



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA  
XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ  
DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ**

**Rudy Daniel Alemán Girón**

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, febrero de 2013



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA  
XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ  
DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**RUDY DANIEL ALEMÁN GIRÓN**  
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, FEBRERO DE 2013



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez



## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

En cumplimiento 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 PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de marzo 2012.

**Rudy Daniel Alemán Girón**







FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 11 de septiembre de 2012  
Ref.EPS.DOC.1230.09.12

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

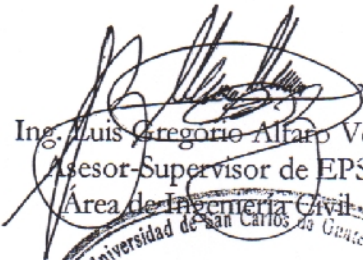
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Rudy Daniel Alemán Girón** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200714712**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ"**.

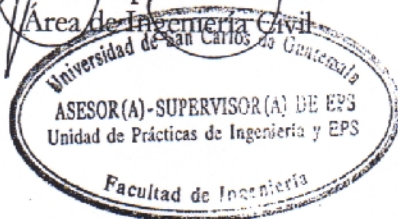
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

  
Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
LGAV/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,  
01 de octubre de 2012

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rudy Daniel Alemán Girón, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

**YO Y ENSEÑAD A TODOS**

Ing. Rafael Enrique Morales Guha  
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,  
29 de octubre de 2012

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIIYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rudy Daniel Alemán Girón, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 30 de octubre de 2012  
Ref.EPS.DOC.916.10.12

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Rudy Daniel Alemán Girón**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Sigrid Alitza Calderón de León  
Directora Unidad de EPS



SACdL/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Rudy Daniel Alemán Girón, titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2013

/bbdeb.



DTG. 056 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SANTA ROSA DE LA ALDEA XAJAXAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIIYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario: **Rudy Daniel Alemán Girón**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, 7 de febrero de 2013

/gdech

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	Por darme la vida, ser mi fortaleza, nunca abandonarme y permitirme alcanzar esta meta.
<b>Mis padres</b>	Miguel Ángel Alemán Godoy, Gloria Esperanza Girón de Alemán, porque el triunfo es de ustedes.
<b>Mis hermanos</b>	Miguel Estuardo, Cristian Aníbal, Luis David, Gloria Miguelina (q.e.p.d.), Felipe de Jesús (q.e.p.d.) y Cristian Miguel (q.e.p.d.), por ayudarme incondicionalmente.
<b>Mis cuñadas</b>	Claudia Morales, Gloria Olivares y Alina Estrada.
<b>Mi novia</b>	Edna Otilia Maydeé Santizo Rosales, por brindarme su apoyo y paciencia.
<b>Mis sobrinos</b>	Sara Ivette Alemán, Jeniffer Alexa Alemán, Cristián Daniel Alemán, Estuardo Javier Alemán y Krysteen Adriana Alemán.
<b>Mis tíos</b>	Esther Girón, Orthencia Girón y Antonio Alemán.

**Mis primos**

Leonardo Girón, Mario Girón, Milton Girón, Adriana Girón, José Cabrera y Luis Ángel Girón.

**Mis amigos**

Por su amistad, especialmente a Estuardo Pocon, Eduardo Carredano, Josue Abac y Felix López.

**Elmer Santizo**

Por ser más que un amigo, ayudarme en las buenas y más en las malas.

**Club Deportivo de Fútbol La Quince**

Por los grandes momentos de alegría y porque el triunfo es de todos.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por infundir en mí el espíritu de sabiduría iluminando mi vida para alcanzar esta meta.
<b>Mi madre</b>	Por tener la fuerza cada día de motivarme, apoyarme y ser mi fortaleza, ha sido el más grande ejemplo de amor.
<b>Mi padre</b>	Por ser mi fuente de inspiración y creer en mí apoyándome incondicionalmente en mi vida.
<b>Mis hermanos</b>	Por su apoyo y motivación para superarme.
<b>Ing. Luis Alfaro</b>	Por su ayuda en mi preparación profesional y valiosa amistad.
<b>Mis primos</b>	Por apoyarme como un hermano y ayudarme en todo momento.
<b>Maydeé Santizo</b>	Por brindarme su amor, apoyo y comprensión en los momentos compartidos.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por formarme profesionalmente.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	IX
GLOSARIO .....	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	XIX
1. MONOGRAFÍA.....	1
1.1. Características físicas .....	1
1.1.1. Localización y colindancias .....	1
1.1.2. Ubicación geográfica.....	2
1.1.3. Topografía .....	3
1.1.4. Clima .....	4
1.1.5. Tipo de vivienda .....	5
1.1.6. Situación demográfica.....	5
1.1.7. Población actual .....	5
1.2. Características de infraestructura.....	6
1.2.1. Vías de acceso.....	6
1.2.2. Servicios públicos.....	7
1.3. Características socioeconómicas .....	8
1.3.1. Origen de la comunidad .....	8
1.3.2. Actividad económica.....	8
1.3.3. Idioma y religión .....	9
1.3.4. Organización de la comunidad .....	9

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL .....	11
2.1.	Diseño del sistema de agua potable por gravedad para el sector Julajuj de la aldea Chaquijya, Sololá, Sololá .....	11
2.1.1.	Sistema de agua potable .....	11
2.1.2.	Descripción del proyecto .....	11
2.1.2.1.	Alcance del proyecto .....	12
2.1.3.	Localización de la fuente .....	12
2.1.4.	Calidad del agua .....	12
2.1.4.1.	Análisis fisicoquímico .....	12
2.1.4.2.	Análisis bacteriológico .....	13
2.1.5.	Aforos .....	13
2.1.6.	Levantamiento topográfico .....	14
2.1.6.1.	Planimetría .....	15
2.1.6.2.	Altimetría .....	16
2.1.7.	Período de diseño .....	17
2.1.8.	Cálculo de la población .....	17
2.1.9.	Requerimientos de diseño .....	18
2.1.9.1.	Dotación .....	18
2.1.9.2.	Caudal de diseño .....	19
2.1.9.3.	Bases de diseño .....	19
2.1.10.	El consumo y sus variaciones .....	19
2.1.10.1.	Consumo medio diario .....	20
2.1.10.2.	Caudal máximo diario .....	20
2.1.10.3.	Caudal máximo horario .....	22
2.1.11.	Diseño hidráulico .....	23
2.1.11.1.	Diseño y tipo de tubería .....	23
2.1.11.2.	Diseño de línea de conducción .....	24
2.1.11.3.	Diseño de la red de distribución .....	26

	2.1.11.4.	Volumen del tanque de distribución .....	29
	2.1.11.5.	Sistema de desinfección.....	37
2.1.12.		Obras hidráulicas.....	38
	2.1.12.1.	Cajas de captación .....	38
	2.1.12.2.	Válvulas de limpieza.....	39
	2.1.12.3.	Válvulas de aire .....	39
	2.1.12.4.	Cajas rompepresión .....	40
	2.1.12.5.	Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes .....	40
	2.1.12.6.	Conexión predial.....	41
	2.1.12.7.	Caja distribuidora de caudal .....	41
2.1.13.		Evaluación socioeconómica .....	42
	2.1.13.1.	Valor Presente Neto .....	43
	2.1.13.2.	Tasa Interna de Retorno.....	45
2.1.14.		Evaluación de impacto ambiental .....	45
2.1.15.		Presupuesto .....	47
2.1.16.		Cronograma de actividades y ejecución.....	49
2.1.17.		Especificaciones técnicas.....	50
2.1.18.		Operación y mantenimiento.....	51
2.1.19.		Propuesta de tarifa .....	55
2.1.20.		Planos .....	60
2.2.		Diseño del puente vehicular del caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac del municipio de Sololá, Sololá .....	61
	2.2.1.	Sistema estructural.....	61
	2.2.2.	Descripción del proyecto .....	62
	2.2.2.1.	Alcance del proyecto .....	64
2.2.3.		Estudios preliminares .....	64
	2.2.3.1.	Estudio topográfico.....	65

