg/m} ) * ( 7.50 \text{ m} )^2 / 8 + (360)*(10/3)$$

$$Mm(\text{máximo}) = 20,031.50 \text{ kg-m}$$

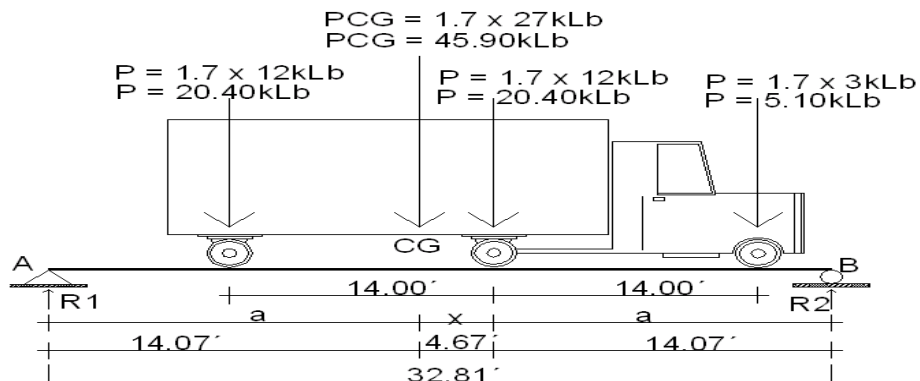
$$Mm(2.5 \text{ m del apoyo}) = 11,792.70 \text{ kg-m}$$

### Momento por carga viva (sobrecarga)

Para calcular los momentos máximos se tomará en cuenta lo siguiente:

1. El corte máximo por carga viva en sentido longitudinal ocurre sobre el apoyo, cuando la carga mayor se encuentra sobre él.
2. El momento máximo, ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad.

**Figura 9. Diagrama de distribución de carga en vigas debido a sobre carga.**



Cuando la distancia " a " son iguales, se produce el máximo momento.

Para calcular la distancia " a ", se procede a lo siguiente:

$$\sum MCG = 0$$

$$\sum MCG = 5.10 * ( 14 + X ) + 20.40 * ( X ) - 20.40 * ( 14 - X ) = 0$$

$$X = 4.67 \text{ pies}$$

Determinando el valor de a:

$$2 * a + X = 32.81$$

$$a = 14.07 \text{ pies}$$

Una vez calculada la distancia “ a “, se procede a calcular las reacciones en los apoyos R1 y R2, para calcular el momento máximo.

$$\sum MA = 0$$

$$\sum MA = 14.07 * ( 45.90 ) - 32.81 * ( R2 ) = 0$$

$$R2 = 19.68 \text{ pies.}$$

$$\sum Fy = 0$$

$$\sum Fy = R1 + R2 + PCG$$

$$\sum Fy = 45.90 - 19.68 - R1 = 0$$

$$R1 = 26.22 \text{ pies.}$$

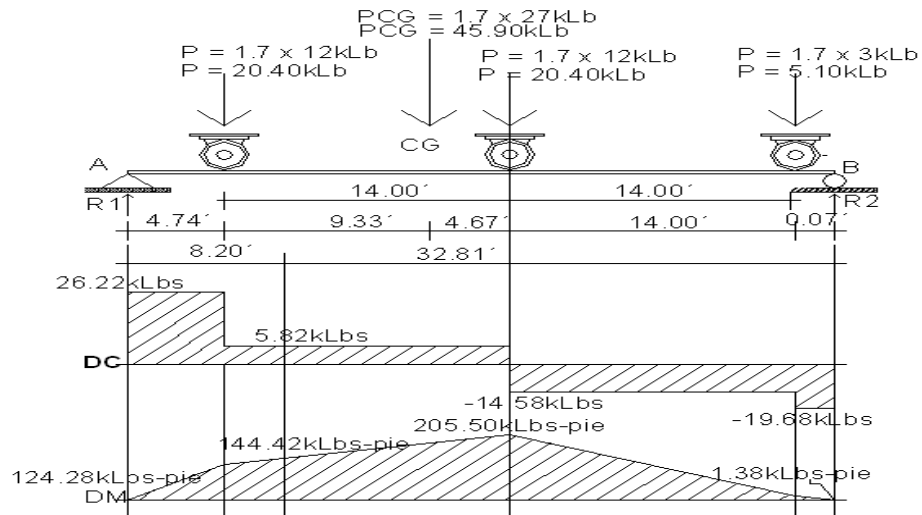
$$\sum M_{\text{max.}} = 14.07 * ( 19.68 ) - 14.0 * ( 5.10 ) = 205.5 \text{ Lbs-pie.}$$

$$M_{\text{max.}} = 28,411.40 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{m}}(2.5 \text{ m del apoyo}) = 144.42 \text{ kLb-pie.}$$

$$M_{\text{m}}(2.5 \text{ m del apoyo}) = 19,966.40 \text{ kg-m}$$

**Figura 10. Diagrama de carga, corte y momento en vigas debido a sobre carga.**



### Momento debido a impacto

Está definido por un factor de impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38}$$

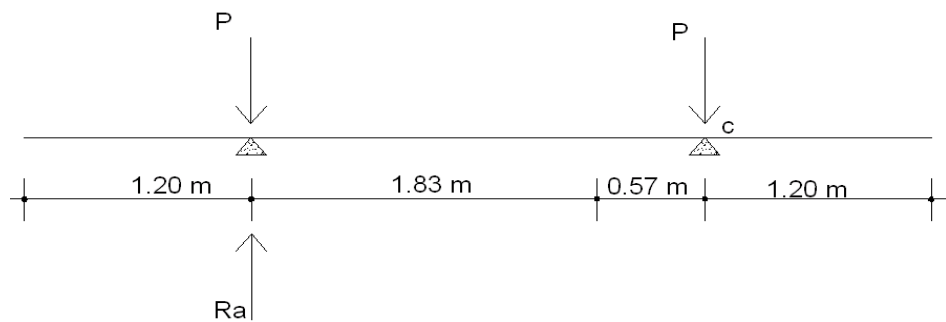
Donde:  $I$  = factor de impacto  $< 0.30$   
 $L$  = Longitud en metros.

$$I = \frac{15.24}{10.0 + 38} = 0.317 > 0.30 \rightarrow I = 30 \%$$



## Factor de distribución

Figura 11. Esquema de factor de distribución de cargas en viga.



$$\sum M_b = 2.4 * ( R_a ) - 2.4 ( P ) + 0.57 ( P ) = 0$$

$$R_a = 1.24 P$$

$$FD = 1.24$$

## Momento total actuante en la viga

Está definido por la fórmula siguiente:

$$M_u = 1.3 ( M_{cm} + 5/3 ( M_{cv} * I * FD ) )$$

$$M_u = 1.3 ( 20,031.50 + 5/3 ( 28,411.40 * 0.30 * 1.24 ) )$$

$$M_u = 48,940.55 \text{ kg-m}$$

$$M_u (2.5 \text{ m del apoyo}) = 1.3 ( 11,792.70 + 5/3 ( 19,966.40 * 0.30 * 1.24 ) )$$

$$M_u (2.5 \text{ m del apoyo}) = 31,423.40 \text{ kg-m}$$

### c). Refuerzo

#### Refuerzo al centro de la viga

Se propone una viga rectangular de 0.50 x 0.80 m

Datos:  $M = 48,940.55 \text{ kg-m}$      $\emptyset = 0.90$      $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$   
 $d = 73.75 \text{ cm}$      $\beta = 0.85$      $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$   
 $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .     $b = 50.0 \text{ cm}$

Fórmula cuadrática =  $M_{dis} = A_s \emptyset * F_y * ( d - ( A_s F_y / 1.70 * f'_c * b ))$

Para asegurar que el acero a compresión fluya, se tendrá que cumplir con los parámetros siguientes:

$$A_{smin.} < A_s < A_{smax.}$$

Al resolver la ecuación cuadrática y calcular el acero se tiene:

$$A_{smin.} = 18.50 \text{ cm}^2 \quad A_s = 27.90 \text{ cm}^2 \quad A_{smax} = 68.96 \text{ cm}^2$$

Los resultados indican que los parámetros cumplen con las condiciones anteriores, dando seguridad de acero a compresión está trabajando normalmente con las cargas soportadas.

**En cama inferior:** con los datos anteriores se tiene que el área de acero a flexión será de  $27.90 \text{ cm}^2$ , y para la distribución del acero se utilizará varilla No. 8 de la siguiente manera:

$$5.07 \text{ cm}^2 \quad - \quad 1 \text{ varilla}$$

L

$$27.90 \text{ cm}^2 - X \qquad X = 5.50 \approx 6 \text{ varillas No. 8}$$

**En cama superior:** se calcula con la siguiente fórmula:

$$33\% * A_s. = 0.33 * 27.90 \text{ cm}^2 = 9.30 \text{ cm}^2$$

$$5.07 \text{ cm}^2 - 1 \text{ varilla}$$

$$9.30 \text{ cm}^2 - X \qquad X = 1.82 \approx 2 \text{ varillas No. 8}$$

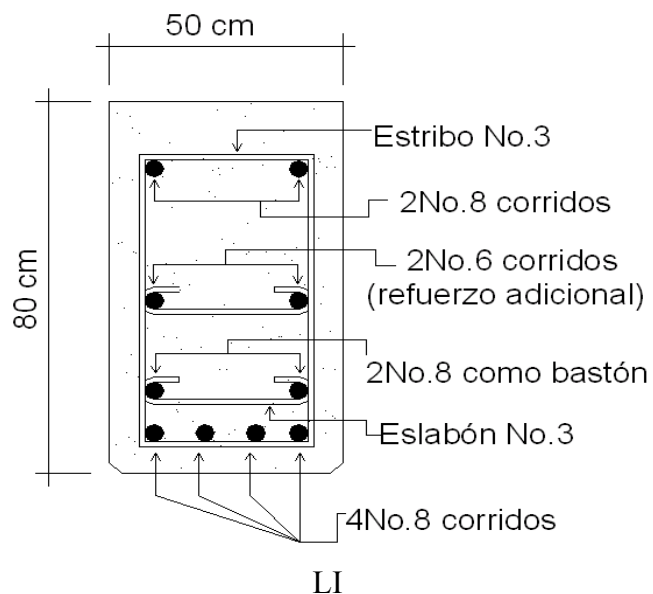
### Refuerzo adicional

Se colocará,  $0.25 \text{ plg}^2 (1.61 \text{ cm}^2)$  por cada pie de alto, utilizando varilla No. 6

$$2.85 \text{ cm}^2 - 1 \text{ varilla}$$

$$4.26 \text{ cm}^2 - X \qquad X = 1.50 \approx 2 \text{ varillas No. 6}$$

**Figura 12. Detalle de armado de viga en la parte central.**



### Refuerzo a 2.50 m del apoyo

Para el diseño del refuerzo a 2.50 m del apoyo se utilizará el mismo método que se utilizó para el centro de la viga.

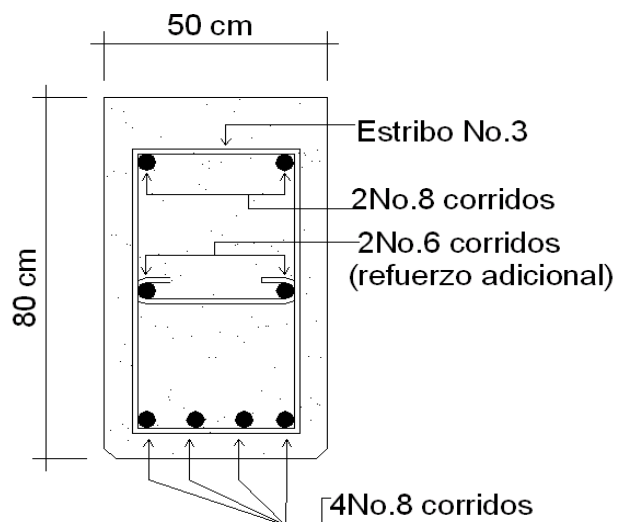
Datos:  $M = 31,423.40 \text{ kg-m}$   $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ Kg/cm}^2$   
 $d = 73.750 \text{ cm}$   $\beta = 0.85$   $F_y = 2,810.0 \text{ kg/cm}^2$   
 $b = 50.0 \text{ cm}$   $\emptyset = 0.90$   $F'_c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$

$A_{smin.} = 18.50 \text{ cm}^2$   $A_s = 17.80 \text{ cm}^2$   $A_{smax} = 68.96 \text{ cm}^2$

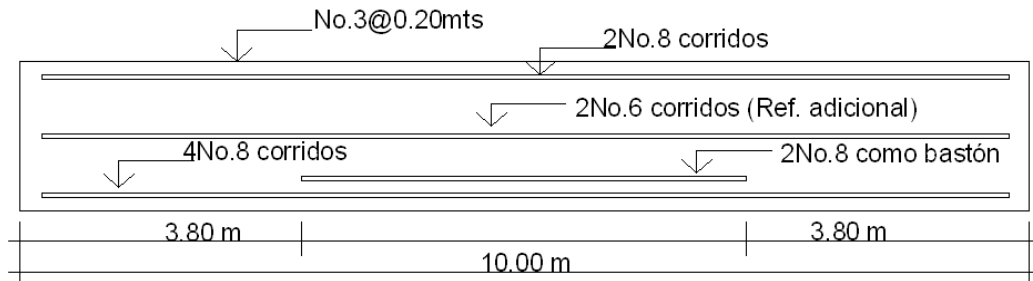
**Refuerzo a flexión:** con los datos anteriores se tiene que el área de acero a flexión será de  $17.80 \text{ cm}^2$ , y para la distribución del acero se utilizará varilla No. 8 de la siguiente manera:

$5.07 \text{ cm}^2$  - 1 varilla  
 $17.80 \text{ cm}^2$  - X  $X = 3.51 \approx 4 \text{ varillas No. 8}$

Figura 13. Detalle de armado de viga a 2.50 m del apoyo.



**Figura 14. Detalle lateral de armado de viga.**



**d). Diseño a corte**

Para el cálculo del refuerzo por corte, es necesario calcular el corte total actuante en la viga, compuesta por el cortante debido a peso muerto, sobrecarga e impacto.

**Corte debido a carga muerta:** se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto, empleado la fórmula  $CCM \times L$ , considerando primero que el corte máximo ocurre en:

$$L / 2$$

$$VCM = W * L / 2, \quad \text{si hay cargas concentradas: } \sum P / 2$$

Donde:

$W =$  carga distribuida debido a la carga muerta (losa y nervio de viga).  $= 2,839.65 \text{ kg/m}$

$L =$  longitud total de la viga  $= 10.0 \text{ m}$ .

$$VCM = ( 2,839.65 \text{ kg/m} * 10.0 \text{ m} ) / 2 = 14,198.25 \text{ kg}$$

$$VCM = 14,198.25 \text{ kg}$$

$$VCM(2.5 \text{ m del apoyo}) = (2,839.65 \text{ kg/m} * 10 \text{ m}) / 2 - (2,839.65 \text{ kg/m} * 2.50 \text{ m})$$

$$\text{VCM}(2.5 \text{ m del apoyo}) = 7,099.12 \text{ kg}$$

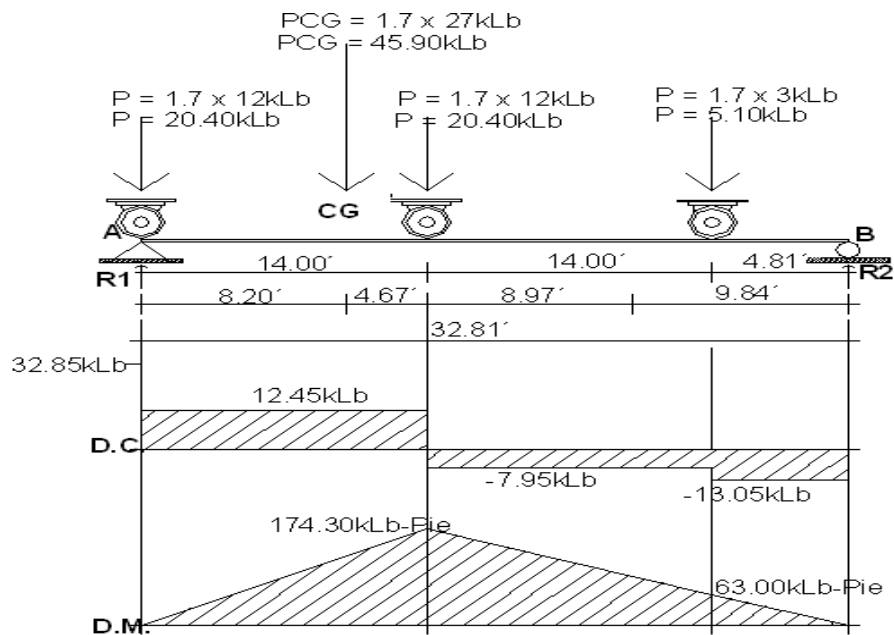
$$\text{VCM}(5.0 \text{ m del apoyo}) = (2,839.65 \text{ kg/m} * 10 \text{ m}) / 2 - (2,839.65 \text{ kg/m} * 5 \text{ m})$$

$$\text{VCM}(5.0 \text{ m del apoyo}) = 0.00 \text{ kg}$$

**Corte debido a carga viva:** el corte es máximo cuando el eje trasero de la carrocería del camión se encuentra en el apoyo de la viga.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo B.