2.2.3.2.	Estudio hidrológico e hidráulico.....	66
2.2.3.3.	Estudio geológico y geotécnico.....	75
2.2.3.4.	Estudio de impacto ambiental .....	76
2.2.3.5.	Estudio de tráfico .....	81
2.2.3.6.	Estudio trazo de vía .....	82
2.2.4.	Diseño de la superestructura .....	83
2.2.4.1.	Diseño del parachoque .....	84
2.2.4.2.	Diseño de baranda.....	86
2.2.4.3.	Diseño de la losa.....	94
2.2.4.4.	Diseño de viga .....	110
2.2.4.5.	Diseño de diafragmas .....	123
2.2.5.	Diseño de subestructura .....	127
2.2.5.1.	Diseño elastomérico.....	127
2.2.5.2.	Diseño de cortina .....	135
2.2.5.3.	Diseño de viga de apoyo.....	140
2.2.5.4.	Diseño de pila .....	142
2.2.5.5.	Diseño de zapata .....	152
2.2.5.6.	Diseño de pilotes.....	161
2.2.5.7.	Obras de protección.....	169
2.2.6.	Evaluación socioeconómica.....	170
2.2.6.1.	Valor Presente Neto.....	171
2.2.6.2.	Tasa Interna de Retorno .....	172
2.2.7.	Presupuestos .....	172
2.2.8.	Cronograma de ejecuciones y actividades.....	172
2.2.9.	Elaboración de planos.....	176
CONCLUSIONES.....		177
RECOMENDACIONES .....		179
BIBLIOGRAFÍA.....		181

APÉNDICES ..... 183





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Localización de proyectos, mapa de Sololá .....	2
2.	Mapa de Sololá y sus centros poblados.....	3
3.	Dimensiones de losa del tanque de distribución .....	31
4.	Dimensiones del muro del tanque de distribución .....	33
5.	Cuenca hidrográfica en estudio.....	68
6.	Gráfico probabilístico de Gumbel .....	73
7.	Dimensiones de parachoque.....	85
8.	Cargas y punto de aplicación para diseño de poste.....	92
9.	Armado de poste y riel .....	94
10.	Geometría de superestructura .....	95
11.	Diagrama de momentos .....	101
12.	Armado de losa .....	109
13.	Vehículo de diseño y línea de influencia .....	113
14.	Cálculo de cortante y momentos para el puente en 0 m .....	114
15.	Detalle de viga principal .....	122
16.	Detalle del armado de diafragma interno .....	126
17.	Detalle del armado de diafragma exterior .....	127
18.	Propuesta del elastómero .....	129
19.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas.....	130
20.	Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete del elastómero .....	132
21.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo .....	142
22.	Geometría y diagrama de presiones en estribo .....	144

23.	Esquema de áreas para cálculo de corte simple y corte punzonante en zapata .....	156
24.	Áreas para cálculo de corte punzonante del pilote .....	157
25.	Armado de zapata.....	160
26.	Curvas para el método de Meyerhof.....	162
27.	Distribución de pilotes debajo de la zapata.....	167
28.	Armado de pilote.....	168

## TABLAS

I.	Aforo de la fuente de agua.....	14
II.	Momentos de cada elemento del muro.....	35
III.	Resumen del costo por renglón .....	48
IV.	Cronograma de actividades .....	49
V.	Cronograma de ejecución.....	50
VI.	Gastos para tarifa de agua potable.....	59
VII.	Intensidad- frecuencia de precipitación máxima anual en (mm/min) ....	71
VIII.	Datos obtenidos de ensayo triaxial .....	76
IX.	Conteo vehicular.....	82
X.	Momentos sobre el riel.....	89
XI.	Área de acero para riel .....	90
XII.	Momentos máximos sobre el puente .....	118
XIII.	Área de acero y armado propuesto para cama inferior.....	119
XIV.	Momentos de empuje .....	146
XV.	Momento estabilizante sin superestructura.....	146
XVI.	Presupuesto para la construcción del puente .....	173
XVII.	Cronograma de actividades .....	174
XVIII.	Cronograma de ejecución.....	175

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
@	A cada.
h	Altura.
$\emptyset$	Ángulo de fricción interna del suelo.
As	Área de acero.
A	Área de una superficie.
B	Base.
W	Carga.
Pu	Carga axial última.
Qu	Carga última.
Q	Caudal.
Qmd	Caudal máximo diario.
Qmh	Caudal máximo horario.
Qm	Caudal medio.
QT	Caudal total.
cm	Centímetro.
C	Coefficiente de escorrentía en una superficie.
Cu	Cohesión del suelo.
Vu	Corte último.
CP	Cota piezométrica.
D	Diámetro.
E	Empuje de la tierra.
$\sigma$	Esfuerzo a la compresión de un elemento estructural.
T	Espesor de losa.

<b>e</b>	Excentricidad.
<b>I</b>	Intensidad de lluvia.
<b>kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramo por metro cuadrado.
<b>kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramo por metro cúbico.
<b>km</b>	Kilometro.
<b>S</b>	Luz eficaz entre vigas (en el caso de diseño de losa y vigas).
<b>L</b>	Luz libre entre vigas.
<b>MPa</b>	Megapascales.
<b>m</b>	Metro.
<b>m.c.a.</b>	Metros columna de agua.
<b>mm</b>	Milímetros.
<b>mm/h</b>	Milímetros por hora.
<b>Mcm</b>	Momento por carga muerta.
<b>Mcv</b>	Momento por carga viva.
<b>Mu</b>	Momento último.
<b>s</b>	Pendiente del terreno (en el caso de método racional).
<b>d</b>	Peralte.
<b>Hf</b>	Pérdida de carga.
<b>γ</b>	Peso específico de un material.
<b>Pulg</b>	Pulgada.
<b>R</b>	Radio hidráulico.
<b>f<sub>y</sub></b>	Resistencia nominal del acero.
<b>f'c</b>	Resistencia nominal del concreto.
<b>i</b>	Tasa de crecimiento poblacional.
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo.
<b>V</b>	Velocidad.

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	Siglas de la American Association of State Highway and Transportation Officials.
<b>Acera</b>	Espacio más elevado que la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto.
<b>Aforo</b>	Es el promedio de llenado de un recipiente con volumen constante, sus dimensiones están dadas por litros sobre segundo.
<b>Aproche</b>	Viene del inglés approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan la carretera con el puente.
<b>Barandal</b>	Unidades a lo largo del puente, son utilizadas para la seguridad del peatón y vehículos, están conformados por postes y pasamanos.
<b>Caudal</b>	Es la cantidad de agua que circula por un conducto en la unidad de tiempo.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material que se obtiene de la mezcla proporcional de cemento, arena, piedra bola y agua.

<b>Conducción</b>	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.
<b>Cota de terreno</b>	Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
<b>Diafragma</b>	Elemento estructural perpendicular a la viga principal de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión en las mismas y alabeo.
<b>DGC</b>	Dirección General de Caminos.
<b>EPS</b>	Ejercicio Profesional Supervisado.
<b>Excentricidad</b>	Distancia del punto de aplicación de una fuerza al baricentro de la sección sobre la cual actúa.
<b>Fuente</b>	Es el manantial o agua que brota de la tierra.
<b>Losa</b>	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite hacia los apoyos.
<b>Presión</b>	Fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.
<b>Tirante</b>	Altura del agua sobre una sección determinada de un río.

**Valor soporte**

Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.





## RESUMEN

En el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en la Municipalidad de Sololá, se desarrollaron los diseños de sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea Chaquijya y de un puente vehicular para la aldea Xajaxac, que serán de suma importancia para el desarrollo de estas comunidades.

El primer proyecto es el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en el sector Julajuj de la aldea Chaquijya, el cual será abastecido por un manantial natural denominado Los Julajuj. Los componentes del proyecto son: captación, línea de conducción, línea de distribución y obras hidráulicas, los cuales funcionarán por medio de gravedad.

El segundo de los proyectos trata sobre el diseño del puente vehicular de una vía. El puente vehicular se diseñó con las siguientes características: luz de 18,00 metros, ancho de rodadura de 3,05 metros, carga viva AASHTO H 15-44 de 12 000 kilogramos en el eje más pesado. Considerando que dicho proyecto beneficiará y solventará el problema de los accesos hacia el caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac y poblaciones vecinas, facilitando así su movilización y transporte.

Cada estudio contiene sus respectivos planos y presupuestos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Colaborar con la Municipalidad de Sololá en diseñar el sistema de agua potable por gravedad para el sector Julajuj de la aldea Chaquijya y el puente vehicular para el caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac, Sololá, Sololá.

### **Específicos**

1. Realizar el diseño del sistema de agua potable para el sector Julajuj, brindando una mejor calidad de vida a los habitantes de la comunidad.
2. Realizar el diseño del puente vehicular en el caserío Santa Rosa, promoviendo la infraestructura, comunicación y economía de la comunidad.



## INTRODUCCIÓN

La construcción de vías de comunicación terrestre, así como, el abastecimiento de agua potable a las comunidades, son sinónimos de desarrollo para las mismas, contribuyendo directamente al crecimiento económico y social.

Partiendo de este principio y manteniendo la filosofía de servicio social, la Universidad de San Carlos de Guatemala contribuye responsablemente a través del programa de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería, con las comunidades del país que lo requieren, proporcionando apoyo técnico en el desarrollo de proyectos de bien común.

El trabajo de graduación que se presenta a continuación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), realizado en el municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Los proyectos desarrollados son: diseño de un puente vehicular en el caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac y el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el sector Julajuj de la aldea Chaquijya, los cuales fueron definidos previo a un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio, el cual sirvió para priorizar dichos proyectos.

En el capítulo uno se describe la monografía y diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de cada comunidad, con el fin de conocer el estado actual de la población.

En el capítulo dos se desarrolla el diseño de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable para el sector Julajuj, solventando los problemas que son creados por la falta de distribución del agua potable, a tal grado que hagan uso de fuentes inadecuadas. Los componentes del proyecto son: captación, línea de conducción y obras hidráulicas.

En el capítulo dos de igual manera se presenta el desarrollo del diseño del puente vehicular para el caserío Santa Rosa, el cual está constituido por losa de rodadura, vigas principales, diafragmas internos y externos, banquetas, barandales, parachoque, viga de apoyo, cortina, estribos, zapata y pilotes.

# **1. MONOGRAFÍA**

## **1.1. Características físicas**

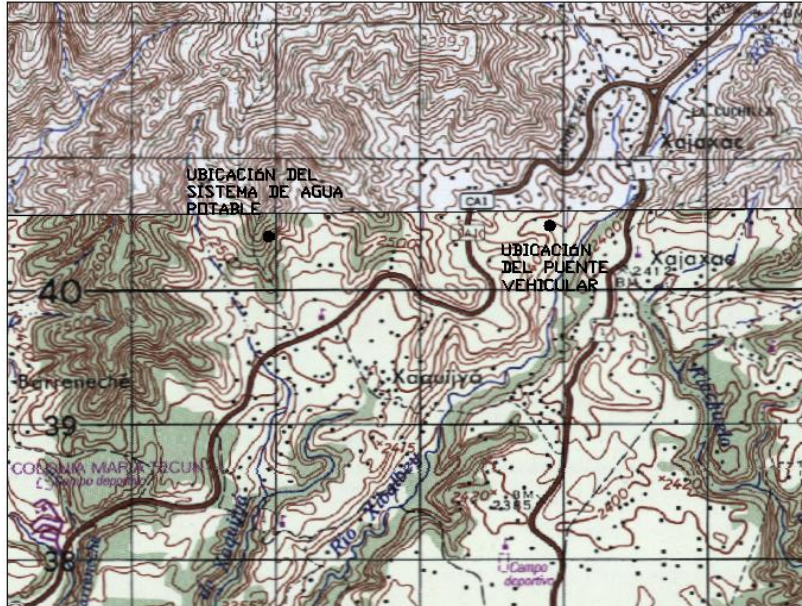
Representan las características más influyentes para las propuestas de los proyectos, porque brindan información preliminar geográfica, climática y topográfica que ayudan a conocer la ubicación de cada proyecto y su influencia en el municipio de Sololá.

### **1.1.1. Localización y colindancias**

Sololá se encuentra localizado en la región suroccidental de Guatemala, la cabecera se encuentra a 140 kilómetros de distancia de la ciudad capital. Límite al norte con los municipios de Totonicapán y Chichicastenango (Quiché); al sur con el municipio de Panajachel (Sololá); al este con los municipios de Concepción y Panajachel (Sololá); y al oeste con los municipios de Santa Cruz La Laguna, San José Chacayá y Nahualá (Sololá). La aldea Chaquijya se encuentra a 11 kilómetros de distancia de la cabecera y la aldea Xajaxac a 7 kilómetros.

En la figura 1, se muestran las localizaciones de cada uno de los proyectos tanto del sistema de agua potable para el sector Julajuj y el puente vehicular para el caserío Santa Rosa, del municipio de Sololá.

Figura 1. Localización de proyectos, mapa de Sololá



Fuente: elaboración propia, con base al IGN.