**Figura 15. Diagrama de carga, corte y momento en viga debido a carga viva sobre el apoyo.**



$$\sum MB = 23.48 * ( 45.90' ) - 32.81 * ( R1 ) = 0$$

$$VCM(\text{max.}) = R1 = 32.85 \text{ kLbs} \approx 14,900.51 \text{ kg}$$

$$VCM(2.5 \text{ m del apoyo}) = ( 45.90 \text{ kLbs} * 15.28 \text{ pie} ) / ( 32.81 \text{ pie} )$$

$$VCM(2.5 \text{ m del apoyo}) = 21.37 \text{ kLbs} \approx 9,696.06 \text{ kg}$$

$$VCM(5.0 \text{ m del apoyo}) = ( 45.90 \text{ kLbs} * 7.07 \text{ pie} ) / ( 32.81 \text{ pie} )$$

$$VCM(5.0 \text{ m del apoyo}) = 9.89 \text{ kLbs} \approx 4,486.33 \text{ kg}$$

**Corte debido al impacto:** se calcula a través de un porcentaje de la carga viva, multiplicándose por el factor de impacto.

$$VI = VCV * FI$$

Donde: VCV = corte por carga viva.

FI = factor de impacto ( I = 30 % )

**Cortantes totales:** se obtiene al aplicar la fórmula siguiente:

$$Vu = 1.3 ( M_{cm} + 5/3 ( M_{cv} * I * FD ) )$$

$$V_{u\text{max.}} = 1.3 ( 14,198.25 + 5/3 ( 14,900.50 * 0.30 * 1.24 ) )$$

$$V_{u\text{max.}} = 30,467.50 \text{ kg}$$

$$Vu( 3.0 \text{ m del apoyo} ) = 1.3 ( 7,099.15 + 5/3 ( 9,696.05 * 0.30 * 1.24 ) )$$

$$Vu( 3.0 \text{ m del apoyo} ) = 17,043.90 \text{ kg}$$

$$Vu( 5.0 \text{ m del apoyo} ) = 1.3 ( 0.00 + 5/3 ( 4,486.35 * 0.30 * 1.24 ) )$$

$$Vu( 5.0 \text{ m del apoyo} ) = 3,618.0 \text{ kg}$$

## Refuerzo a corte

El cálculo del refuerzo a corte absorbido ( $\emptyset V_c$ ), se determina con la fórmula siguiente:

$$\emptyset V_c = \beta * 0.53 * (\sqrt{210}) * b * d$$

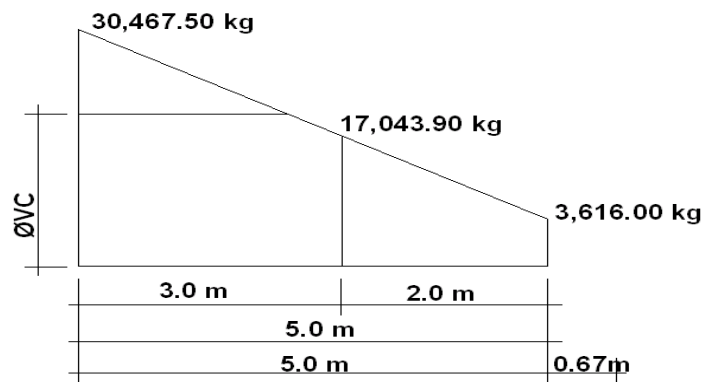
$$\emptyset V_c = 0.85 (0.53) * (\sqrt{210}) * (50.0) * (73.75) = 24,073.35$$

El esfuerzo externo que actúa produciendo fallas por corte se localiza en el punto ubicado a una distancia  $d = 73.75$  cm del extremo de la viga y se calcula proporcionalmente por una relación de triángulos.

$$V_{ud} = V_{max} * (L1 - d) / L1 = 30,467.50 \text{ kg} * (5.67 - 0.7375) / 5.86$$

$$V_{ud} = 26,738.30 \text{ kg.}$$

**Figura 16. Diagrama de corte en viga.**



Comprobación de los límites de espaciamiento: primero se determina el cortante que resiste solo el acero, con la fórmula siguiente:

$$\emptyset V_s = \frac{V_{ud} - \emptyset V_c}{LVI}$$



$$\emptyset V_s = 26,738.30 \text{ kg} - 24,073.35 \text{ kg} = 2,431.25 \text{ kg}.$$

El esfuerzo último que resiste el acero es:

$$\beta_1 * 1.10 * (\sqrt{f'_c}) * b_w * d$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2. \quad b_w = 50.0 \text{ cm} \quad d = 73.75 \text{ cm}$$

$$= 0.85 (1.10) * (\sqrt{210}) * (50.0) * (73.75) = 49,963.55 \text{ kg} > \emptyset V_s \gg$$

Como el esfuerzo que resiste la sección es mayor que el corte actuante en el acero, utilizar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo (  $S_{max} = 73.75 / 2 = 36.87\text{cm}$  para efectos de seguridad se usará 30.0 cm como espaciamiento máximo).

El espaciamiento entre estribos en la viga se calculará con la fórmula siguiente:

$$S = (\beta * F_y * d * 2 * A) / \emptyset V_s$$

$$\text{Donde:} \quad \beta = 0.85 \quad F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 73.75 \text{ cm}$$

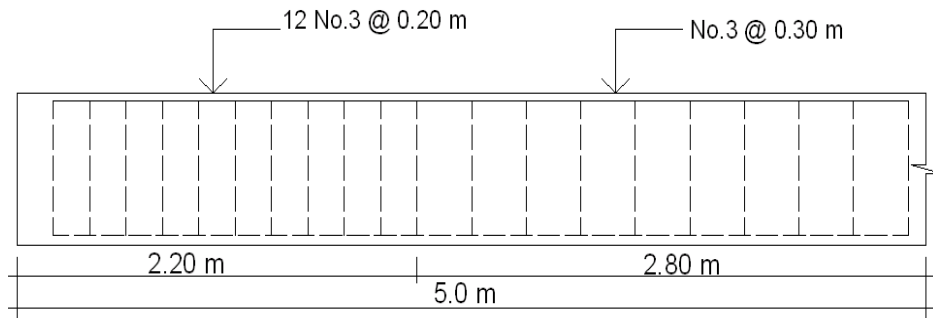
$A$  = área de acero a utilizar (utilizando hierro No.3).

$$S = 0.85 * (2,810) * (73.75) * (2 * 0.71) / 10,664.95 = 23.45 \text{ cm}$$

Utilizar No.3 @ 0.20 m hasta una distancia de 2.20 m medidos desde el apoyo al centro de la viga.

El resto se distribuirá a espaciamiento máximo, No.3 @ 0.30 m.

**Figura 17. Refuerzo transversal en viga.**



#### **2.1.7.1.5. Diseño de diafragma**

Son vigas que van colocadas transversalmente, a las vigas interiores y exteriores, su función es no permitir el alabeo de la estructura, se colocan al centro y en los tercios de la luz cuando se tiene una superestructura no mayor de 40.0 m, el ancho normal de la base es de 30.0 cm, con recubrimiento mínimo de 2.0 plg, el alto de los diafragmas interiores es de  $\frac{3}{4}$  de la altura de las vigas principales, y no menor que 50.0 cm, si se colocan diafragmas en los extremos, estos serán de  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas.

Para efectos de este proyecto se usarán 2 diafragmas a 3.25 m de separación del apoyo.

#### **a). Cálculo del peralte y altura**

Por medio de los criterios anteriores, se determinan las dimensiones del diafragma.

$$h = 0.75H = 0.75 * 0.70 = 0.525 \text{ m} \approx 50.0 \text{ cm}$$

$$b = 30.0 \text{ cm} \quad h = 50.0 \text{ cm}$$

El refuerzo a colocar es el acero mínimo =  $14.1 / F_y$ , en dos camas, superior e inferior y se recomienda un refuerzo extra de  $0.25 \text{ plg}^2$  por pie de alto. Y un recubrimiento mínimo de 5.0 cm.

#### b). Cálculo de refuerzo

##### Refuerzo longitudinal

$$A_{\text{min.}} = ( 14.1 / F_y ) * b * d$$

$$A_{\text{min.}} = ( 14.1 / 2,810 ) * ( 30.0 ) * ( 45.0 ) = 6.77 \text{cm}^2$$

Utilizar 3No.6

##### Refuerzo adicional

$$A_{\text{(adicional)}} = ( 5.29 \text{ cm}^2 / \text{m} ) * ( H )$$

$$A_{\text{(adicional)}} = ( 5.29 \text{ cm}^2 / \text{m} ) * ( 0.50 \text{ m} ) = 2.65 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2No.4

##### Refuerzo a corte

El refuerzo de corte será el mínimo a espaciamiento máximo de  $h / 2$ .

Utilizar estribo No. 3 @ 0.20 m.

## 2.1.7.2. Diseño de la subestructura

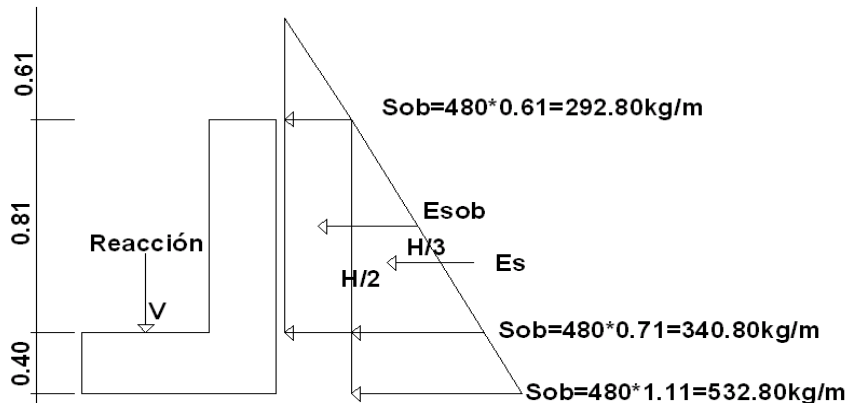
### 2.1.7.2.1. Diseño de cortina

Se parte del criterio que la cortina está empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo. Las fuerzas que intervienen son:

#### Empuje de tierra

AASHTO 3.20, considera una sobre carga del suelo con un equivalente líquido de 2.0 pies ( 0.61 m) de alto, con una presión de 480.0 kg/m<sup>3</sup> ( 30.0 Lbs/pie<sup>3</sup> ). El peso del suelo se toma con el equivalente líquido de 480.0 kg/m<sup>2</sup>.

Figura 18. Diagrama de presiones de la cortina en viga de apoyo.



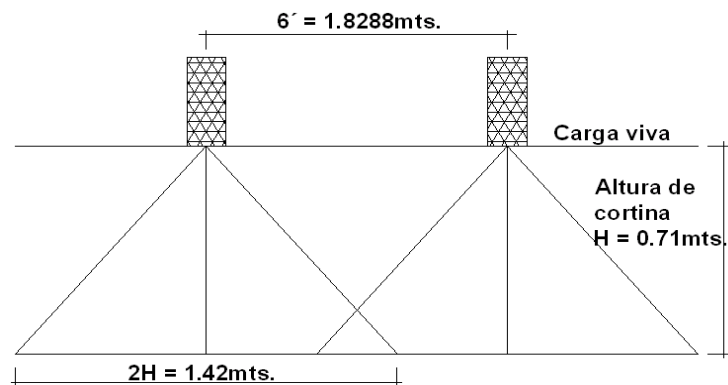
$E(\text{sobre carga}) = E_{sob} = \text{carga equivalente del rectángulo aplicado a } H / 2.$

$$F = \text{Empuje} = ( E_{sob} + E_s ) = ( 292.80 * 0.81 ) + ( 340.80 * 0.81 / 2 ) \\ = 375.20 \text{ kg.}$$

## Fuerza longitudinal ( LF )

Según AASHTO 1.2.13 la fuerza longitudinal, debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad, se aplica a 1.8288 m, sobre la rodadura.

Figura 19. Fuerza longitudinal en viga de apoyo.



$P_{\text{camión}} = 10,886.22\text{ kg} \rightarrow$  por eje.       $P = 5,443.11\text{ kg} \rightarrow$  por llanta.

$$LF' = \frac{0.05 * P}{2H} = \frac{0.05 * 5,443.11\text{ kg}}{2 * 0.71} = 191.66\text{ kg/m}$$

Por ser dos llantas =  $LF' = 2 * 191.66\text{ kg / m} = 383.32\text{ kg/m}$

Actuando  $6.0$  pies ( $1.822\text{ m}$ ) sobre la superficie de la losa (ASHTO 3.9.1)

El brazo de la LF = brazo =  $1.822\text{ m} + 0.71\text{m} = 2.54\text{ m}$

## **Fuerza de sismo ( S )**

Se usará un coeficiente sísmico del 12.0% siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.21, se multiplicará al peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (EQ), el punto de aplicación de la fuerza se localizará en el centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

Peso propio de la cortina ( W ):

$$W = 2,400.0 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.81 \text{ m} = 583.20 \text{ kg / m.}$$

$$EQ = 0.12 * W = 0.12 * 583.20 \text{ kg/m} = 69.98 \text{ kg/m}$$

$$\text{Punto de aplicación} = 0.71\text{m} / 2 = 0.405 \text{ m.}$$

## **Combinación de cargas**

Se sigue lo especificado en AASHTO 3.22.1:

Para momentos:

$$\text{Grupo III} = 1.3 ( E_{sob} + E_s + LF )$$

$$= 1.3 ( ( 207.89 * 0.81 / 2 ) + ( 197.66 * 0.81 / 3 ) + ( 383.32 * 2.54 ) )$$

$$= 1,444.55 \text{ kg – m / m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 ( E_{sob} + E_s + EQ )$$

$$= 1.3 ( ( 207.89 * 0.81 / 2 ) + ( 197.66 * 0.81 / 3 ) + ( 61.34 * 0.355 ) )$$

$$= 207.15 \text{ kg – m / m}$$

Para corte:

$$\text{Grupo III} = 1.3 ( F + LF )$$

$$= 1.3 ( ( 375.20 ) + ( 383.32 ) )$$

$$= 986.08 \text{ kg – m / m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 ( F + EQ )$$

$$= 1.3 ( (375.20) + ( 69.98 ) )$$

$$= 578.73 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

El momento máximo y corte máximo se determina al comparar el momento producido por los dos grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III.

$$M_{\text{máximo}} = 1,444.55 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

$$V_{\text{máximo}} = 986.08 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

### Cálculo del refuerzo

**Refuerzo por flexión:** para calcularlo se utilizará la fórmula cuadrática.

Datos:

$$M_{\text{max}} = 1,422.48 \text{ kg} - \text{m} \qquad \epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ Kg./cm}^2$$

$$d = 26.87 \text{ cm} \qquad \beta = 0.85 \qquad F_y = 2,810 \text{ kg./ cm}^2$$

$$b = 81.0 \text{ cm} \qquad \emptyset = 0.90 \qquad F'_c = 210 \text{ kg./ cm}^2$$

Con el momento se calcula el área de acero:

$$A_{\text{min}} = 9.57 \text{ cm}^2 > A_s = 2.11 \text{ cm}^2 < A_{\text{max.}} = 35.29 \text{ cm}^2$$

Se distribuye el área de acero mínimo de la siguiente forma:

4 No. 6 corridos, distribuidos en la cortina.

**Refuerzo por corte:** se determina con los siguientes datos:

$$V_{\text{max.}} = 925.85 \text{ kg} \qquad d = 26.87 \text{ cm} \qquad \beta = 0.85$$

$$\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ Kg/cm}^2 \qquad b = 81.0 \text{ cm} \qquad \emptyset = 0.90$$

$$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 40.0 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 (0.53) * (\sqrt{210}) * (81) * (26.87) = 14,208.80 \text{ kg} \gg V_{\max}.$$

La separación máxima de los estribos será  $d / 2$ , utilizando estribo No.4, se tiene:  $d / 2 = 26.87 / 2 = 13.43 \text{ cm}$

Utilizar Estribo No.4 @ 0.15 m

#### 2.1.7.2.2. Diseño de viga de apoyo

Es la viga transversal, en la cual se apoyaran las vigas principales (longitudinales), se diseñan por aplastamiento.