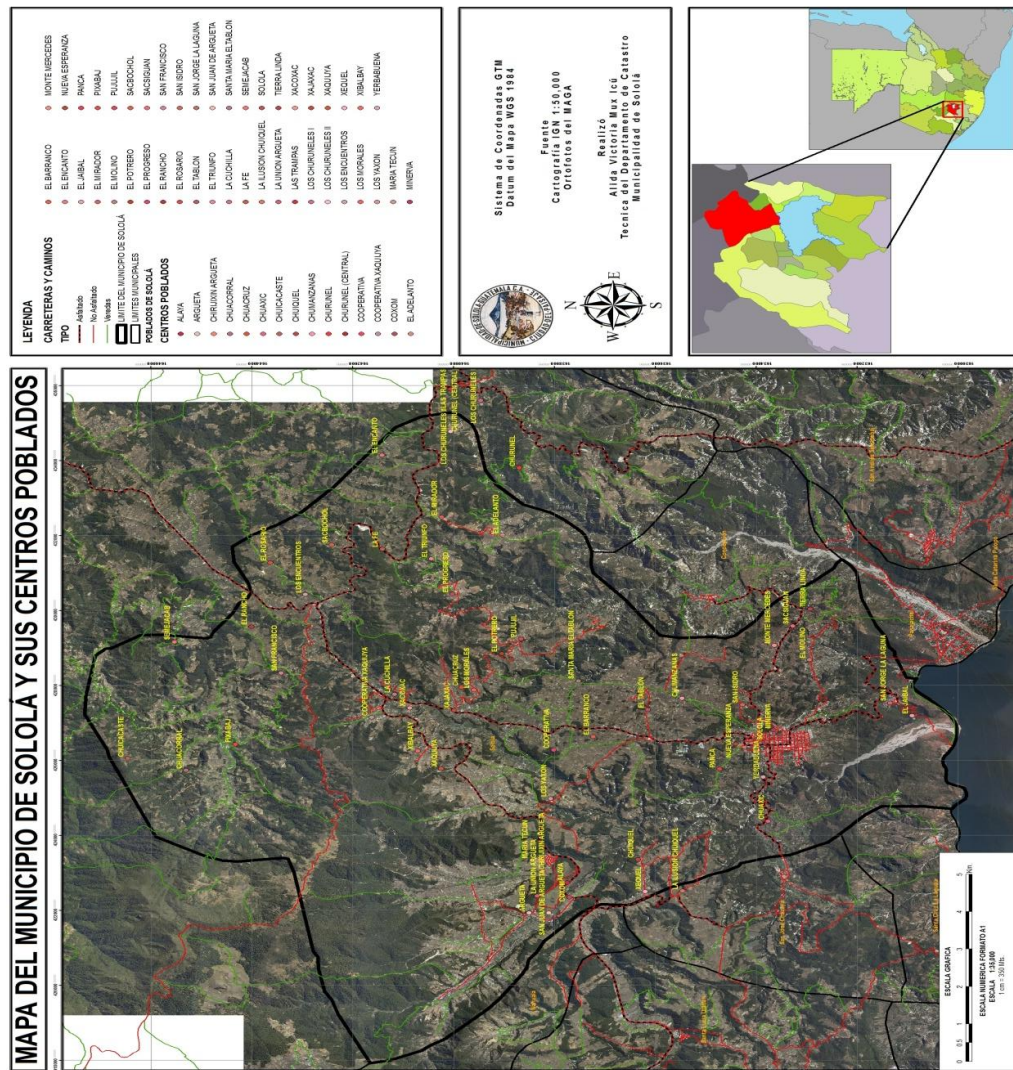
### 1.1.2. Ubicación geográfica

Sololá está ubicada en las siguientes coordenadas geográficas: latitud  $14^{\circ} 46' 26''$  y en la longitud  $91^{\circ} 11' 15''$ . Cuenta con una extensión territorial de 94 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 2 113 metros sobre el nivel del mar.

En la figura 2 se muestran las aldeas del municipio de Sololá, en la cual se encuentran las delimitaciones y colindancias de cada una de las mismas.



Figura 2. Mapa de Sololá y sus centros poblados



Fuente: Departamento de Catastro, Municipalidad de Sololá.

### 1.1.3. Topografía

Este departamento cuenta con enormes montañas y profundos barrancos. A pesar de ser un departamento totalmente montañoso, en Sololá pueden apreciarse cuatro zonas topográficas que son:

Bosque muy húmedo subtropical cálido bmh-S(c) (14%)

Bosque húmedo montano bajo subtropical bh-MB (43%)

Bosque muy húmedo montano bajo subtropical bmh-MB (40%)

Bosque muy húmedo montano subtropical bmh-M (3%)

#### **1.1.4. Clima**

Con base a la estación meteorológica El Tablón del INSIVUMEH, ubicada en la aldea El Tablón de Sololá, se obtuvieron los parámetros meteorológicos del lugar los cuales son:

Temperatura media:	14,7 °C
Temperatura máxima:	20,8 °C
Temperatura mínima:	5,7 °C
Temperatura máxima absoluta:	26,5 °C
Temperatura mínima absoluta:	0,5 °C
Temperatura mínima absoluta:	0,5 °C
Lluvia promedio anual:	1 668,8 mm/año
Nubosidad anual:	5 Octas
Humedad relativa media anual:	81%
Brillo solar anual:	234,5 horas
Velocidad de viento:	6,5 km/hora
Evaporación a la intemperie:	127,9 mm/año

### **1.1.5. Tipo de vivienda**

Los tipos de vivienda en las aldeas están construidas de lámina, madera y adobe, según las posibilidades de cada familia. En la cabecera las viviendas en su mayoría están construidas de block y concreto. De igual manera en el sector Julajuj y el caserío Santa Rosa.

### **1.1.6. Situación demográfica**

Basándose en los datos del centro de salud y del Censo Urbano realizado por la municipalidad, la densidad de población del municipio es muy elevada: 513 habitantes por kilómetro cuadrado. Además, Sololá es uno de los municipios del país con más proporción de población indígena: un 85% del total de habitantes pertenece al grupo Maya-Cakchiquel, el 5% al Maya-Kiché y el 10% restante pertenece al grupo no indígena. La población rural es también ampliamente mayoritaria, ya que representa el 79% del total.

### **1.1.7. Población actual**

Actualmente, con base al INE (Instituto Nacional de Estadística) la población actual es de 118 722 habitantes, de los cuales 57 514 son hombres y 61 209 son mujeres. Según datos proporcionados por los COCODES de cada comunidad, para el sector Julajuj los habitantes actuales son de 216 y para el caserío Santa Rosa los habitantes actuales son de 438 habitantes.

## **1.2. Características de infraestructura**

Representan las características fundamentales de infraestructura con las cuales cuenta el municipio de Sololá, el caserío donde se encontrará el puente vehicular y el sector en el cual se realizará el sistema de agua potable. Entre las cuales están sus vías de acceso y servicios públicos.

### **1.2.1. Vías de acceso**

La carretera principal asfaltada que atraviesa Sololá es la Interamericana, es una de las mayores vías de comunicación del país, ya que une a la Región VII, noroccidente y gran parte de la Región VI, suroccidente; con el resto del país y el área centroamericana.

Los centros poblados que atraviesa son: aldea Los Encuentros y Chaquijyá. Además, pasan por Sololá otras tres carreteras que pueden catalogarse como departamentales. Una proviene del municipio vecino de Panajachel, pasa por la cabecera municipal de Sololá y entronca con la carretera Interamericana a la altura del cantón Xajaxac, con una longitud de 15 kilómetros. En cuanto a las carreteras de terracería existentes, suman un total aproximado de 80 kilómetros. Todos estos caminos convergen a las carreteras asfaltadas con lo cual se facilita la comunicación al municipio.

Para el caserío Santa Rosa la vía de acceso es adoquinado y su entrada está a la orilla de la carretera departamental que va de La Cuchilla hacia Sololá (RD-1), el caserío se encuentra aproximadamente a 8 kilómetros de la cabecera del municipio. Para el sector Julajuj se encuentra a la orilla de la carretera Interamericana en el kilómetro 132, pero la entrada hacia el centro de la comunidad es de adoquín.

### **1.2.2. Servicios públicos**

Los servicios básicos necesarios para la subsistencia de una población y con las cuales cuenta el municipio de Sololá son:

- Agua potable en la mayoría de las comunidades aunque hay algunas sin este servicio.
- Energía eléctrica según la base de datos de la municipalidad casi el 98,50% de la población cuenta con el servicio.
- Drenaje según la información recabada por visitas a distintas comunidades y de la municipalidad los habitantes del casco urbano poseen drenajes pero la mayoría de las comunidades en las aldeas no poseen este servicio ya que poseen letrinas o pozos ciegos.
- Salud, es un mal servicio en el municipio ya que según datos del centro de salud la esperanza de vida al nacer es de 58 años un nivel muy bajo.
- Educación, tiene una cobertura muy amplia ya que según la municipalidad tiene una cobertura del 95% en todo el municipio; además, cuentan con el sistema de extracción de basura implementado por la MANCOMUNIDAD y con un planta de tratamiento de aguas servidas para el casco urbano. En el sector Julajuj y el caserío Santa Rosa se cuenta con energía eléctrica, letrinas, escuelas pero no se cuenta con agua potable entubada, en el caso del caserío Santa Rosa se cuenta con agua potable por medio de pozos.

### **1.3. Características socioeconómicas**

Representan las características sociales y económicas con las que cuenta el municipio de Sololá, las costumbres, organizaciones y la manera en la cual se desarrollan económicamente para subsistir.

#### **1.3.1. Origen de la comunidad**

El origen del nombre Sololá tiene dos versiones, una indica que se deriva del vocablo Tzolojha o Tzolojyá, que en Cachiuel, Quiché y Zutuhil significa agua de saúco. La otra versión es que el vocablo Sololá, proviene de las voces del Cachiuel tzol (volver o retornar), loj (partícula o continuación) y ya (agua); lo que significaría retornar o volver al agua. Anteriormente, el nombre de Sololá era Tecpán Atitlán, que significa Palacio del señor de Atitlán.

Sololá fue fundada el 30 de octubre de 1547, con el nombre de Nuestra Señora de la Asunción de Tzololá, el oidor de la Audiencia de los Confines, Lic. Juan Rogel, fundó la ciudad, con real cédula el 10 de junio de 1540, precisamente en el mismo lugar en que había estado la población indígena.

#### **1.3.2. Actividad económica**

En el municipio las actividades económicas con las cuales la población genera ingresos a sus familias y al municipio son las siguientes:

Producción agrícola que representa el 15% del total del valor en actividades productivas, entre los cultivos con mayor relevancia está el maíz, papa, zanahoria, repollo y cebolla.

Producción pecuaria representa el 5% del valor de actividades productivas. Producción artesanal representa el 72% del valor de actividades productivas. Producción industrial representa el 3% del valor de actividades productivas. Producción agroindustrial representa el 2% del valor de actividades productivas. El otro 3% lo representan otras actividades.

Las comunidades del sector Julajuj y caserío Santa Rosa se dedican económicamente más a la producción agrícola que artesanal, produciendo entre sus cosechas maíz, zanahoria, papa, tomío y otros.

### **1.3.3. Idioma y religión**

Los habitantes de Sololá, así como, del sector Julajuj y el caserío Santa Rosa hablan el Cachiuel, Quiché y Español. La mayoría de los habitantes son de religión católica.

### **1.3.4. Organización de la comunidad**

En el municipio se logró establecer, la existencia de comités promejoramiento y de desarrollo comunal, las cuales principian a activar la participación comunitaria para fomentar de esta manera el desarrollo urbano y rural. Tanto en el sector Julajuj como en el caserío Santa Rosa se cuentan con consejos de desarrollo, comités promejoramientos, para agua potable, caminos, educación y otros.





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

### **2.1. Diseño del sistema de agua potable por gravedad para el sector Julajuj de la aldea Chaquijya, Sololá, Sololá**

El diseño del sistema representa una solución a las necesidades de la comunidad, para el sistema es necesario utilizar criterios de presiones, pendientes, velocidades, diámetros y distintas instalaciones hidráulicas para el funcionamiento adecuado del sistema.

#### **2.1.1. Sistema de agua potable**

El sistema de agua potable es un conjunto de tuberías, accesorios y obras estructurales (captación, tanques, cajas y otros) que permiten llevar el agua hasta los hogares en este caso del sector Julajuj.

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

El tipo de sistema a diseñar será por gravedad, tanto la línea de conducción como la red de distribución, siendo esta última por ramales abiertos. Se diseñará una captación típica para fuentes de tipo acuífero libre con brote definido en ladera y tanque de distribución. El servicio será tipo predial con conexiones domiciliarias.

### **2.1.2.1. Alcance del proyecto**

El diseño del sistema debe considerar la satisfacción de las necesidades de agua potable existentes en la comunidad, basado en especificaciones y normas que brinden la funcionalidad y la calidad del mismo, generando un proyecto de beneficio a la comunidad y al municipio de Sololá.

### **2.1.3. Localización de la fuente**

El agua a captar será de una fuente de nacimiento de tipo acuífero libre con brote definido en ladera, se ubica en la estación E-1, ver plano No. 2/8 planta-perfil del sistema de agua potable Julajuj.

### **2.1.4. Calidad del agua**

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que la calidad de esta debe ser sanitariamente segura para el consumo humano. Para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un examen fisicoquímico sanitario y bacteriológico, los cuales deben acatar las Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud y las Normas COGUANOR NGO 4 001 y 29 001. La fecha de toma de la muestra fue el 28 de mayo de 2012.

#### **2.1.4.1. Análisis fisicoquímico**

Conforme a los resultados que se muestran en el apéndice 3, se concluye que el agua cumple con las Normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua y las Normas COGUANOR NGO 4 010 y 29 001, todas las determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables. En conclusión el agua es adecuada para el consumo humano.

#### **2.1.4.2. Análisis bacteriológico**

El objetivo primordial del examen bacteriológico es la determinación de coliformes fecales, ya que esta es la que representa el mayor riesgo para la salud humana.

Por lo tanto, conforme a los resultados que se muestran en el apéndice 2, el número más probable de gérmenes coliformes/100 centímetros cúbicos es de 33, con lo cual se concluye que el agua se enmarca en la clasificación 1: calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección, conforme a las Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua y la Norma COGUANOR NGO 4 010.

#### **2.1.5. Aforos**

Es el volumen de agua por unidad de tiempo, que produce la fuente; en este caso, el aforo se obtuvo por el método volumétrico. Se realizaron diez pruebas de tiempo como se muestran en la tabla I. El aforo se realizó el 19 de diciembre de 2011.

Tabla I. **Aforo de la fuente de agua**

No.	Tiempos (s)
1	50,00
2	50,00
3	49,50
4	49,00
5	49,00
6	50,50
7	50,00
8	49,50
9	50,00
10	48,00

Fuente: elaboración propia.

$$\bar{t}=49,55 \text{ s}$$

$$\text{Vol}=18,75 \text{ lt}$$

$$Q = \frac{\text{vol}}{\bar{t}} = \frac{18,75 \text{ lt}}{49,55 \text{ s}} = 0,38 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

### **2.1.6. Levantamiento topográfico**

Este constituye un elemento básico para la elaboración del diseño, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra en estudio, en este proyecto se utilizó el método planimétrico para planimetría y el taquimétrico para altimetría.

Con los datos tomados sobre el terreno y aplicando procedimientos matemáticos, se calculan: distancias, ángulos, direcciones, coordenadas, elevaciones, etcétera, según lo requerido en el método.

El levantamiento topográfico para todo el proyecto se hizo por poligonales abiertas. Para ello, se utilizaron los siguientes procedimientos: medición de distancias horizontales con estadía. Ángulos y direcciones por conservación de azimut con el método de orientación de 180 grados o vuelta de campana. Se utilizó el siguiente equipo:

- Un teodolito SOKKIA
- Una cinta métrica de 100 metros
- Dos plomadas de 1 libra
- Una estadía
- Estacas de madera
- Un octavo de galón de pintura roja
- Dos libras de clavo de 4"

#### **2.1.6.1. Planimetría**

El levantamiento se hizo como una poligonal abierta por el método de conservación de azimut, el terreno que se trabajó era de tipo montañoso. Para determinar la distancia horizontal entre dos puntos se utiliza la siguiente fórmula:

$$D.H.=100*\Delta h* \sin 2\theta$$

Donde:

D.H. = distancia horizontal en metros, entre dos puntos

$\theta$  = ángulo vertical

$\Delta h$  = diferencia en metros, de lectura de hilo superior con el hilo inferior

### 2.1.6.2. Altimetría

La altimetría toma en cuenta las diferencias de nivel existente entre puntos de un terreno o construcción. Para conocer estas diferencias de nivel, hay que medir distancias verticales, directa o indirectamente. A estas operaciones se les denomina nivelación.

El método que se utilizó fue el taquimétrico. La taquimetría es una técnica topográfica que se emplea para determinar rápidamente la distancia, la dirección y la diferencia de elevación de un punto, por medio de una sola observación hecha desde una misma estación de instrumento. El método taquimétrico que más se utiliza es el de estadía.

Para determinar la diferencia de nivel entre dos puntos se utilizará la siguiente fórmula:

$$D.N. = 100 * \Delta h * \left( \frac{1}{2} \sin 2\beta \right)$$

Donde:

D.N. = diferencia de nivel entre dos puntos

$\Delta h$  = diferencia en metros, de lectura de hilo superior con el hilo inferior

$\beta$  = ángulo vertical

### **2.1.7. Período de diseño**

El período recomendado para proyectos de agua potable por instituciones como OMS (Organización Mundial de la Salud) y UNEPAR, es de 20 años. Se tomarán 21 años por tomar en cuenta el tiempo de diseño, período de gestión y ejecución de la obra.

### **2.1.8. Cálculo de la población**

El crecimiento de población está determinado por factores de tipo socioeconómico: crece por nacimientos, decrece por muertes, crece o decrece por migración y aumenta por anexión. La institución que proporciona datos oficiales de población es el Instituto Nacional de Estadística (INE). Sin embargo, por medio de los censos que el comité del sector Julajuj realizó, se concluyó que existen 27 casas y 216 habitantes.