La base no podrá ser menor de 40.0 cm, y se colocará refuerzo longitudinal por temperatura o acero mínimo ( $A_{\min}$ ).

$$A_{\min} = (14.1 / f_y) * b * h$$

$$A_{\min} = (14.1 / 2,810) * 80 * 40$$

$$A_{\min} = 16.06 \text{ cm}^2$$

Se distribuye el área de acero mínimo de la siguiente forma:

6 No. 6 corridos en ambas camas.

El refuerzo por corte en la vigas estará a  $d / 2 = 37.5 \text{ cm} / 2 = 18.75 \text{ cm}$ .

Utilizar estribo No.4 @ 0.18 m

+



### **Diseño de asiento o base (neopreno)**

Es una especie de caucho, el cual permite una homogeneidad en la unión de la viga principal, con la viga de apoyo, permite un equilibrio de esfuerzos, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo.

Se calcula de forma siguiente:

$$P = \text{corte último de diseño} ( 2 * 37,390.10 \text{ kg})$$

$$A_p = \text{área de aplastamiento en cm}^2$$

$$A_p = ( P ) / ( \phi * f'_c ) = \frac{2 * 37,390.10}{0.71 * 210.0} = 501.54 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{501.54} = 22.39 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 25 x 25 cm con un espesor de  $\frac{3}{4}$  plg.

### **2.1.7.2.3. Diseño del estribo**

Es difícil establecer un límite de altura para utilizar un determinado tipo de subestructura por gravedad pero, en general los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase los 6.0 m, después de la cual la estructura resulta muy masiva.

El primer análisis consistirá en revisar volteo, deslizamiento y presiones.

Se utilizarán las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} \text{Volteo} &= ME / MV > 1.5 \\ \text{Deslizamiento} &= 0.5 ( W / E ) > 1.5 \\ \text{Presiones} &= P = W / A ( 1 \pm ( 6 * e / b ) ) < 20.800 \text{ kg / m}^2 \end{aligned}$$

ME = momento estabilizante

MV = momento de volteo

W = fuerza resistente

E = fuerzas horizontales

e =  $b / 2 - a$  = excentricidad      siendo:  $a = ( ME - MV ) / W$

Estas verificaciones se efectúan para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para la verificación por sismo en el cual no se considera carga viva.

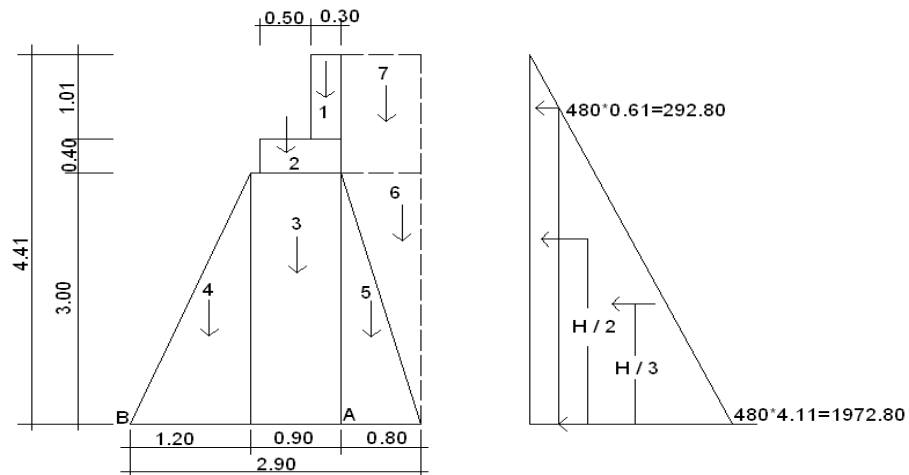
Datos:

Peso del concreto ciclópeo $W_{cc}$	2,700 kg/m <sup>3</sup>
Peso del concreto armado $W_c$	2,400 kg/m <sup>3</sup>
Peso del suelo $W_s$	1,700 kg/m <sup>3</sup>
Equivalente líquido	480 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad soporte del suelo $V_s$	20,000 kg/m <sup>3</sup>

**Tabla III. Presiones, momentos y empujes en el estribo.**

Sección	Altura (m)	Presión	Empuje $W_v$	B:P (m)	Momento MV (kg-m)
I	4.41	292.80	1,291.25	2.205	2,847.20
II	2.21	2,116.80	4,667.54	1.47	6,861.29
			5,958.79		9,708.49

**Figura 20. Geometría y diagrama de presiones en estribo.**



**Momento Estabilizante (ME)**

Este momento es debido al peso propio y al relleno (el momento obtenido es por metro de ancho).

**Tabla IV. Momento estabilizante.**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento ME (kg-m)
1	0,30	1,01	0,30	2,400	727.20	1.95	1,418.04
2	0,80	0,40	0.32	2,400	768.00	1.70	1,305.60
3	0,90	3,00	2.70	2,700	7,290.00	1.65	12,028.50
4	1,20	3,00	1.80	2,700	4,860.00	0.80	3,888.00
5	0,80	3,00	1.20	2,700	3,240.00	2.37	7,668.00
6	0,80	3,00	1.20	1,700	2,040.00	2.63	5,372.00
7	0,80	1,41	1.13	1,700	1,917.60	2.50	4,794.00
$\Sigma$					20,842.80		36,474.14

## Revisión del estribo

### Sin considerar la sobrecarga

- I. Volteo =  $ME/M_v = 36,474.14 / 9,708.49 = 3.76 > 1.5 \gg$  OK.  
II. Deslizamiento =  $0.5(WE/W_v) = (0.5 * 20,842.80) / 5,958.79 = 1.75 > 1.5 \gg$  OK.

### III. Presiones

$$a = (ME - M_v) / WE = (36,474.14 - 9,708.49) / 20,842.80 = 1.28 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1.28 \text{ m} = 3.84 \text{ m} > 2.90 \text{ m}$$

Excentricidad:  $e = b / 2 - a = 2.90 / 2 - 1.28 = 0.17$

$$P = WE / A (1 \pm (6 * e / b)) = (20,842.80 / (2.90 * 1.0)) (1 \pm (6 * 0.17 / 2.90))$$

$$P_{\text{máxima}} = 9,715.07 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{mínima}} = 4,659.27 \text{ kg/m}^2 > 0.000 \text{ kg/m}^3$$

Como se puede observar, las presiones máximas y mínimas no sobrepasan el valor soporte real del suelo, por lo que las dimensiones del muro, son aptas para su construcción.

### Con superestructura y carga viva

La siguiente verificación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva.

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo  $R_1 = 14,900.51 \text{ kg}$ , y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base 1.45 m.

### **Peso de la superestructura:**

Carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 2.50 \text{ m} * 5.0 \text{ m} = 5,400.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{acera y barandal}} = 307.12 \text{ kg/m} * 5.00 \text{ m} = 1,535.60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ m} * 0.80 \text{ m} * 5.0 \text{ m} = \underline{4,800.00 \text{ kg}}$$

$$\text{Total carga muerta} = 11,735.60 \text{ kg}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (ME2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta.

La suma de ME2 y ME (peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total.

$$ME2 = ( CV + CM ) * \text{brazo}$$

$$ME2 = (14,900.51 + 11,735.60) * 1.45 = 38,622.36 \text{ kg-m}$$

$$MET = ME2 + ME = 38,622.36 + 36,474.14$$

$$MET = 75,096.50 \text{ kg-m}$$

$$WE = ( W + CV + CM )$$

$$WE = 20,842.80 + 14,900.51 + 11,735.60 = 47,478.91 \text{ kg}$$

I. Volteo =  $ME2/M_v = 38,622.36 / 9,708.49 = 3.98 > 1.5 \gg \text{OK.}$

II. Deslizamiento =  $0.5(WE/W_v) = (0.5 * 47,478.91) / 5,958.79 = 3.98 > 1.5 \gg \text{OK.}$

### Verificación de presiones:

$$a = ( MET - MV ) / ( WE )$$

$$a = ( 75,096.50 - 9,708.49 ) / ( 47,478.91 ) = 1.37$$

$$3*a = 3*1.37 = 4.13 > 2.90 \text{ OK}$$

$$e = ( b / 2 ) - a = ( 2.90 / 2 ) - 1.37 = 0.08 \text{ m}$$

$$P = WE / A ( 1 \pm ( 6 * e / b ) ) = ( 47,478.91 / ( 2.90 * 1.0 ) ) ( 1 \pm ( 6 * 0.08 / 2.90 ) )$$

$$P_{\text{máxima}} = 19,081.89 \text{ kg/m}^2 < 20,800 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{mínima}} = 1,366.18 \text{ kg/m}^2 > 0.000 \text{ kg/m}^3$$

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerará la carga viva, se sumará el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W2). Así mismo, se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM \* brazo), para obtener el momento estabilizante (ME3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándoles el factor por sismo del 8%.

$$W2 = W + CM$$

$$W2 = 20,842.80 \text{ kg.} + 11,735.60 \text{ kg.} = 32,578.40 \text{ kg.}$$

$$ME3 = ME + ( CM * brazo )$$

$$ME3 = 36,474.14 \text{ kg.} + ( 11,735.60 \text{ kg.} * 1.45 \text{ m} ) = 53,490.76 \text{ kg-m}$$

$$FH = 1.08 * E + 0.08 * W2$$

$$FH = 1.08 * 5,958.79 + 0.08 * 32,578.40 = 9,041.76 \text{ kg}$$

LXX

**Tabla V. Momentos para verificación por sismo.**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento ME (kg-m)
1	0,30	1,01	0,30	2,400	727.20	3.91	2,839.72
2	0,80	0,40	0.32	2,400	768.00	3.20	2,457.60
3	0,90	3.00	2.70	2,700	7,290.00	1.50	10,935.00
4	1,20	3.00	1.80	2,700	4,860.00	1.00	4,860.00
5	0.80	3.00	1.20	2,700	3,240.00	1.00	3,240.00
6	0.80	3.00	1.20	1,700	2,040.00	2.00	4,080.00
7	0.80	1,41	1.13	1,700	1,917.60	3.71	7,104.71
$\Sigma$					20,842.80		35,517.03

$$MEQ = 0.08 * MV2$$

$$MEQ = 0.08 * 35,517.03 = 2,841.36 \text{ kg.-m}$$

$$MV3 = (1.08 * MV) + (CM * 0.08 * h') + MEQ$$

$$MV3 = (1.08 * 9,708.49) + (11,735.60 * 0.08 * 3.40) + 2,841.36$$

$$MV3 = 16,523.61 \text{ kg - m}$$

### Revisión:

I Volteo =  $ME2 / MV3$   
 =  $38,622.36 / 16,523.61 = 2.34 > 1.5 \gg \text{OK.}$

II Deslizamiento =  $0.5 (W2 / FH)$   
 =  $0.5 (32,578.40 / 9,041.76) = 1.80 > 1.5 \gg \text{OK.}$

III. Presiones

$$a = (ME3 - MV3) / W2 = (53,490.76 - 16,523.61) / 32,578.40 = 1.13 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1.13 \text{ m} = 3.40 \text{ m} > 3.60 \text{ m} \text{ OK}$$

$$\text{Excentricidad: } e = b / 2 - a = 2.90 / 2 - 1.13 = 0.32$$

$$P = W2 / A (1 \pm (6 * e / b)) = (32,578.40 / (2.90 * 1.0)) (1 \pm (6 * 0.32 / 2.90))$$

$$P_{\text{m\u00e1xima}} = 18,671.57 \text{ kg/m}^2 < 20,800 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{m\u00ednima}} = 3,796.29 \text{ kg/m}^2 > 0.000 \text{ kg/m}^3$$

Con los resultados obtenidos, se concluye que los valores de las fuerzas no exceden el valor soporte, por lo cual las dimensiones del muro son aptas para soportar la superestructura.

### **2.1.8. Mantenimiento de puente vehicular**

Se define como el conjunto de acciones internas que se ejecutan para la prevenci\u00f3n de da\u00f1os f\u00edsicos y estructurales en una obra. La falta de mantenimiento adecuado en los puentes da lugar a problemas de funcionalidad y seguridad. Disminuye la vida \u00fatil.

Las causas y razones m\u00e1s comunes por las que es necesario el mantenimiento de un puente son:

- Errores en el proyecto, errores durante la construcci\u00f3n, vigilancia, mantenimiento o reparaciones inexistentes o inadecuadas.
- Materiales inadecuados o deterioro y degradaci\u00f3n de los mismos.



- Variación con el tiempo de las condiciones de tráfico, cargas y velocidades.
- Acciones naturales de tipo físico, mecánico o químico, intemperismo.
- Acciones accidentales, terremotos, explosiones, impacto de vehículos con elementos estructurales del puente.

### **Acciones de mantenimiento en la estructura**

**En la subestructura:** revisar las vigas, diafragmas, losa y acera para determinar la existencia de agrietamiento anormales y de cualquier desintegración del concreto, especialmente sobre los apoyos.

**En la superestructura:** revisar erosiones o socavaciones excesivas, deposición de material y grietas en juntas de mortero. Además de las acciones arriba mencionadas, para garantizar la vida útil del puente se deberá de realizar las siguientes actividades:

- Limpieza de tubos de descarga o drenajes
- Limpieza del cauce.
- Limpieza de los accesos del puente.
- Señalización de ingreso, bordes, acera, parachoques y barrancales del puente.

- Control de fluido vehicular (para garantizar el peso máximo permisible en la circulación vehicular).

### **2.1.9. Planos del puente**

Para el presente proyecto se elaboraron los planos siguientes:

- Ubicación y detalles estructurales.
- Detalles estructurales.

(Ver apéndice 1 páginas 100 y 101).

### **2.1.10. Elaboración del presupuesto**

Para integrar el presupuesto total de la obra, se precedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos. Los precios tanto de mano de obra como de materiales se establecieron de acuerdo a los que se rigen en el casco urbano.

Criterios utilizados para la integración del presupuesto:

- La cuantificación de la mano de obra se realizó de forma unitaria, metro lineal y metro cúbico.
- La cantidad de pedrín, arena y cemento se calculó por metro cúbico de fundición.
- La cantidad de tubería se calculó por metro lineal.
- El costo de la mano de obra calificada y no calificada están referidos a los de la cabecera municipal.

El costo directo total se encuentra al sumar los siguientes renglones:

Costo de materiales

Costo de mano de obra calificada y no calificada.

Costo de transporte y un 5.0% de imprevistos.

El costo indirecto, es el 15.0% y se encuentra integrando los costos de:

Impuestos (IVA, ISR, IEMA)

Supervisión técnica.

Gastos administrativos.

El costo total del proyecto, es la suma de los costos directos e indirectos.