Se recomienda bajo las Normas de UNEPAR calcular la población por varios métodos, los métodos para estimar la población futura utilizados son: el aritmético, exponencial y geométrico; para el presente proyecto se usará el método geométrico, ya que el crecimiento de población en Guatemala, se ajusta a la proyección de este método, debido a ser un país en vías de desarrollo.

Para este proyecto se aplicó la tasa de crecimiento del 3,17%, que es la utilizada por el INE para la zona en estudio.

$$Pf=Po*(1+i)^N$$

Donde:

Pf = población futura

Po = población actual

i = tasa de crecimiento poblacional

N = período de diseño

$$Pf=216*(1+0,0317)^{21}=416 \text{ habitantes}$$

Por lo cual dentro de 21 años, habrá una población aproximada de 416 habitantes, de igual forma se calculan las viviendas futuras.

$$Vf=27*(1+0,0317)^{21}=52 \text{ viviendas}$$

Por lo cual dentro de 21 años, habrá una cantidad de 52 viviendas.

### **2.1.9. Requerimientos de diseño**

Son las especificaciones o normas mínimas que se deben cumplir para obtener un diseño adecuado, teniendo así un funcionamiento óptimo durante su período de diseño.

#### **2.1.9.1. Dotación**

Es la cantidad de agua asignada a una persona, en litros/habitante/día; para la adopción de una dotación adecuada se debe tomar en cuenta el clima y la ubicación de la población, es decir, si es área urbana o rural y sus distintas actividades comerciales tanto como culturales.



Para este proyecto se adoptó una dotación de 65 litros/habitante/día, tomando en cuenta que la dotación para conexiones prediales recomendada por las Normas de UNEPAR está entre 60 a 90 litros/habitante/día.

#### **2.1.9.2. Caudal de diseño**

Los caudales de diseño son los consumos mínimos de agua requeridos por la población que se abastecerá en un sistema de agua potable, estos dependen de la cantidad de población, viviendas y el tipo de dotación.

#### **2.1.9.3. Bases de diseño**

Las bases de diseño para este proyecto son las Normas de UNEPAR, debido a que son normas con especificaciones adecuadas para áreas rurales. De igual forma para el diseño de este sistema de agua, se debe tomar en cuenta que el área es rural de clima frío, viviendas dispersas y conexiones prediales.

#### **2.1.10. El consumo y sus variaciones**

El consumo de agua potable para una determinada comunidad varía dependiendo del lugar, sus costumbres, su cultura, clima y otros elementos, para calcular de manera adecuada el consumo se deben utilizar recomendaciones que brindan las Normas de UNEPAR.

### 2.1.10.1. Consumo medio diario

Es el consumo que normalmente tiene una población cada día.

Para su cálculo se necesitan datos de consumo anuales de la comunidad pero la comunidad Julajuj no los posee, en este caso las Normas de UNEPAR recomiendan usar la siguiente expresión para calcularlo:

$$Q_m = \frac{\text{Dotación} * P_f}{86\,400 \frac{s}{\text{día}}}$$

Donde:

$Q_m$  = caudal medio diario

Dotación= 65 litros/habitante/día

$P_f$  = 416 habitantes

$$Q_m = \frac{65 \frac{\text{lt}}{\text{habitantes} \cdot \text{día}} * 416 \text{ habitantes}}{86\,400 \frac{s}{\text{día}}} = 0,313 \frac{\text{lt}}{s}$$

### 2.1.10.2. Caudal máximo diario

Es el caudal que satisface la demanda del día de mayor consumo y se utiliza para el diseño en la línea de conducción, se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{md} = f_{dm} * Q_m$$

Donde:

$Q_{md}$  = caudal de día máximo

$Q_m$  = caudal medio diario= 0,313 lt/s

$f_{dm}$  = factor día máximo

El factor día máximo “según las Normas UNEPAR oscila entre: 1,2 a 1,5 para población < 1 000 habitantes y 1,2 para población > 1 000 habitantes”.<sup>1</sup>

Debido al poco consumo que se utiliza en la comunidad, sus costumbres, clima y nivel socioeconómico, el factor será de 1,2.

$$Q_{md}=0,313 \frac{\text{lt}}{\text{s}} * 1,2 = 0,376 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

El volumen total en un día entonces sería de:

$$\text{Vol}_{\text{día}} = \frac{0,376 \text{ lt}}{\text{s}} * \frac{86\ 400 \text{ s}}{\text{día}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1\ 000 \text{ lt}} = 32,49 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el volumen de un día será aproximadamente de 33 metros cúbicos. Esto es una consideración para el diseño del tanque de almacenamiento o distribución.

---

<sup>1</sup> Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.* p. 30.

### 2.1.10.3. Caudal máximo horario

Es el caudal que satisface el máximo caudal producido durante una hora en la comunidad y se utiliza para la línea de distribución, se calculará por medio del factor de hora máxima y criterios de uso simultáneo, seleccionando siempre el valor más alto obtenido de ambos cálculos

- Caudal máximo horario (factor de hora máxima)

$$Q_{hm} = Q_m * f_{hm}$$

Donde:

$Q_{hm}$  = caudal máximo horario

$Q_m$  = caudal medio diario= 0,313 lt/s

$f_{hm}$  = factor hora máxima

El factor hora máxima “según UNEPAR oscila entre: 2,0 a 3,0 para poblaciones < 1 000 habitantes y 2 para poblaciones > 1 000 habitantes, ya que este factor está en función inversa a la población se utilizará un valor de 3,0”.<sup>2</sup>

$$Q_{hm} = 0,313 \frac{\text{lt}}{\text{s}} * 3 = 0,939 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

- Caudal máximo horario (uso simultáneo)

$$Q_{hm} = K * \sqrt{n-1}$$

---

<sup>2</sup> Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.* p. 22.

Donde:

$Q_{hm}$  = caudal máximo horario, no menor de 0,20 lt/s

K = factor = 0,15

n = número de conexiones futuras = 52 viviendas

$$Q_{hm} = 0,15 * \sqrt{52-1} = 1,07 \frac{\text{lt}}{\text{s}}$$

Debido a que el valor del caudal de uso simultáneo es mayor al caudal de factor de hora máxima, se usa el caudal de uso simultáneo para el diseño de la línea de distribución.

### **2.1.11. Diseño hidráulico**

Su funcionamiento es determinar las dimensiones de las tuberías, las pérdidas de carga, presiones y velocidades en la red de abastecimiento de agua potable, obteniendo el funcionamiento óptimo del sistema de agua potable.

#### **2.1.11.1. Diseño y tipo de tubería**

La tubería a utilizar para el sistema de agua potable será cloruro de polivinilo (PVC), bajo las Normas ASTM-D-1785. En las clasificaciones de cédulas 40, 80 y 120 según la necesidad. Esto en la línea de conducción y distribución.

Se utilizará tubería de acero galvanizado cuando la tubería no pueda ir enterrada, tales como pasos aéreos y de zanjón. La tubería de acero galvanizado debe cumplir con la Norma ANSI-ASTM A 120-79, bajo las cédulas 30, 40 y 80 según la necesidad de resistencia.

### 2.1.11.2. Diseño de línea de conducción

Es el conjunto de tuberías trabajando a presión forzada, que viene desde la captación al tanque de distribución.

Para el presente diseño se trabajará el sistema por gravedad. Una línea de conducción debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el caudal deseado, por lo cual, en la mayoría de los casos se determinará el diámetro mínimo que satisfaga las condiciones tanto topográficas como hidráulicas.

Para una línea de conducción por gravedad deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- Carga disponible o diferencia de altura entre la captación y el tanque de distribución.
- Capacidad para transportar el caudal máximo diario ( $Q_{md}$ ).
- Clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- Considerar obras necesarias en el trayecto de la línea de conducción.
- Considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto.