**Tabla VI. Presupuesto puente vehicular.**

<b>PRESUPUESTO</b>						
<b>PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR, BARRIO EL CENTRO</b>						
<b>UBICACIÓN: BARRIO EL CENTRO, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.</b>						
<b>COSTOS DIRECTOS MATERIALES</b>						
<b>No</b>	<b>Material</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cant.</b>	<b>P. Unit.</b>	<b>Costo</b>	
1	Estribo y aletón	U	2	Q 18.200,00	Q	36.400,00
2	Cortina y viga de apoyo	U	2	Q 5.120,00	Q	10.240,00
3	Vigas principales	U	2	Q 7.860,00	Q	15.720,00
4	Diafragmas	U	2	Q 1.200,00	Q	2.400,00
5	Losa de rodadura	m <sup>2</sup>	48	Q 350,00	Q	16.800,00
6	Acero o banqueteta	U	2	Q 1.950,00	Q	3.900,00
7	Barandal	U	2	Q 1.320,00	Q	2.640,00
8	Neopreno	U	4	Q 4.350,00	Q	17.400,00
9	Fletes	Global	Global		Q	3.000,00
10	Imprevistos	5%			Q	5.425,00
<i>TOTAL MATERIALES</i>						<b>Q 113.925,00</b>
<b>COSTO DIRECTO MANO DE OBRA CALIFICADA</b>						
<b>No</b>	<b>Mano de obra calificada</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cant.</b>	<b>P. Unit.</b>	<b>Costo</b>	
1	Limpieza y chapeo	m <sup>2</sup>	10	Q 35,00	Q	350,00
2	Excavación y extracción de mat.	m <sup>3</sup>	80	Q 65,00	Q	5.200,00
3	Estribo y aletón	U	2	Q 6.990,00	Q	13.980,00
4	Cortina y viga de apoyo	U	2	Q 1.980,00	Q	3.960,00
5	Vigas Principales	U	2	Q 3.010,00	Q	6.020,00
6	Diafragmas	U	2	Q 420,00	Q	840,00
7	Losa de rodadura	m <sup>2</sup>	48	Q 90,00	Q	4.320,00
8	Acero o banqueteta	U	2	Q 720,00	Q	1.440,00
9	Barandal	U	2	Q 460,00	Q	920,00
10	Neopreno	U	4	Q 90,00	Q	360,00
11	Imprevistos	5%			Q	1.869,50
<i>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</i>						<b>Q 39.259,50</b>
<b>COSTO DIRECTO MANO DE OBRA NO CALIFICADA</b>						
<b>Reng.</b>	<b>Mano de obra No calificada</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cant.</b>	<b>P. Unit.</b>	<b>Costo</b>	
1	Limpieza y chapeo	m <sup>2</sup>	10	Q 21,00	Q	210,00
2	Excavación y extracción de mat.	m <sup>3</sup>	80	Q 39,00	Q	3.120,00
3	Estribo y aletón	U	2	Q 4.194,00	Q	8.388,00
4	Cortina y viga de apoyo	U	2	Q 1.188,00	Q	2.376,00
5	Vigas principales	U	2	Q 1.806,00	Q	3.612,00
6	Diafragmas	U	2	Q 252,00	Q	504,00
7	Losa de rodadura	m <sup>2</sup>	48	Q 54,00	Q	2.592,00
8	Acero o banqueteta	U	2	Q 432,00	Q	864,00
9	Barandal	U	2	Q 276,00	Q	552,00
10	Neopreno	U	4	Q 54,00	Q	216,00
11	Imprevistos	5%			Q	1.121,70
<i>TOTAL MANO DE OBRA NO CALIFICADA</i>						<b>Q 23.555,70</b>
<b>TOTAL COSTOS DIRECTOS</b>						<b>Q 176.740,20</b>
<b>TOTAL COSTOS INDIRECTOS</b>					15%	<b>Q 26.511,03</b>
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>						<b>Q 203.251,23</b>

## **2.2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas, del Municipio de Santa Catarina Mita, Jutiapa**

### **2.2.1. Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Sabanetas, el cual consta de captación de brote, caseta de bombeo, tanque de distribución, línea de impulsión, red de distribución.

### **2.2.2. Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico para un proyecto de agua potable define el diseño del sistema de agua, ya que tiene por objeto medir las extensiones de terreno, determinará la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno. Se compone de planimetría y altimetría, las cuales se pueden efectuar con teodolito. Para efectos del diseño de este proyecto se utilizó el método taquimétrico, utilizando para ello un teodolito marca Sokkia. Se aplicó el método de conservación de azimut tomando un norte arbitrario.

Para determinar el lugar donde será colocado el tanque de distribución se buscó el punto más alto y cercano a la comunidad, y se pudo determinar que la diferencia de altura entre el punto donde se colocará el tanque y el punto más alto de la comunidad es de aproximadamente 15.0 m y según las normas de UNEPAR la diferencia de altura en la línea de distribución es de 15.0 m.

### **2.2.3. Dotación, tipo de servicio y aforos**

La comunidad de Sabanetas, cuenta con un brote de agua que por su ubicación con respecto a la comunidad es fácil captarlo y conducirlo por medio de un sistema de bombeo a un tanque de distribución; a la vez permite construir una red de distribución por ramales abiertos, el agua es suficiente para cubrir la demanda. Para el diseño se utilizó la fórmula de Hazen Williams, para su cálculo hidráulico. Además se construirá un tanque de captación de dimensiones mayores a las necesarias con el fin de que la bomba no trabaje en seco.

De acuerdo con normas, costumbres y clima de la comunidad se adopta una dotación de 90.0 litros / habitante / día.

#### **Aforo de la fuente**

Para este caso se utilizó el aforo volumétrico.

El caudal que presentó la fuente en el aforo fue de:

- Caudal total (Q) de la fuente = 0.60 litros / segundo

El aforo de la fuente fue realizado el 5 de junio del 2003.

El tipo de servicio es predial.

#### **2.2.4. Tasa de crecimiento poblacional**

La tasa de crecimiento poblacional a utilizar será del 3%, la cual es representativa del lugar y fue generada por el INE para el departamento de Jutiapa.

Según el censo realizado durante el levantamiento topográfico, el caserío cuenta con una población de 96.0 habitantes.

#### **2.2.5. Período de diseño y población futura**

Se define como período de diseño de un acueducto al número de años para el cual el sistema va a proporcionar agua potable, en la cantidad adecuada, a la población existente al final de dicho período. Éste está determinado por razones de calidad del material utilizado en su elaboración, el manejo en su instalación, su exposición al ambiente y los esfuerzos a los que es sometido de acuerdo a su capacidad.

En apego a las normas de la materia, todas las partes del proyecto fueron diseñadas para un período de 20 años más 1 año de gestión administrativa y financiamiento para la construcción del proyecto, excepto la calidad y potencia de la bomba, la cual fue seleccionada para un período de 11 años, por lo tanto la población futura se calculará para los años 2013 y 2024.

La población futura del área que cubrirá el sistema de agua potable, se calcula según la fórmula de crecimiento geométrico siguiente:

$$Pf = Pa \times (1+i)^n$$

- Pf población futura.
- Pa población actual según censo realizado en el EPS.
- i tasa de crecimiento.
- n período de diseño (en años).

Al sustituir datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Pa = 96 \text{ habitantes año 2003.}$$

$$i = 3\% \text{ correspondiente al departamento de Jutiapa.}$$

n = 11 años. (Para el cálculo de la potencia de la bomba).

$$n = 21 \text{ años. (Para el cálculo del sistema).}$$

$$Pf = 96 \times (1+0.03)^{11}$$

$$Pf = 133 \text{ habitantes (año 2013)}$$

$$Pf = 96 \times (1+0.03)^{21}$$

$$Pf = 178 \text{ habitantes (año 2024)}$$

### **2.2.6. Factores de consumo**

Son factores de seguridad, se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año y bajo cualquier condición. Estos factores varían de una comunidad a otra en función a las costumbres, condiciones climáticas y económicas.



Los factores de día máximo y hora máximo varían según el área, los factores de día máximo para el área rural son de 1.2 a 1.8. Los factores de hora máxima pueden variar de 2 a 3. Para efectos de diseño de este proyecto el factor de consumo de día máximo será de 1.2 y de hora máxima 2.2.

### 2.2.6.1. Caudal medio diario (Qm)

El caudal medio diario está definido por la expresión siguiente:

$$Q_m = \frac{(D \times N)}{86,400}$$

En donde:

Qm	Caudal medio en litros / segundo.
D	Dotación 90 litros / habitante / día.
N	Número de habitantes futuros (178 habitantes).

Al sustituir los datos en la fórmula anterior se tiene:

$$Q_m = \frac{90 \text{ litros / habitante / día} \times 178 \text{ habitantes}}{86,400 \text{ segundo}} = 0.20 \text{ litros / segundo.}$$

Para el equipo de bombeo se debe calcular un caudal medio para 11 años, del punto 2.2.4 se tiene una población de 133 habitantes, por lo cual:

$$Q_m = \frac{90 \text{ litros / habitante / día} \times 133 \text{ habitantes}}{86,400 \text{ segundo}} = 0.15 \text{ litros / segundo}$$

### 2.2.6.2. Caudal de día máximo (QDM)

Es conocido como el caudal de conducción, con este valor se realiza el diseño de la línea de conducción.

$$QDM = Qm \times FDM$$

De donde:

QDM	caudal de día máximo.
Qm	caudal medio (varía según los años).
FDM	factor de día máximo (1.2)

Al sustituir datos en la fórmula anterior:

$$QDM = 0.20 \text{ litros / segundo} \times 1.2 = 0.24 \text{ litros / segundo} \quad (21 \text{ años})$$

Para el equipo de la bombeo a 11 años

$$QDM = 0.15 \text{ litros / segundo} \times 1.2 = 0.19 \text{ litros / segundo}$$

### 2.2.6.3. Caudal máximo horario ( QMH )

El caudal de hora máximo es el mayor consumo reportado en un día de mayor consumo en un sistema de distribución de agua, su cálculo esta dado por:

$$QHM = Qm \times FHM$$

En donde:

QHM	caudal de hora máximo
Qm	caudal medio (varia según los años)
FHM	factor de hora máximo (2.2)

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se tiene:

$$QHM = 0.20 \text{ litros / segundo} \times 2.2 = 0.45 \text{ litros / segundo.}$$

### 2.2.7. Caudal de bombeo

Para efectos de este proyecto se utilizará el criterio establecido por UNEPAR:

$$Q_b = Q_{DM} \times 24 / N$$

Donde:

Q <sub>b</sub>	caudal de bombeo.
Q <sub>DM</sub>	caudal de día máximo.
24	constante.
N	número de horas de bombeo, se estiman 12 horas de bombeo.

Sustituyendo valores en la fórmula anterior:

$$Q_b = \frac{0.24 \text{ litros/segundo} \times 24}{12 \text{ horas}} = 0.50 \text{ litros/segundo (año 2,024).}$$

$$Q_b = \frac{0.166 \text{ litros/segundo} \times 24}{12 \text{ horas}} = 0.398 \text{ litros/segundo (años 2,013).}$$

El caudal de bombeo es menor que el caudal de aforo ( $Q_a = 0.60$  litros / segundo), por lo cual la cantidad de horas de bombeo asumido es correcta.

### **2.2.8. Velocidad y presiones**

Las velocidades mínimas y máximas son las siguientes:

Para línea de conducción:

Mínima =  $0.40$  m / segundo

Máximas =  $3.00$  m / segundo

Para la red de distribución:

Mínima =  $0.40$  m / segundo

Máxima =  $2.00$  m / segundo

La presión estática en la línea de conducción no deberá sobrepasar las presiones de trabajo de la tubería, la presión estática en la red de distribución no deberá de ser mayor de  $60$  m columna de agua y la presión dinámica deberá estar entre los  $10$  y  $40$  m columna de agua.

### **2.2.9. Calidad del agua**

Este es un factor importante en el diseño de un sistema de agua potable, para este proyecto se realizó un examen bacteriológico (ver anexo 5). El resultado que generó este examen fue de agua no potable, tal situación podrá cambiar positivamente después de realizar una desinfección a base de Hipoclorito de Calcio, para aprovechar los efectos residuales del cloro. Con éste se logrará una mayor seguridad, pues disminuirán los riesgos de contaminación debido a una inadecuada manipulación del agua.

## 2.2.10. Diseño hidráulico

### 2.2.10.1. Parámetros de diseño

Población actual	96 habitante.
Viviendas actuales	22 casas.
Tasa de crecimiento de la región (r)	3%
Período de diseño de la bomba	11 años.
Período de diseño	21 años.
Población futura año 2013	133 habitantes (para la bomba).
Población futura año 2024	178 habitantes.
Dotación propuesta	90 Litros./habitante./día.
Caudal medio (Qm)	0.20 litros / segundo a 21 años.
Caudal medio (Qm)	0.15 litros / segundo a 11 años.
Factor de día máximo (FDM).	1.20
Caudal día máximo (QDM)	0.24 litros / segundo a 21 años.
Caudal día máximo (QDM)	0.19 litros / segundo a 11 años.
Factor hora máxima (FHM)	2.2
Caudal hora máxima (QHM)	0.45 litros/segundo.
Período de bombeo	12 horas.
Caudal de bombeo (Qb)	0.50 litros/segundo para 21 años.
Caudal de bombeo (Qb)	0.38 litros/segundo para 11 años.
Caudal aforado (CA)	0.60 litros/segundo. (05 de junio de 2003).

Para evitar que la bomba trabaje en seco, el tanque de captación tendrá un volumen mayor del necesario.

### 2.2.10.2. Determinación del diámetro económico

Para la conducción del agua es necesario calcular un diámetro de tubería que sea económico y que genere pérdidas por fricción pequeñas; es necesario tener en cuenta que cualquier diámetro podría conducir el agua, pero si el diámetro es relativamente pequeño se producirán considerables pérdidas de carga en la tubería debido a la fricción y esto hará que aumente la potencia requerida de la bomba, si el diámetro es mayor, disminuyen las pérdidas de carga por fricción en la tubería y la potencia requerida de la bomba.

En resumen:

- Si el diámetro es menor el costo de la tubería es menor, la potencia y el costo de la bomba requerida será mayor.
- Si el diámetro es mayor el costo de la tubería es mayor, la potencia y el costo de la bomba requerida sería menor.

Con base a lo anterior, para el cálculo del diámetro económico en la tubería de conducción se debe considerar continuidad y discontinuidad en el equipo de bombeo, por lo que se hace uso de la fórmula de Vibert, ésta considera el diámetro económico al costo mínimo de instalación, operación, depreciación y mantenimiento del equipo.

$$De = 1.8675 * (Qb)^{1/2}$$

En donde:

1.8675 = factor que depende de la cantidad de horas de funcionamiento de la bomba.

De = diámetro económico en plg.

Qb = caudal de bombeo en litros/segundo

$$De = 1.8675 * (0.533)^{1/2}$$

$$De = 1.36 \text{ plg}$$

Con base a los cálculos realizados, el diámetro económico que satisface la continuidad del agua en el equipo de bombeo está entre 1.25 y 1.50 plg, por lo cual se analizarán estas dos opciones (ver cálculo hidráulico línea de impulsión anexo 3 página 109).

Después de verificar las pérdidas de carga por fricción ( $H_f$ ), a través de la fórmula de Hazen Williams para los diámetros de 1.25 y 1.5 plg se tiene:

$$H_f = \frac{(1743.81141) * L * (Q_b^{1.85})}{(C^{1.85}) * (De^{4.87})}$$

Donde:

$H_f$  = pérdida de carga ( m )

$Q_b$  = caudal de bombeo ( 0.50 litros/segundo )

$L$  = longitud de tubería ( 963.75 m )

$De$  = diámetro de tubería ( 1.25 plg y 1.50 plg )

$C$  = coeficiente de rugosidad de la tubería ( 150 )

$H_f = 5.52 \text{ m}$ , para  $De = 1.25 \text{ plg}$

$H_f = 2.85 \text{ m}$ , para  $De = 1.50 \text{ plg}$

Con base en los resultados, se deduce que al aumentar el diámetro de impulsión se reduce la pérdida de carga, y aumenta la potencia de la bomba.

Como se puede observar, las pérdidas de carga que generan ambos diámetros son similares, se puede hacer uso de cualquiera de estos

diámetros, pero por economía se utilizará la tubería de 1.25 plg de diámetro, (ver cálculo hidráulico línea de impulsión anexo 3 página 109).

### 2.2.10.3. Diseño línea de impulsión

La línea de impulsión parte de la captación de brote definido ubicado en Est. 0 .0 y termina en el tanque de distribución ubicado en la Est. 7. 0

Componentes de la línea de bombeo.