Se aplica la fórmula de Hazen-Williams, la cual es:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * \varnothing^{4,87}}$$

- Hf = pérdidas por fricción en la tubería (pérdidas de carga) en metros.  
 L = longitud del tramo en metros.  
 Q = caudal en litros/segundos.  
 Ø = diámetro interno de la tubería en pulgadas.  
 C = coeficiente que depende del material de la tubería: PVC; c = 150 y  
 HG; c= 100.

Ejemplo de diseño: tramo de conducción

- Cota inicial del tramo E-1 = 2 524,46 m  
 Cota final del tramo E-17 = 2 482,41 m  
 Longitud = 262,95 m  
 Caudal día máximo = 0,376 lt/s  
 Coeficiente "c" PVC = 150  
 Hf disponible = 42,05 m

Cálculo diámetro teórico (Ø):

$$\varnothing = \left( \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * Hf} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\varnothing = \left( \frac{1\,743,811 * 262,95 * 1,05 * 0,376^{1,85}}{150^{1,85} * 42,05} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 0,71 \text{ pulg}$$

Se tomó un diámetro comercial de ¾ pulgadas con diámetro interno de 0,926 pulgadas, debido a que “según Normas de UNEPAR el mínimo diámetro utilizable en la línea de conducción es de ¾ pulgadas”.<sup>3</sup>

Cálculo de pérdida:

$$H_{f_{3/4}} = \frac{1\,743,811 * 262,95 * 1,05 * 0,376^{1,85}}{150^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 10,80 \text{ m}$$

Cálculo de velocidad:

$$V = \frac{1,9735 * Q_d}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 0,376}{0,926^2} = 0,86 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

0,55 metros/segundo < V = 0,866 metros/segundo < 3,00 metros/segundo; por consiguiente el diámetro de tubería propuesto cumple con los parámetros y se utilizará para toda la línea de conducción, ver resultados en apéndice 4.

### 2.1.11.3. Diseño de la red de distribución

Son las líneas y ramales de abastecimiento de agua a cada uno de los usuarios. Las líneas de distribución son en su mayoría tuberías de PVC. Para el diseño de la red de distribución se debe tener en cuenta que la presión mínima es de 10 metros columna de agua y la presión máxima es de 40 metros columna de agua.

---

<sup>3</sup> Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.* p. 30



Vale la pena mencionar que la presión máxima de 40 metros columna de agua, generalmente sólo aplica para países latinoamericanos, porque los accesorios para instalaciones hidráulicas domiciliarias generalmente son diseñados para esta presión.

Para una red de distribución deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- Carga disponible o diferencia de altura entre el tanque de distribución y la última casa de la red de distribución.
- Capacidad para transportar el caudal de distribución.
- Tipo de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- Considerar todas las obras necesarias para el buen funcionamiento del sistema.
- Importante considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto se utilizó la fórmula de Hazen-Williams.

Ejemplo de diseño: tramo de distribución:

Cota inicial del tramo E-17 = 2 482,41 m

Cota final del tramo E-23 = 2 446,11 m

Longitud = 188,49 m

Caudal horario máximo = 1,07 lt/s

Coeficiente "c" PVC = 150

Hf disponible = 36,30 m

Cálculo diámetro teórico ( $\emptyset$ ):

$$\emptyset = \left( \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{c^{1,85} * H_f} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\emptyset = \left( \frac{1\,743,811 * 188,49 * 1,05 * 1,07^{1,85}}{150^{1,85} * 36,30} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,01 \text{ pulg}$$

Se tomó un diámetro comercial de  $\frac{3}{4}$  pulgada y 1 pulgada con diámetro interno de 0,926 pulgada y 1,195 pulgadas respectivamente, debido a que el mínimo diámetro utilizable en la línea de distribución es de  $\frac{3}{4}$  pulgada.

Cálculo de pérdida:

$$H_{f_{3/4}} = \frac{1\,743,811 * 188,49 * 1,05 * 1,07^{1,85}}{150^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 53,60 \text{ m}$$

$$H_{f_{1''}} = \frac{1\,743,811 * 188,49 * 1,05 * 1,07^{1,85}}{150^{1,85} * 1,195^{4,87}} = 15,48 \text{ m}$$

Cálculo de longitudes reales:

$$L_{1''} = \frac{188,49 * (36,30 - 15,48)}{(53,60 - 15,48)} = 102,94 \text{ m}$$

$$L_{3/4''} = 188,49 - 102,94 = 85,55 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas reales:

$$Hf_{3/4"} = \frac{1\,743,811 * 85,55 * 1,05 * 1,07^{1,85}}{150^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 29,27 \text{ m}$$

$$Hf_{1"} = \frac{1\,743,811 * 102,94 * 1,05 * 1,07^{1,85}}{150^{1,85} * 1,195^{4,87}} = 7,03 \text{ m}$$

Cálculo de velocidad:

$$V = \frac{1,9735 * Q_d}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 1,07}{0,926^2} = 2,46 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V = \frac{1,9735 * Q_d}{\phi^2} = \frac{1,9735 * 1,07}{1,195^2} = 1,48 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

0,55 metros/segundos < V = 0,866 metros/segundos < 3,00 metros/segundos; por consiguiente el diámetro de tubería propuesto cumple con los parámetros y se utilizará para toda la línea de distribución, ver resultados en el apéndice 4.

#### 2.1.11.4. Volumen del tanque de distribución

El tanque de distribución tiene como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día. Los componentes del tanque son básicamente:

- Entrada de agua, tubo PVC de diámetro  $\frac{3}{4}$ "
- Caja de válvula
- Clorador
- Llave de compuerta
- Tanque con paredes de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado
- Rebalse
- Acceso
- Ventilación
- Salida de agua de rebalse y de limpieza

Volumen del tanque: para compensar las horas de mayor demanda se diseña un tanque de distribución, que según UNEPAR debe tener un volumen entre el 25 y 40% del consumo medio diario.

Para efectos de diseño se adopta un valor del 40%.

El volumen del tanque de distribución (Vol. tanque) en metros cúbicos ( $m^3$ ) es el siguiente:

$$\text{Vol. tanq.} = \frac{0,38 \frac{\text{lt}}{\text{s}} * 86\,400 \frac{\text{s}}{\text{día}} * 40\%}{1\,000} = 13,13 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el volumen del tanque será de 15 metros cúbicos.

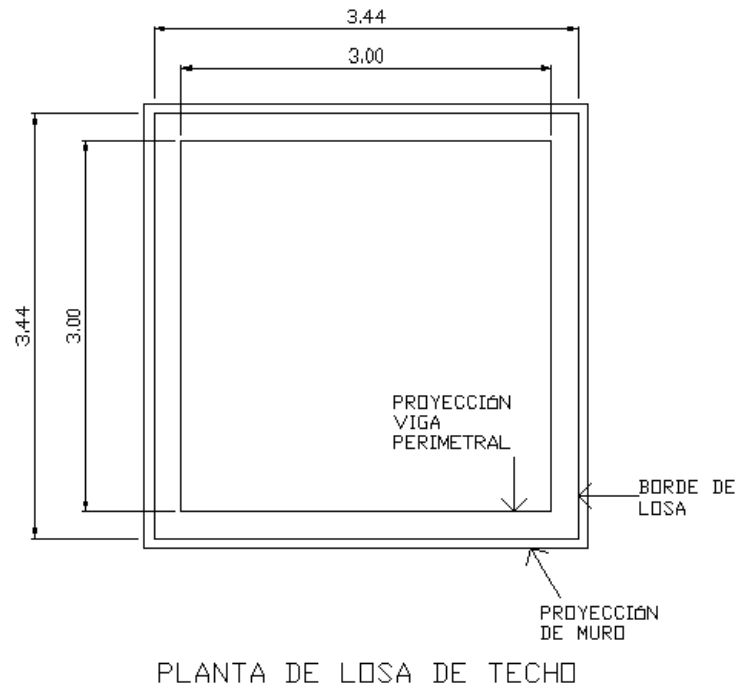
- Diseño del tanque de distribución

El diseño del tanque se hará por chequeos tanto para la losa y muros del tanque, tomando los criterios críticos para cada elemento.