- Longitud total 963.75 m
- Caudal de bombeo 0.50 Litros/segundo
- Diámetro económico 1.25 plg
- Presión de trabajo de tubería 160 PSI
- Velocidad del agua 0.41m/segundo.
- Diferencia de altura ente Est. 0.0 y Est. 7.0, 60.26 m

### Carga dinámica total

La carga dinámica total, CDT, es la presión real expresada en metros columna de agua, contra lo cual una bomba tiene que elevar el caudal hasta el nivel requerido.

$$CDT = H_f + H_i + H_s + H_v + H_m + H_r$$



**Donde:**

$H_f$  = pérdida de carga por fricción en la tubería de impulsión (m).

$H_i$  = diferencia de altura entre el tanque de distribución y el ojo del impulsor (m).

$H_s$  = pérdida de carga en tubería de succión (m).

$H_v$  = pérdida de carga por velocidad en tubería de impulsión (m).

$H_m$  = pérdidas de carga por accesorios (m).

$H_r$  = reserva (m).

**Cálculo de la carga dinámica total ( CDT )**

**Cálculo de  $H_f$**

Al aplicar la formula de Hazen Williams:

$$L = 984.0 \text{ m}$$

$$Q_b = 0.50 \text{ litros/segundo} \quad H_f = 5.52 \text{ m}$$

$$D = 1.25 \text{ plg}$$

$$C = 150$$

**Cálculo de  $H_i$**

$$\text{Cota sobre tanque de distribución} = 160.26 \text{ m}$$

$$\text{Cota del terreno donde estará la bomba} = \underline{100.00 \text{ m}}$$

$$H_i = 60.26 \text{ m}$$

### **Cálculo de Hs**

$$\begin{array}{rcl} \text{Cota del terreno donde estará la bomba} & = & 100.00 \text{ m} \\ \text{Cota del nivel del nacimiento} & = & \underline{97.00 \text{ m}} \\ \text{Hs} & & 3.00 \text{ m} \end{array}$$

### **Cálculo de Hv**

$$\begin{aligned} V &= 0.41 \text{ m/segundo} \\ H_v &= V^2 / (2 * g) = (0.41)^2 / (2 * 9.81) \\ H_v &= 0.0085 \text{ m} \end{aligned}$$

### **Cálculo de Hm**

$$\begin{aligned} H_m &= 10.0\% * H_f = 0.10 * (5.52) \\ H_m &= 0.55 \text{ m} \end{aligned}$$

### **Cálculo de Hr**

Para garantizar un buen funcionamiento en el sistema se propone una reserva de altura de 3.0 m.

$$\begin{aligned} \text{CDT} &= 5.52 + 60.26 + 3.00 + 0.0085 + 0.55 + 3.0 \\ \text{CDT} &= 72.35 \text{ m} \end{aligned}$$

Ésta es la altura dinámica teórica a la que la bomba debe impulsar el caudal.

#### 2.2.10.4. Determinación de la potencia de la bomba

Para que un sistema de agua por bombeo sea eficiente debe de calcularse de buena forma la potencia de la bomba, ésta debe ser suficiente para superar la altura requerida por fricción y las pérdidas menores producidas por accesorios.

La potencia de la bomba se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q_b * H_t}{76 * e}$$

Donde:

- P = potencia en HP
- Qb = caudal de bombeo
- Ht = carga dinámica total.
- e = eficiencia de la bomba (65%, recomendada por el fabricante).

$$P = \frac{0.50 \text{ litros/segundo.} * 72.35 \text{ m}}{76 * 0.65}$$

$$P = 0.73 \text{ HP}$$

La potencia a utilizar es: 0.75 HP

#### 2.2.10.5. Determinación golpe de ariete

Es la variación de presión a la que es sometida la tubería, la cuál se debe al cambio brusco del movimiento del agua. En un sistema por bombeo esto ocurre en la tubería de descarga, cuando la bomba es detenida por falta

de energía eléctrica o por cualquier otro factor. Al desactivar la bomba, el caudal de impulsión comienza a detenerse hasta tener una velocidad cero, cuando la tubería experimenta una descompresión; a partir de ese momento el movimiento del agua es en sentido contrario (regresa a la bomba) y provoca la inversión del movimiento del impulsor de la bomba.

El golpe de ariete se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$G_a = \frac{145 * V}{(1+(E_a * D_i) / (E_t * e))^{1/2}}$$

Donde:

- G<sub>a</sub> sobrepresión por golpe de ariete.
- V velocidad del agua en la tubería en (0.41m/segundo).
- E<sub>a</sub> módulo de elasticidad del agua (20,670.0 kg/cm<sup>2</sup>).
- D<sub>i</sub> diámetro interno de la tubería (3.89 cm).
- E<sub>t</sub> módulo de elasticidad del material de la tubería (28,100.0 kg/cm<sup>2</sup>).
- e espesor de la tubería en (0.163 cm).

$$G_a = 13.80 \text{ m}$$

El caso más crítico del golpe de ariete es cuando éste es positivo y se convierte en una carga.

Caso crítico es:

$$C_c = H_t + G_a = 72.35 \text{ m} + 13.80 \text{ m} = 86.15 \text{ m}.$$

Esta sobrecarga no afecta a la tubería de impulsión o conducción, ya que es de 160 PSI, equivalente a 112.0 m columna de agua.

### **2.2.11. Generalidades de la bomba**

Las bombas son dispositivos que se utilizan para elevar un fluido, en este caso agua.

La selección del equipo de bombeo se basa en los siguientes aspectos:

- a) Equipos de bombeo sumergibles disponibles en el mercado nacional.
- b) Curvas del modelo de la bomba seleccionada para diferentes caballajes de potencia del motor.
- c) Punto de operación del sistema-equipos de bombeo.
- d) Curva del sistema planteada en la curva del equipo del fabricante.

El equipo seleccionado que reúne las mejores condiciones y que es el que actualmente hay en el mercado, se resume a continuación.

Bomba sumergible STA-RITE modelo L10P4D (ver en anexo).  
Motor sumergible Franklin de 230 voltios.

La potencia del equipo de bombeo seleccionado es de 0.75 HP, para producir 8 GPM.

### **2.2.12. Diseño tanque de distribución**

Para el diseño del tanque de distribución se hará uso del 40% del caudal medio diario por carecer de registros de consumo diario, lo cual cumple con las normas de la Oficina Panamericana de la Salud (OPS).

El tanque contiene el volumen de agua para las horas de mayor consumo, los muros se construirán de concreto ciclópeo. La losa y tapadera serán de concreto reforzado. Éste será semi-enterrado.

#### **Cálculo del volumen de almacenamiento diario.**

Está definido por la fórmula siguiente:

$$V = (Q_m * f) * (86,400 / 1000)$$

Donde:

V = volumen en m<sup>3</sup>

f = factor de almacenamiento 40.0%

Q<sub>m</sub> = caudal medio = 0.24 litros / segundo.

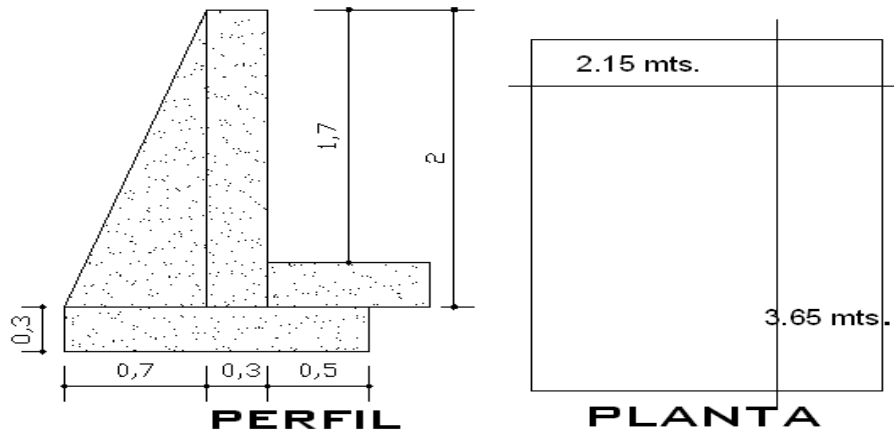
Al sustituir valores en la fórmula anterior:

$$V = 0.24 * 0.40 * (86,400 / 1,000) = 8.30 \text{ m}^3$$

El volumen adoptado en forma conservadora será de 10.0 m<sup>3</sup>

El tanque estará ubicado en la estación 7.0, la cual tiene una cota de 160.26 m, y un encaminamiento de 963.74 m.

**Figura 21. Geometría de planta y perfil del tanque.**

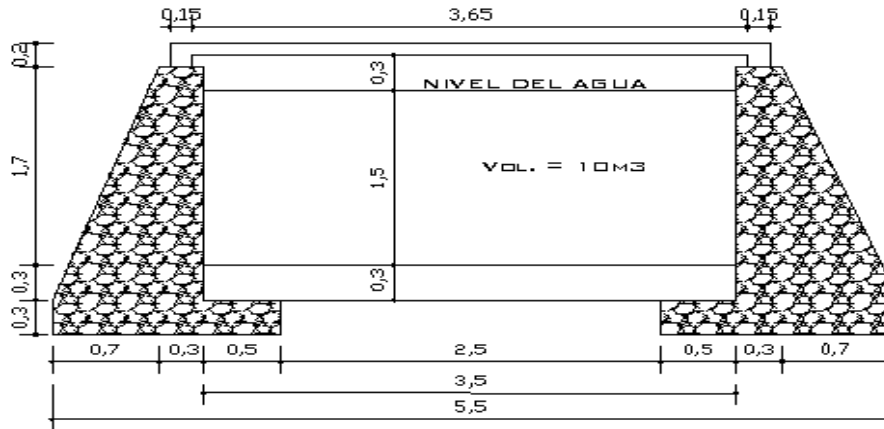


Diseño estructural del tanque

DATOS:

- Peso del agua (Pagua) 1.0 ton/m<sup>3</sup>
- Peso del suelo (Ps) 1.6 ton/m<sup>3</sup>
- Peso de la piedra (Ppiedra) 2.0 ton/m<sup>3</sup>
- Peso del concreto ( Pc) 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- Valor soporte del suelo (Vs) 8.0 – 6.0 ton/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna (Fi) 30 grados.
- Esfuerzo último del concreto (fc) 280 kg/cm<sup>2</sup>
- Esfuerzo último del acero (f`y) 2,810 kg/cm<sup>2</sup>

**Figura 22. Sección transversal y dimensiones de tanque.**



Determinación de la losa superior:

$$a = \text{lado corto de la losa} = 2.15 \text{ m}$$

$$b = \text{lado largo de la losa} = 4.15 \text{ m}$$

Relación  $a / b = 2.15 / 3.65 = 0.59$ , como  $a / b$  es mayor que 0.50, la losa debe de ser diseñada en dos sentidos.

Para el cálculo del espesor de la losa, se hará uso de la fórmula definida por ACI :

$$\text{Espesor } (t) = (a + b) / 90 = (2.15 + 3.65) / 90 = 0.06, \text{ según normas las losas en dos sentidos deben estar en el rango de } 0.09 < t < 0.15 \text{ m.}$$

Para efectos de este diseño se asumirá un espesor de losa ( t ) de 0.10 m.

### **Integración de cargas**

Éstas cargas están divididas en cargas vivas (Cv) y cargas muertas ( Cm).

$$\text{Peso propio de la losa} = 2,400.0 \text{ kg/cm}^3 * 0.10 \text{ m} = 240.0 \text{ kg/cm}^2$$



Peso de acabados (rustico) = 100 kg/m

Carga muerta total = 240.0 kg/cm<sup>2</sup> + 100.0 kg/m<sup>2</sup> = 340.0 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva total = 100.0 kg/m<sup>2</sup>

Carga última:

$C_u = 1.7 C_v + 1.4 C_m$

Sustituyendo valores:  $C_u = 1.7 (100) + 1.4 (340) = 646.0 \text{ kg/cm}^2$

De aquí. La carga viva última ( $C_{vu}$ ) = 170.0 kg/cm<sup>2</sup> y la carga muerta última ( $C_{mu}$ ) = 476.0 kg/cm<sup>2</sup>

Según ACI para losas discontinuas en los cuatro lados, su diseño se hace como losa tipo 1, los momentos positivos y negativos vienen dados de la siguiente manera:

Para momentos positivos:

$M(+)= (\text{factor} * C_{mu} * \text{lado}^2) + (\text{factor} * C_{vu} * \text{lado}^2) = f * L^2 * (C_{mu} + C_{vu})$ ,

Donde  $f = 0.036$

Para momentos negativos:

$M(-) = M(+)/3$

Al sustituir valores, en las expresiones anteriores:

$M(+)\text{ A} = (0.036 * 476 * 2.15^2) + (0.036 * 170 * 2.15^2) = 107.50 \text{ kg-m}$

$M(+)\text{ B} = (0.036 * 476 * 3.65^2) + (0.036 * 170 * 3.65^2) = 309.83 \text{ kg-m}$

$M(-)\text{ A} = M(+)\text{ A} / 3 = (107.50) / 3 = 35.83 \text{ kg-m}$

$M(-)\text{ B} = M(+)\text{ B} / 3 = (309.83) / 3 = 103.28 \text{ kg-m}$

Para el cálculo del acero mínimo utilizar la fórmula siguiente:

$$A_{\text{min.}} = f \cdot (14.1 / f_y) \cdot b \cdot d$$

Donde:

f = factor para acero mínimo = 0.40

f'y = módulo de fluencia para el acero comercial.

b = banda de 100.0 cm de ancho.

d = peralte = espesor de la losa ( t ) menos recubrimiento ( r ),

d = 10.0 cm – 0.02 cm = 8.0 cm

Al sustituir datos en la formula anterior se tiene:

$$A_{\text{min.}} = 0.40 \cdot ( 14.1 / 2,810 ) \cdot 100 \cdot 8 = 1.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo entre varillas.

$$S_{\text{max}} = 3 \cdot t \quad (t = 10.0 \text{ cm})$$

$$S_{\text{max}} = 30.0 \text{ cm}$$

Acero requerido de acuerdo con los momentos encontrados.

Para este cálculo se hará uso de la fórmula siguiente:

$$A_s = ( ( b \cdot d ( ( b \cdot d )^2 - ( M_u \cdot b / .003825 \cdot f_c ) )^{(1/2)} ) ) \cdot ( 0.85 \cdot f_c / f_y )$$

Donde:

b = 100.0 cm

d = 8.0 cm

Fy = 2810.0 kg/cm<sup>2</sup>

F'c = 210.0 kg/cm<sup>2</sup>

Mu = momento último.

A continuación se determinan los valores de cada As por cada Mu:

Mu	As
107.50 kg-m	0.53 cm <sup>2</sup>
309.83 kg-m	1.55 cm <sup>2</sup>
35.83 kg-m	0.18 cm <sup>2</sup>
103.28 kg-m	0.51 cm <sup>2</sup>

Como puede observarse, el momento positivo en B (309.83 kg-m) es el que genera una mayor cantidad de hierro necesario para contrarrestar dicho momento, los otros tres momentos requieren de una cantidad menor de hierro.

Debido a esto se diseñará con la cantidad de hierro de la siguiente forma:

Varilla de hierro No 3 @ 0.25 m, en ambos sentidos.

### **Diseño de los muros del tanque.**

Para el diseño del tanque, por ser del tipo semi-enterrado, normalmente el caso crítico se da cuando el tanque está lleno de agua hasta el punto de rebalse.

Empuje del agua (Fagua), viene dado por:

$$Fagua = Pagua * \text{Área del triángulo de presiones} / 2$$

$$\text{De donde } Pagua = 1.00 \text{ ton/m}^3$$

Al sustituir datos en la fórmula anterior

$$\text{Fagua} = 1.0 \text{ ton/m}^3 * (1 / 2 * 1.075 \text{ m} * 1.70 \text{ m}) / 2$$

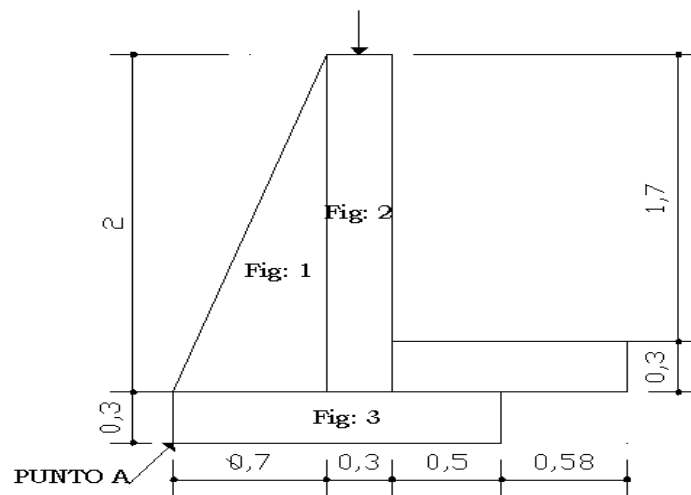
$$\text{Fagua} = 0.4569 \text{ ton.}$$

El momento de empuje que causa el agua (Magua), viene dado por :

$$\text{Magua} = \text{Fagua} * \text{Hm} / 3$$

$$\text{Magua} = 0.46 * 1.70 / 3 = 0.26 \text{ ton-m.}$$

**Figura 23. Distribución de fuerzas horizontales en el tanque.**



Cálculo del momento que se produce en el punto A.

**Tabla VII. Momentos del tanque de distribución.**

Figura	W = Pe (ton) * Area ( m )	Brazo (m)	Momento (t -m)
1	$( 1/2 * 0,70 * 2 ) = 1,40 .$	$2 / 3 * 0,70 = 0,47$	0,66
2	$( 0,30 * 2,0 * 2,0 ) = 1,20 .$	$0,70 + 1/2 (0,30) = 0,85$	1,02
3	$( 0,30 * 1,5 ) * 2 = 0,90$	$1,50 / 2 = 0,75$	0,68
	$W_r = 3,50$		$M_r = 2,36$

Área tributaria de la losa sobre el muro ( At ).

$$At = ( 3.65 + 0.50 ) / 2 * 1.075 = 2.23 \text{ m}^2$$

Peso sobre el muro ( Ws / m ).

Está constituido por el peso de la losa más el de la viga.

Ws / m = losa + viga

$$Ws / m = ( 646.0 * 2.23 ) + ( ( 2,400 * 0.20 * 0.15 * 3.65 ) * 1.4 )$$

$$Ws / m = 1,809 \text{ kg/m} = 1.809 \text{ ton/m}$$

Peso total del muro.

$$W_{tm} = W_r + W_s / m$$

$$W_{tm} = ( 3.50 + 1.809 ) \text{ ton/m}$$

$$W_{tm} = 5.309 \text{ ton}$$

Momento que ejerce la carga concentrada respecto del punto A.

$$M_c = 1.809 \text{ ton} * ( 0.70 \text{ m} + 0.30 \text{ m} / 2 ) = 1.54 \text{ ton-m.}$$

## Revisiones

- **Estabilidad contra el volteo ( Fsv )**

$$Fsv = ( Mr + Mc ) / Magua = ( 2.36 + 1.54 ) / 0.26 = 15.0$$

Como  $15.0 > 1.5$ , la estructura resiste el volteo.

- **Estabilidad contra el deslizamiento ( Fsd )**

$$Fsd = ( 0.9 * \text{tang} ( \phi ) * Wr ) / Fagua.$$

$$Fsd = ( 0.9 * \text{tang} ( 30 ) * 3.50 / 0.46 = 3.95$$

Como  $3.95 > 1.5$ , la estructura es apta para soportar el deslizamiento.

- **Presión en el suelo bajo la base del muro.**

La distancia “ a “, a partir del punto donde actúan las cargas verticales está dada por:

$$a = ( Mr + Mc - Magua ) / Wt \text{ (incluye el peso del agua)}$$

$$a = ( 2.36 + 1.54 - 0.26 ) / 5.309 = 0.68 \text{ m.}$$

Longitud en la base del muro “ A “ donde actúa la presión positiva (+).

$$A = 3 * a > Bm$$

$$A = 3 * 0.68 \text{ m} = 2.04 > \text{ la base del muro (1.50 m).}$$

Como la distancia total de la presión positiva “ A “ es mayor que la base del muro, entonces, debajo del muro no existe presión negativa.

La excentricidad “ e “ es:

$$e = [ Bm / 2 - a ]$$

$$e = [ 1.50 / 2 - 2.04 ] = 0.23 \text{ m}$$

El modulo de sección por metros lineales (  $S_x$  ) es:

$$S_x = 1 / 6 * Bm^2 * L$$

$$S_x = 1 / 6 * ( 1.50 )^2 * 1.0 = 0.375 \text{ m}^3$$

Las presiones vienen dadas por:

$$q = Wt / (Bm * L) + / - ( Wt * e ) / S_x$$

$$q = 5.309 / ( 1.50 * 1.0 ) + / - ( ( 5.309 * 0.23 ) ) / 0.375$$

$$q = ( 3.54 \text{ ton} / \text{m}^2 ) + / - ( 3.26 \text{ ton} / \text{m}^2 )$$

$$q_{\text{max}} = 6.79 \text{ ton/m}^2 < V_s = 8.0 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{min.}} = 0.28 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ (no existen esfuerzos de tensión).}$$

### **2.2.13. Diseño tanque de captación**

La captación será de brote definido y para el diseño estructural se hará uso de los mismos criterios empleados para el tanque de distribución.

### **2.2.14. Diseño red de distribución**

Son las tuberías que distribuyen el agua a los puntos de toma que pueden ser llena cantaros, conexiones domiciliarias, o conexiones prediales según se especifique en cada proyecto. Las tuberías salen del tanque de distribución formando una red de ramales abiertos.

Para el cálculo de esta red se hará uso de los mismos conceptos y fórmulas que se utilizaron en el cálculo de la línea de conducción.

Se tomará como presión mínima de servicio 10.0 m columna de agua y 40.0 m columna de agua, como presión máxima, la presión hidrostática será como máximo 60.0 m columna de agua. Las velocidades del agua en la tubería deberán estar entre 0.3 m/s. y 3.0 m/s, se utilizará tubería de PVC.

Cálculo de un tramo ( Est.7-Est.8 ) de la red de distribución.

Se hace uso de la fórmula de Hazen Williams:

Datos:

- Longitud entre Est.7 y Est.8 = 173.74 m
- Cota de salida del terreno ( Cs ) es de 160.26 m
- Cota de entrada del terreno ( Ce ) = 148.02 m
- Porcentaje de incremento por pendiente 1.5%
- Caudal medio (Qm) = 0.185 litros/segundo. Según normas de UNEPAR, al caudal medio (Qm) se le debe incrementar un caudal de Escuela (Qe = 1,500 litros./día = 0.017 litros/segundo)
- Caudal medio total (Qmt) = 0.202 litros/segundo
- Factor de caudal máximo horario ( FMH) = 2.2
- Caudal máximo horario ( Qmh) = 0.45 litros/segundo
- Caudal instantáneo ( Qi ) =  $0.15 * ( n - 1 )^{1/2}$  de donde n = número de habitantes en cada ramal.
- Número de viviendas actuales ( 22.0 casas y 1.0 escuela )
- Caudal instantáneo ( Qi ) =  $0.15 * ( 22 - 1 )^{1/2} = 0.687$  litros/segundo
- Coeficiente de rugosidad ( C = 150 ).
- Tubería de PVC de 160 PSI.
- Diámetro nominal de tubería ( 1.25 plg ).
- Diámetro interno de tubería ( 1.464 plg ).



En el diseño hidráulico debe utilizarse el diámetro interno de la tubería y el caudal mayor entre el caudal máximo horario y el caudal instantáneo.

Al sustituir datos para el primer tramo se tiene:

$$H_f = \frac{(1743.81141) * 174.0 * (0.687^{1.85})}{(150^{1.85}) * (1.464^{4.87})} = 2.23 \text{ m}$$

Esto indica que entre la Est.7.0 y Est.8.0, con un diámetro nominal de 1.25 plg se tiene una pérdida por fricción en la tubería de 2.23 m, lo que hace que la cota piezométrica en la Est.8.0 sea de 158.03 m, con una energía de trabajo de 12.24 m columna de agua, y una velocidad de 0.63 m/segundo.

Componentes de la red de distribución de agua potable:

- 39 tubos de PVC. SDR 26 de 160 PSI y 1 1/4 plg de diámetro.
- 30 tubos de PVC. SDR 26 de 160 PSI y 1.00 plg de diámetro.
- 35 tubos de PVC. SDR 17 de 250 PSI y 3/4 plg de diámetro.

Para mayor información ver la hoja de cálculo red de distribución en el anexo 4 página 110.

### **2.2.15. Conexiones domiciliarias**

Para abastecer al 100% de la comunidad, se instalarán inicialmente 23 conexiones domiciliarias, con una longitud promedio de acometida de 25.0 m por servicio con tubería PVC.

Cada conexión constará fundamentalmente de una llave de chorro lisa, tres niples de hierro galvanizado de ½ plg, de diámetro y de los accesorios

necesarios para efectuar la toma del tubo principal de la red de distribución, se utilizará para ello tubo PVC de ¾ de diámetro de 250.0 PSI.

## **2.2.16. Sistema de tratamiento**

### **Tratamiento bacteriológico**

Para efectos del diseño de este proyecto, se utilizará un sistema de desinfección bacteriológica a través de un Hipoclorador modelo PPG3015, tomando en cuenta que este equipo es el adecuado para desinfectar el agua en pequeñas comunidades, con sistemas por gravedad o bombeo.

### **Descripción del Hipoclorador PPG3015.**

Funciona mediante el arrastre del agua sobre las pastillas de Hipoclorito de Calcio, que permite que éstas se disuelvan paulatinamente.

### **Dosificación para la demanda del cloro**

La solución para aplicar en la entrada al tanque, es decir, el flujo de cloro (Fc) en gramos / hora, se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q_e * D_c * 0.06$$

Donde:

Q<sub>e</sub> = caudal de agua en la entrada del tanque en litros / minuto.

(Q<sub>b</sub> = 0.50 litros/segundo = 30.00 litros/minuto)

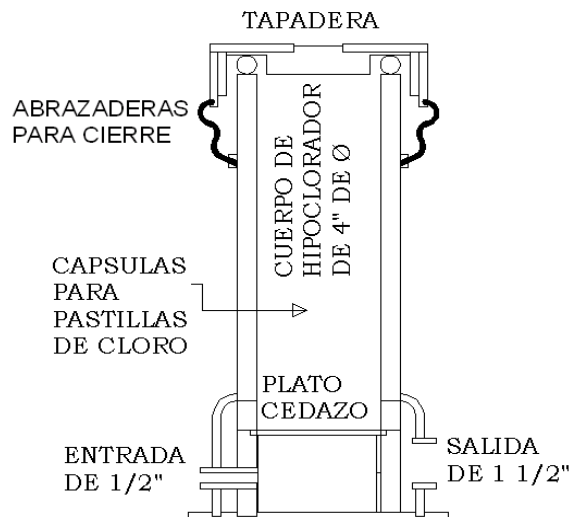
Dc = Demanda de cloro en mg / litro o PPM. (Se estima una demanda de cloro de 0.2mg / litro, = 2 PPM. Por ser un manantial o nacimiento que provee agua clara).

Al sustituir datos en la fórmula anterior se tiene:

$$F_c = 30.0 * 2.0 * 0.06$$

$$F_c = 3.60 \text{ gramos/hora.}$$

**Figura 24. Esquema de hipoclorador automático modelo PPG 3015.**



### **Calibración del Hipoclorador**

En la gráfica del Clorinador que se muestra a continuación, se extrapola  $F_c$  y se determina el flujo de solución de cloro ( $S_c$ ).

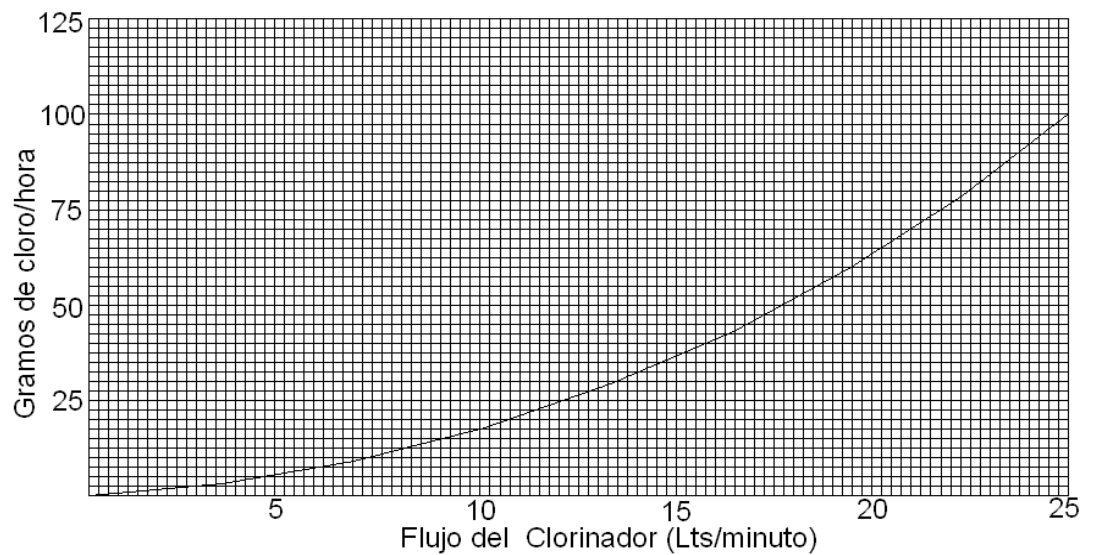
Regularmente este flujo es muy pequeño y debe obtenerse mediante la calibración de la válvula de compuerta que se coloca en el ingreso del

Clorinador; por lo tanto, se debe calcular el tiempo necesario para llenar un recipiente de un litro, mediante la siguiente fórmula:

$$t = 60 / Sc$$

Donde:  $t$  = tiempo de llenado de un litro en segundos;  $Sc$  = flujo de solución de cloro en litros / minuto.

**Figura 25. Gráfica de hipoclorador automático modelo PPG 3015.**



- El flujo de solución de cloro ( $Sc$ ) es 2.10 litros/minuto.

Con base en el resultado anterior, se procede a la calibración del flujo de solución de cloro, con la fórmula de ( $t$ ).

$$t = 60 / 2.10 = 28.57 \text{ segundos.}$$

El resultado anterior indica la cantidad de tiempo necesario en que deberá llenarse completamente un recipiente de un litro.

El flujo de cloro del hipoclorito es de 3.60 gramos/hora, entonces la cantidad de tabletas (Ct) que consumirá en un mes será de:

$$Ct = 3.60 \text{ gramos/hora} * 24.0 \text{ horas/ 1.0 día} * 30.0 \text{ días/1.0 mes}$$

$$Ct = 2,592.0 \text{ gramos/mes} * 1.0 \text{ tableta/300.0 gramos}$$

$$Ct = 8.65 \text{ tabletas/mes}$$

$$Ct = 9.0 \text{ tabletas/mes.}$$

### **2.2.17. Obras hidráulicas**

#### **Válvulas de compuerta**

Se emplean para aislar en un determinado momento algún elemento o sección de la instalación, lo cual permite efectuar una reparación y mantenimiento.

Para este proyecto se contempló con fines de desagüe y limpieza, en tanque de distribución y almacenamiento.

#### **Cajas de válvulas**

Estas estructuras sirven para protección de las válvulas de compuerta y de cheque y están colocadas en los tanques de distribución y almacenamiento, y en la línea de impulsión.

## **2.2.18. Mantenimiento del sistema de agua potable**

### **En la captación.**

Para un período de 6 meses:

- Inspeccionar áreas aledañas para buscar posibles fuentes de contaminación, tales como fugas, basura, insectos, animales en general y eliminarlas.
- Inspeccionar el interior a fin de descubrir obstáculos en la entrada del agua y deterioro en elementos como válvulas, pichachas, tapaderas de cajas y candados.
- Realizar examen bacteriológico.

### **En el equipo de bombeo**

Para un período de 2 meses:

- Revisar la potencia de la bomba.
- Revisar el voltaje.
- Inspeccionar fisuras en la tubería.

### **En la línea de impulsión:**

Para un período de 6 meses:

- Limpiar y/o eliminar deslizamientos y derrumbes sobre la tubería.
- Inspeccionar fugas u obstrucción del agua en la tubería.

### **En el tanque de almacenamiento:**

Para un período de 6 meses:

- Examinar las paredes para verificar que no existan grietas.
- Limpiar los alrededores del tanque y verificar que no existan fuentes de contaminación.

- Chequear hermeticidad y seguridad de acceso en los tubos de ventilación.
- Efectuar una limpieza y desinfección interna de las paredes y el fondo con una solución de hipoclorito de calcio al 1%.

#### **En la red de distribución:**

Para un período de 1 mes:

- Revisar las válvulas, buscar fugas y reparar averías cuanto éstas se presenten.
- Revisar el total de conexiones domiciliarias para verificar su estado.

#### **En el sistema de desinfección:**

Para un período de 6 meses:

- Chequeo del funcionamiento del Hipoclorador modelo PPG3015.
- Revisar la dosificación de cloro.
- Revisar el tiempo de llenado.

### **2.2.19. Capacitación del sistema de agua potable**

Ésta fue desarrollada de forma práctica, dirigida a los miembros del comité de agua potable. Su enfoque fue al conocimiento de todo lo concerniente a los sistemas de abastecimiento de agua potable.

El contenido de la capacitación fue descrito en base a lo propuesto por el departamento de Infraestructura de la Municipalidad de Santa Catarina Mita. El cual constó de los siguientes temas:

- Definición de un sistema de agua potable por bombeo.

- Componentes del sistema de agua potable.
- Materiales empleados.
- Contaminación y métodos de tratamiento.
- Operación y mantenimiento del sistema.
- Tarifa y cobro de servicio.
- Uso y racionamiento.
- Cantidad de agua a servir.
- Encargado del sistema (fontanero nombrado por el caserío).
- Responsabilidad.

Además se determinó la cantidad de servicios existentes y futuros que el sistema podrá abastecer en su período de vida útil. Los miembros del comité se comprometieron a transmitir la información proporcionada teórica y escrita (folleto del fontanero municipal) a los miembros del caserío.

#### **2.2.20. Planos del sistema de agua potable**

Para el presente proyecto se elaboraron los planos siguientes:

- Planta general
- Diseño hidráulico
- Línea de bombeo y distribución
- Captación típica, caseta de bombeo y detalles de caja.
- Tanque de distribución de 10.0 m<sup>3</sup>

(Ver apéndice 2 páginas 102, 103, 104, 105 y 106).



### **2.2.21. Elaboración de presupuesto**

Para integrar el presupuesto total de la obra, se precedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos. (Para mayor información ver página 56 inciso 2.1.10.)

**Tabla VIII. Presupuesto sistema de agua potable por bombeo.**

<b>PRESUPUESTO</b>					
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO					
UBICACIÓN: CASERÍO SABANETAS, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.					
<b>COSTOS DIRECTOS MATERIALES</b>					
No	Material	Unidad	Cant.	P. Unit.	Costo
1	Equipo de bombeo	U	1	Q 9.764,02	Q 9.764,02
2	Línea de impulsión	m	984	Q 8,15	Q 8.019,60
3	Red de distribución	m	624	Q 6,60	Q 4.118,40
4	Conexiones domiciliarias	U	22	Q 685,55	Q 15.082,10
5	Tanque de distribución	U	1	Q 13.341,50	Q 13.341,50
6	Caseta de bombeo	U	1	Q 5.689,75	Q 5.689,75
7	Captación típica	U	1	Q 14.371,50	Q 14.371,50
8	Fletes	Global	Global		Q 1.800,00
9	Imprevistos	5%			Q 3.609,34
<i>TOTAL MATERIALES</i>					<b>Q 75.796,21</b>
<b>COSTO DIRECTO MANO DE OBRA CALIFICADA</b>					
No	Mano de obra calificada	Unidad	Cant.	P. Unit.	Costo
1	Limpieza y chapeo	m <sup>2</sup>	10	Q 25,00	Q 250,00
2	Excavación y extracción de mat.	m <sup>3</sup>	95	Q 40,00	Q 3.800,00
3	Captación típica	U	1	Q 6.150,00	Q 6.150,00
4	Instalación de equipo de bombeo	U	1	Q 2.400,00	Q 2.400,00
5	Línea de impulsión	m	984	Q 3,40	Q 3.345,60
6	Tanque de distribución	U	1	Q 5.335,00	Q 5.335,00
7	Red de distribución	m	624	Q 2,65	Q 1.653,60
8	Conexiones domiciliarias	U	22	Q 232,30	Q 5.110,60
9	Caseta de bombeo	U	1	Q 2.275,00	Q 2.275,00
10	Imprevistos	5%			Q 1.515,99
<i>TOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA</i>					<b>Q 31.835,79</b>
<b>COSTO DIRECTO MANO DE OBRA NO CALIFICADA</b>					
Reng.	Mano de obra No calificada	Unidad	Cant.	P. Unit.	Costo
1	Limpieza y chapeo	m <sup>2</sup>	10	Q 17,50	Q 175,00
2	Excavación y extracción de mat.	m <sup>3</sup>	95	Q 20,00	Q 1.900,00
3	Captación típica	U	1	Q 2.200,00	Q 2.200,00
5	Línea de impulsión	m	984	Q 1,15	Q 1.131,60
6	Tanque de distribución	U	1	Q 1.860,00	Q 1.860,00
7	Red de distribución	m	624	Q 1,00	Q 624,00
8	Conexiones domiciliarias	U	22	Q 85,00	Q 1.870,00
9	Caseta de bombeo	U	1	Q 796,00	Q 796,00
10	Imprevistos	5%			Q 527,83
<i>TOTAL MANO DE OBRA NO CALIFICADA</i>					<b>Q 11.084,43</b>
TOTAL COSTOS DIRECTOS					<b>Q 118.716,43</b>
TOTAL COSTOS INDIRECTOS					15% <b>Q 17.807,47</b>
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 136.523,90</b>

## CONCLUSIONES

1. La estructura que conforma el puente fue diseñada para soportar una carga máxima de 20.8 Toneladas, debido a que el flujo vehicular que por él transitará será liviano.
2. Con el propósito de asegurar la potabilidad y evitar posibles contaminaciones bacterianas en el agua, el sistema cuenta con un tratamiento a base de cloración, a través de un alimentador automático con pastillas de Tricloro.
3. La sobrepresión que se genera en la línea de impulsión por golpe de ariete no sobrepasa los 75.0 metros columna de agua, lo que permite el uso de tubería PVC de 160.0 PSI, que es la más económica.
4. Una de las mejores formas en que el estudiante puede poner en práctica los conocimientos teóricos y prácticos de Ingeniería Civil, y a la vez brinda soluciones a problemas de infraestructura que padecen las comunidades del interior de nuestro país, es el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).
5. Para garantizar la durabilidad y el buen funcionamiento de los proyectos, se deberá respetar las dimensiones, materiales, y especificaciones de cada diseño.

## **RECOMENDACIONES**

### **A LA MUNICIPALIDAD DE SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA**

1. Gestionar para la continuidad del programa de EPS, de la facultad de Ingeniería con la municipalidad, por el apoyo técnico que representa.
2. Proveer el mantenimiento descrito a cada proyecto una vez sea ejecutado, para que el período de diseño se prolongue.
3. Garantizar una supervisión técnica en la construcción de los proyectos de infraestructura, para que se cumplan con las especificaciones contenidas en los planos.

### **AL COMITÉ DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO SABANETAS**

1. Proteger la fuente de la tala de árboles, ingreso de animales y paso de personas.
2. Educar a los usuarios del sistema de agua potable, del uso racional del agua.
3. Contratar un fontanero, para que se encargue del mantenimiento y funcionamiento del sistema de agua potable.

## BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. The American Association of State (Highway and Transportation Official). Standard Specifications for Highway Brioges. usa 1985.
2. American Concrete Institute. Reglamento de las construcciones de Concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios. Traducido por el Instituto Mexicano del cemento y del concreto. Segunda edición. México editorial Noriega Limusa. 1988.
3. Canales Portillo, Marvin Enrique. Diseño de tres puentes vehiculares y de un camino vecinal, para el municipio de el Tumbador, departamento de San Marcos. Tesis de graduación de Ingeniería civil, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos. octubre de 2002.
4. Dirección General De Caminos, Ministerio De Comunicaciones Y Obras Públicas. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. República de Guatemala, impresos industriales, 1975.
5. Instituto de Fomento Municipal (INFOM). Modelo básico para proyectos de abastecimiento de agua potable, saneamiento básico, educación sanitaria y ambiental a nivel rural. Guatemala 1980.
6. Mencos Mang, Elsner Rodolfo. Diseño del sistema de abastecimiento de Agua potable para el caserío el Cuje y Puente Vehicular en El barrió los Cocos, cabecera municipal de Jutiapa. Tesis de graduación de ingeniería civil, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos. enero de 2004.
7. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), Cartilla para la operación y mantenimiento de acueductos rurales Guatemala 1980.

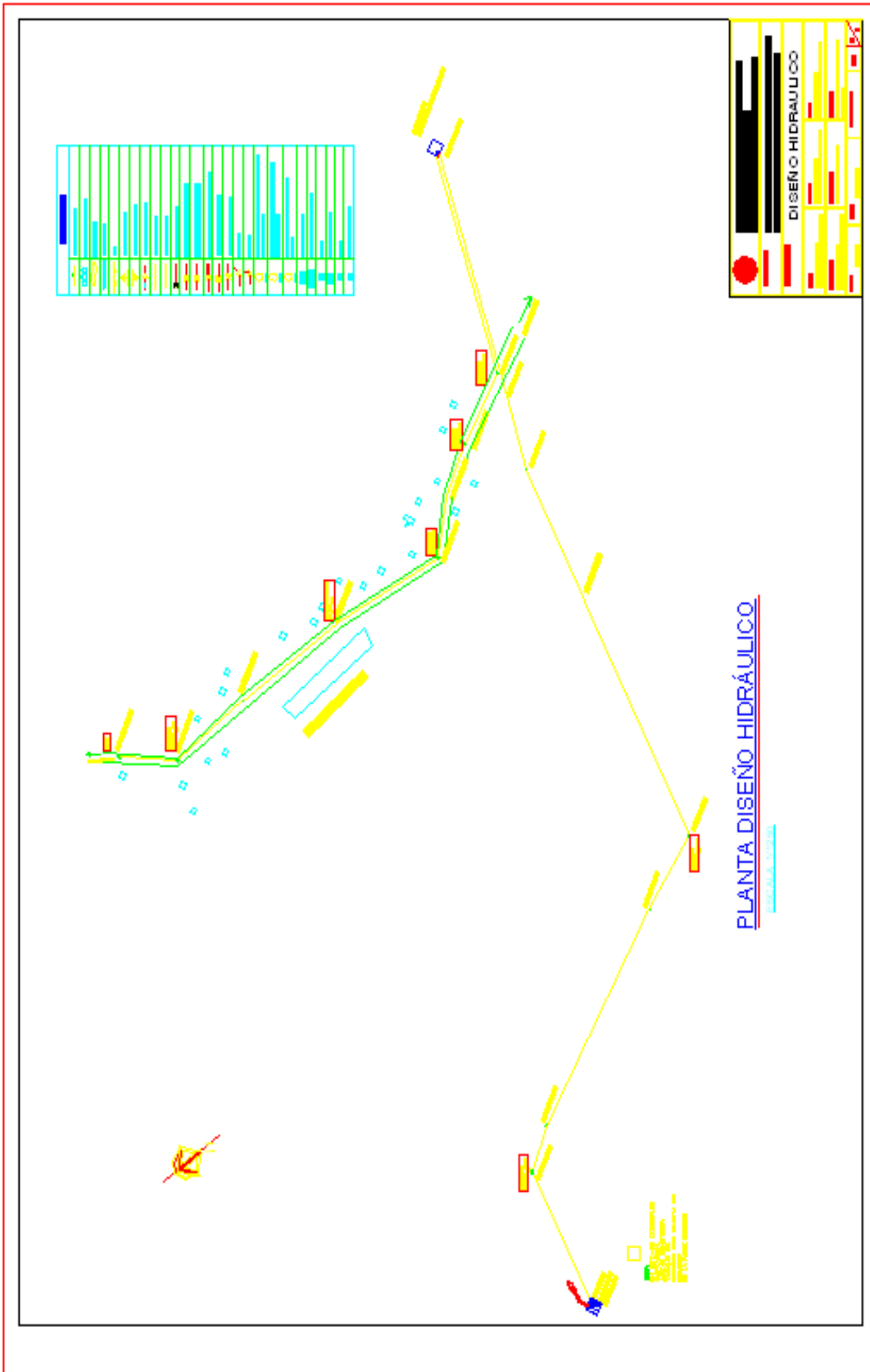




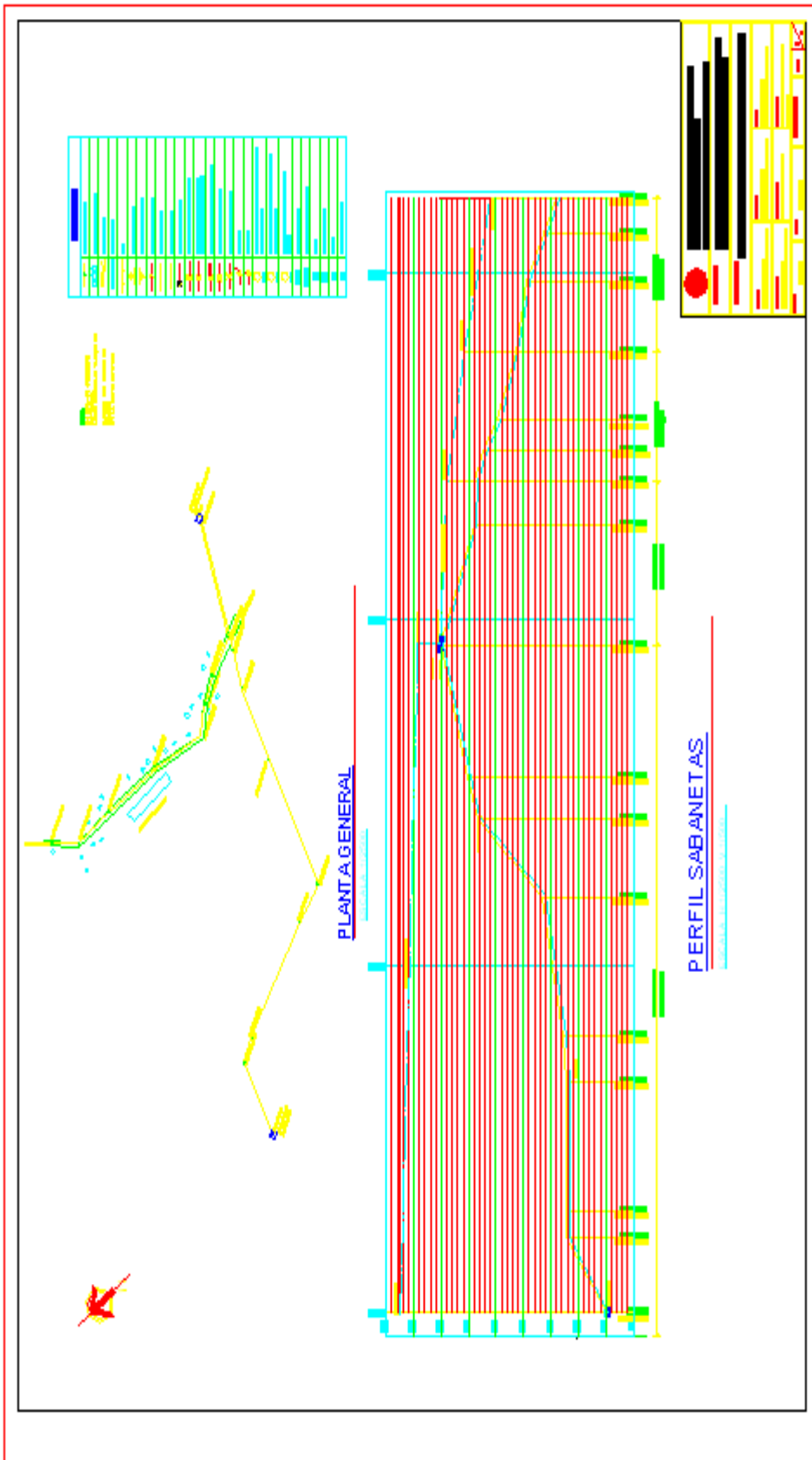




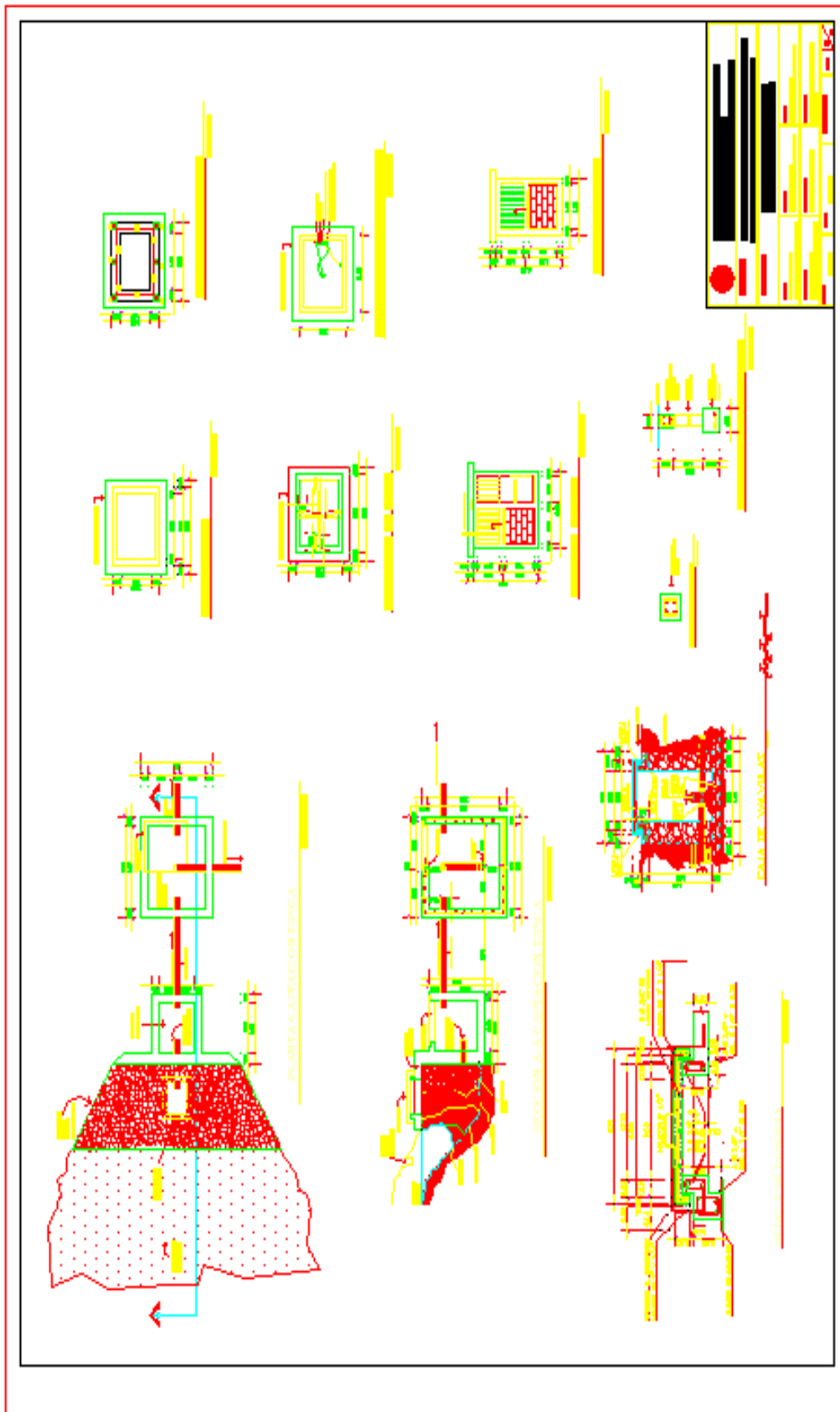
Continuación



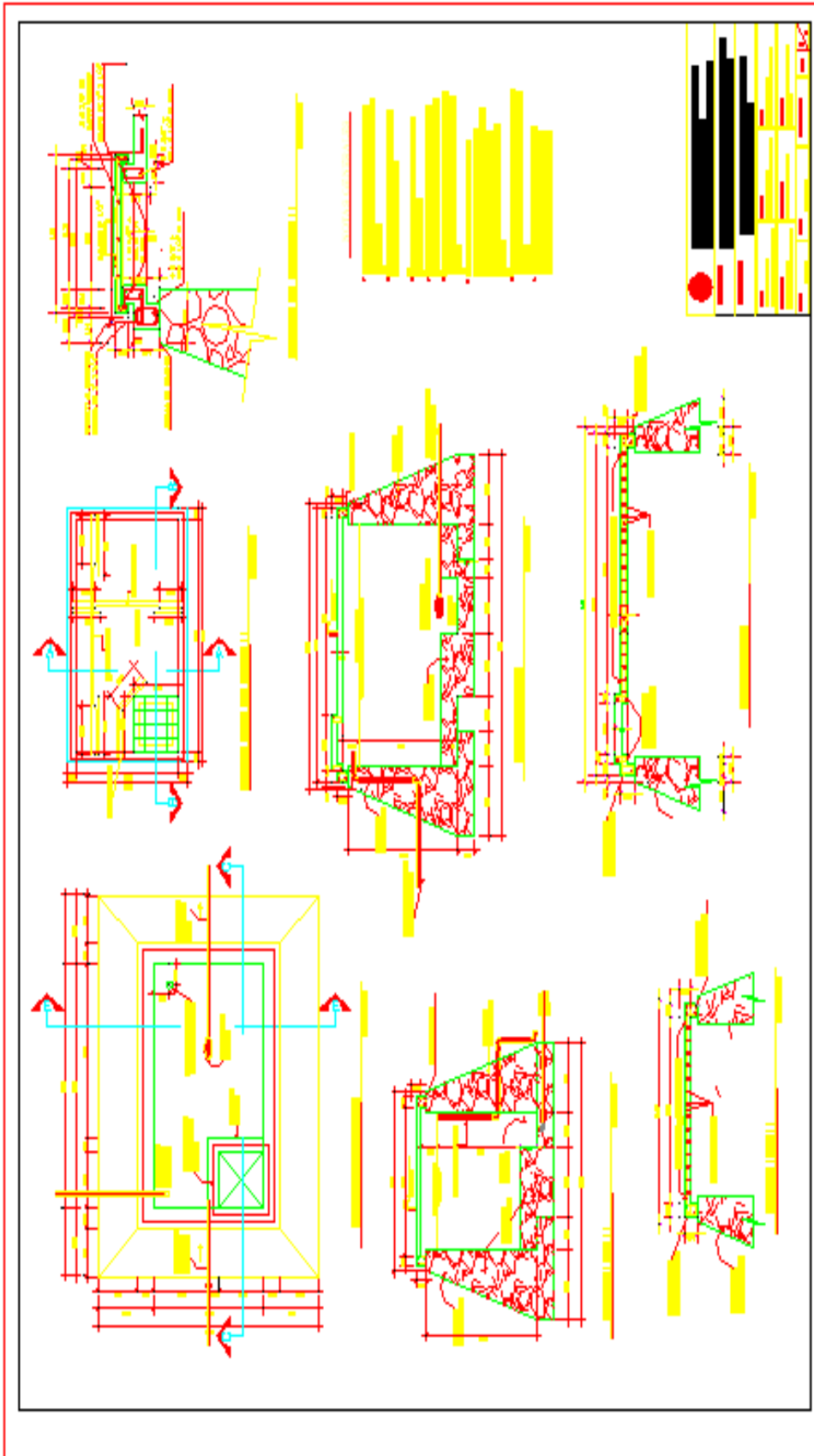
Continuación



Continuación



Continuación



**ANEXO 1**

**Tabla IX. Levantamiento y cálculo topográfico.**

<b>LEVANTAMIENTO Y CÁLCULO TOPOGRÁFICO</b>														
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA EL CASERIO SABANETAS.														
UBICACIÓN: CASERIO SABANETAS, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.														
<b>LÍNEA DE CONDUCCIÓN</b>														
EST	PO	HILOS			AZIMUT			ÁNGULO VER.		DISTANCIA HORIZONTAL	ALTURA INSTRUM.	COTA DE TERRENO		OBSERV.
		INF.	MED	SUP	GRAD.	MINU.	SEG.	GRDOS	INICIAL			FINAL		
A	0	2,03	2,59	3,14	39	17	30	82	108,80	1,41	0,00	100,00		
0	1	1,70	1,89	2,08	86	13	12	89	37,80	1,55	114,11	114,11		
1	2	0,93	1,86	2,80	94	39	6	90	187,20	1,53	114,11	114,43		
2	3	0,17	0,50	0,83	97	0	0	90	66,60	1,55	114,43	114,10		
3	4	0,00	1,00	2,00	40	28	48	88	200,00	1,53	114,10	115,50		
4	R1	2,51	3,08	3,65	40	20	48	84	113,00	1,53	115,50	123,16		
5	6	0,21	0,50	0,79	50	30	24	88	58,10	1,53	123,16	146,85		
6	7	0,66	1,62	2,59	49	20	6	87	192,24	1,58	146,85	150,22	TANQ. 10M <sup>2</sup>	
									963,74		150,22	160,26		

<b>LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN</b>														
EST	PO	HILOS			AZIMUT			ÁNGULO VER.		DISTANCIA HORIZONTAL	ALTURA INSTRUM.	COTA DE TERRENO		OBSERV.
		INF.	MED	SUP	GRAD.	MINU.	SEG.	GRDOS	INICIAL			FINAL		
7	8	1,41	1,52	1,60	49	20	6	97	18,50	1,59	0,00	160,26		
8	9	2,12	2,38	2,63	291	1	24	92	51,50	1,59	160,26	148,02		
9	10	1,45	1,66	1,88	267	6	12	94	43,50	1,53	148,02	147,02		
10	11	1,39	1,83	2,26	261	1	42	95	89,90	1,53	147,02	144,46		
11	12	0,76	1,25	1,74	306	41	6	94	100,00	1,56	144,46	139,47		
12	13	0,84	1,83	2,82	303	52	0	93	200,00	1,56	139,47	132,79	ESCUELA	
13	14	1,11	1,46	1,81	297	16	36	95	70,90	1,51	132,79	128,72		
14	15	0,44	0,70	0,96	340	23	0	96	50,00	1,49	128,72	122,58		
									624,30					

**ANEXO 2**

**Tabla X. Bases de diseño para el sistema de abastecimiento de agua.**

PROYECTO	SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO.													
UBICACIÓN	CASERÍO SABANETAS.													
MUNICIPIO	SANTA CATARINA MITA.													
DEPARTAMENTO	JUTIAPA.													
<b>BASES DE DISEÑO</b>														
No.	No.	TASA PERIODICA	POBLA.	POBLA.	FACTO	FACTO	No.	No.	No.	No.	No.	No.	RS. TRA	EFICIEN.
CASAS	HABIT	crec %	L/S	ACTUAL	FUTURA	DÍA MAX	HORA MAX	IGLE.	ESC. P.	SALON	OTRO 1	OTRO 2	BOMBA	BOMBA %
22	4,36	3	21	0,5	96	178	1,2	2,2	0	1	0	0	12	65
22	4,36	3	11	0,5	96	132	1,2	2,2	0	1	0	0	12	65
<b>DOTACIONES</b>														
POBLACION.		IGLESIA	ESCUELA	P. SALUD	SALON	OTRO 1	OTRO 2							
l/h/d		l/d	l/d	l/d	l/d	l/d	l/d							
90		500	1500	1500	500									
<b>CAUDALES</b>														
Q POBLACION		Q IGLESIA	Q ESCUELA	PUESTO DE SALU	Q SALON	Q otro 1	Q otro 2							
l/d		l/d	l/d	l/d	l/d	l/d	l/d							
16020		0	1500	0	0	0	0							
11880		0	1500	0	0	0	0							
Q MEDIO		Q DISEÑO	Q CONDUCCION	Q DISTRIBUCION	Q BOMBEO									
l/d		l/s	l/s	l/s	l/s									
21		17520	0,20	0,24	0,45	0,50								
11		13380	0,15	0,19	0,34	0,38								



## ANEXO 4

**Tabla XII. Diseño hidráulico red de distribución.**

ESTACION	LONGITUD mts.	%	CAUDALES		CANT. Tubos	DIÁMETROS		COEF. C	PERDIDA Hf	COTA DE TERRENO		PIEZOMETRICA		ENERGIA Estática dinámica	VEL. M/S		
			Vivienda	Instantáneo		Norminal	Interno			Inicial	Final	Inicial	Final				
PROYECTO SISTEMA DE AGUA POTABLE POR BOMBEO.																	
UBICACIÓN CASERÍO SABANETAS																	
MUNICIPIO SANTA CATARINA MITA																	
DEPARTAMENTO JUTIAPA.																	
<b>DISEÑO HIDRÁULICO</b>																	
<b>RED DE DISTRIBUCIÓN</b>																	
7	8	173,74	1,5	0,45	0,687	0,687	1 1/4	1,464	150	2,23	160,26	148,02	160,26	158,03	12,24	10,01	0,63
8	9	62,3	1,5	0,45	0,687	0,687	1 1/4	1,464	150	0,77	148,02	147,02	158,03	157,26	13,24	10,24	0,63
9	10	43,5	1,5	0,42	0,654	0,654	1	1,161	150	1,52	147,02	144,46	157,26	155,74	15,80	11,28	0,96
10	11	46,87	1,5	0,39	0,618	0,618	1	1,161	150	1,37	144,46	139,47	155,74	154,37	20,79	14,90	0,91
11	12	100	1,5	0,34	0,581	0,581	1	1,161	150	2,79	139,47	132,79	154,37	151,57	27,47	18,78	0,85
12	13	100,32	1,5	0,27	0,497	0,497	3/4.	0,926	150	6,30	132,79	128,72	151,57	145,27	31,54	16,55	1,15
13	14	70,9	1,5	0,17	0,367	0,367	3/4.	0,926	150	2,47	128,72	122,56	145,27	142,79	37,70	20,23	0,85
14	15	50	1,5	0,10	0,212	0,212	3/4.	0,926	150	0,65	122,56	118,1	142,79	142,14	42,16	24,04	0,49
															96		



## ANEXO 5

**Tabla XIII. Informe bacteriológico del sistema de agua por bombeo.**

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL  
Dirección General de Servicios de Salud  
DIRECCION DE AREA  
Barrió Latino, Jutiapa.  
Telefax. 844-1315

### INFORME EXAMEN BACTERIOLOGICO DE AGUA ( Por Membranas de Filtración )

#### EXAMEN BACTERIOLOGICO:

MUESTRA DE: AGUA

FECHA EN QUE FUE CAPTADA: 02 DE SEPTIEMBRE DEL 2003

HORA EN QUE SE CAPTO: 2.00 PM

LUGAR: SABANETAS, SANTA CATARINA MITA, JUTIAPA.

FUENTE: NACIMIENTO

RESPONSABLE: TSR SEBASTIAN ORTIZ M.

HORA Y FECHA DE INICIO DEL EXAMEN: 09 / 09 / 2,003 10.30AM

#### CARACTERISTICAS GENERALES.

COLOR: CLARO

SUSTANCIA EN SUSPENSIÓN: NINGUNA

INVESTIGACION DEL GRUPO COLIFORME: E. GOLI

GRADOS CENTIGRADOS DE INCUBACIÓN: 44.5

No. MEMBRANAS FILTRANTES	MEDIO SELECTIVO	VOLUMEN DE MUESTRA	COLIFORMES X 100ML	TIEMPO INUBACION
<u>01</u>	<u>---</u>	<u>100.cc</u>	<u>5 / 100</u>	<u>24hrs.</u>

CONCLUSIONES: EL AGUA NO ES APTA PARA EL CONSUMO HUMANO

OBSERVACIONES: SE RECOMIENDA APLICARLE TX ADECUADO DE  
DESINFECCION.

LUGAR Y FECHA: JUTIAPA 11 DE SEPTIEMBRE DEL 2,003

FIRMA Y SELLO RESPONSABLE