- Diseño de la losa

El diseño de la losa se hará por medio del método que describe el ACI; si no fuese necesario se utilizará el refuerzo mínimo que describe de igual forma el ACI. En la figura 3 se muestran las dimensiones del tanque de distribución.

Figura 3. **Dimensiones de losa del tanque de distribución**



Fuente: elaboración propia.

- Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{4 \cdot (3,44 \text{ m})}{180} = 0,076 \text{ m} \cong 0,10 \text{ m}$$

Recubrimiento: será de 2,5 cm

$$\text{Sobrecarga} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Debido a las dimensiones, área tributaria y por su sobrecarga, únicamente se reforzará por temperatura. El área de acero por temperatura ( $A_{st}$ ) se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$A_{st} = 0,4 * \frac{14,1}{f_y} * b * t = 0,4 * \frac{14,1}{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2,007 \text{ cm}^2$$

Si el área de acero de una barra No. 3 es de 0,71 centímetros cuadrados, la cantidad de barras necesarias para el ancho del techo será de:

$$\text{No. barras} = \left( \frac{2,007 \text{ cm}^2}{0,71 \text{ cm}^2} \right) = 2,83 \cong 3 \text{ barras}$$

Entonces el espaciamiento de las barras máximo será de:

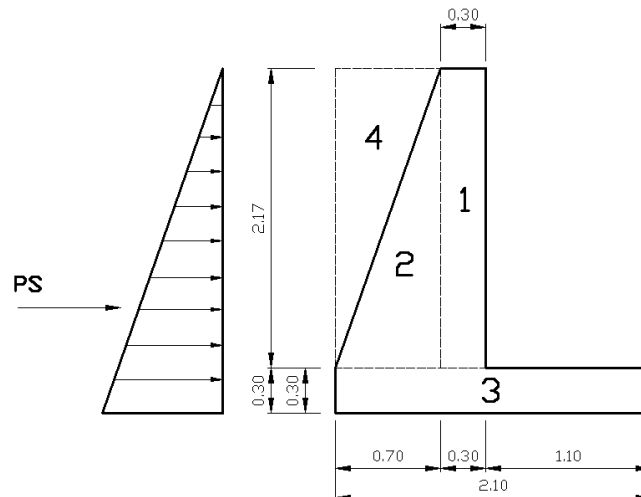
$$\text{Espaciamiento} = \left( \frac{100 \text{ cm}}{3 \text{ barras}} \right) = 33,33 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usan barras No. 3 G40 con un espaciamiento de 25 centímetros en ambos lados. Debido a que es cuadrada la losa el área de acero necesaria será la misma en ambos lados.

- Diseño de los muros del tanque

En el muro del tanque se presentan 2 casos, aquí se analizará el caso crítico: el tanque se encuentra vacío con empuje del suelo, en la figura 4 se muestran las dimensiones del tanque de distribución.

Figura 4. Dimensiones del muro del tanque de distribución



Fuente: elaboración propia.

Datos del muro y suelo

$\gamma_s$ = peso específico del suelo	= 1 600 kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_c$ = peso específico del concreto	= 2 400 kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_{cc}$ = peso específico del concreto ciclópeo	= 2 500 kg/m <sup>3</sup>
$\emptyset$ = ángulo de fricción	= 30°
Hm = altura del suelo en el muro	= 2,00 m

Coeficientes de la teoría de Rankine:

$$K_a = \frac{(1 - \sin 30^\circ)}{(1 + \sin 30^\circ)} = 0,33$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0,33} = 3$$

Empuje activo del suelo:

$$P_s = \gamma_s * \frac{Hm^2}{2} * K_a$$

$$P_s = \frac{1\,600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (2,00 \text{ m})^2 * 0,33}{2} = 1\,056,00 \text{ kg}$$

Momento de empuje del suelo ( $M_{ac}$ ):

$$M_{ac} = P_s * \frac{h}{3} = 1\,056,00 \text{ kg} * \frac{2,00 \text{ m}}{3} = 704,00 \text{ kg-m}$$

Carga muerta: es el peso propio de la losa y el de la solera de corona

Carga muerta (CM) =  $W_{\text{llosa}} + W_{\text{solera}}$

$$W_{\text{llosa}} = W_{\text{concreto}} * t = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) * 0,10 \text{ m} * 1 \text{ m}^2 = 240 \text{ kg}$$

$$W_{\text{solera}} = W_{\text{concreto}} * t * b = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) * 0,15 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 1 \text{ m} = 72 \text{ kg}$$

$$CM = 240 \text{ kg} + 72 \text{ kg} = 312 \text{ kg}$$



Carga viva en este caso será de 200 kg/m<sup>2</sup>

$$CV=200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}^2=200 \text{ kg}$$

Carga última:

$$CU=(1,4*312 \text{ kg})+(1,7*200 \text{ kg})=776,80 \text{ kg}$$

El cálculo del momento que produce el peso propio del muro se muestra en la tabla II:

Tabla II. **Momentos de cada elemento del muro**

<b>FIGURA</b>	<b>W (kg)</b>	<b>BRAZO (m)</b>	<b>MOMENTO (kg-m)</b>
1	4 882,50	1,25	6 103,12
2	1 708,88	1,63	2 785,47
3	1 417,50	1,05	1 488,38
4	1 012,67	1,87	1 063,30
CU	776,80	1,25	971,00
	<b>WR=9 798,30</b>		<b>MR=12 411,27</b>

Fuente: elaboración propia.

- Verificación de estabilidad
  - Contra el volteo

$$F_{sv} = \frac{MR}{M_{ac}} = \frac{12\,411,27 \text{ kg-m}}{704,00 \text{ kg-m}} = 17,63 > 1,5$$

- Contra el deslizamiento

Se utiliza un factor de deslizamiento (fd):

$$fd = \tan\left(\frac{2 \cdot \theta}{3}\right) = \tan\left(\frac{2 \cdot 30}{3}\right) = 0,36$$

$$F_{sv} = fd \cdot \frac{WR}{P_s} = 0,36 \cdot \frac{9\,798,30 \text{ kg}}{1\,056,00 \text{ kg-m}} = 3,34 > 1,5$$

- Verificación de presión máxima y mínima

La presión se calcula por la siguiente expresión:

$$P = \frac{WR}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b}\right)$$

Donde:

e = excentricidad

b = base de estribo

A = área del muro en contacto con el suelo

WR = peso total del muro

La excentricidad se calcula de la siguiente manera:

$$e = \frac{b}{2} - a$$

Donde:

a = centroide promedio de momentos

Por lo tanto, a se calcula con la siguiente expresión:

$$a = \frac{MR - M_{ac}}{WR} = \frac{12\,411,27 - 704,00}{9\,798,30} \cong 1,20 \text{ m}$$

Entonces la excentricidad es:

$$e = \frac{2,10 \text{ m}}{2} - 1,20 \text{ m} = -0,15 \text{ m}$$

La presión ejercida es:

$$P_{\min} = \frac{9\,798,30}{2,10 * 1,00} * \left( 1 + \frac{6 * (-0,15)}{2,10} \right) = 2\,666,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\max} = \frac{9\,798,30}{2,10 * 1,00} * \left( 1 - \frac{6 * (-0,15)}{2,10} \right) = 6\,665,51 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Debido a que la presión que soporta el suelo es de 15 000,00 kilogramo por cada metro cuadrado, por lo tanto, está bien diseñado el muro.

#### **2.1.11.5. Sistema de desinfección**

En todo sistema de abastecimiento de agua potable debe considerarse la incorporación de un sistema de desinfección, con la finalidad de proveer el agua libre de bacterias, virus y parásitos que puedan afectar la salud de las personas.

Con base a los resultados obtenidos por el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), se determinó que el agua requiere de tratamiento para su consumo.

Para la desinfección se deberá aplicar la sustancia química hipoclorito de calcio, utilizando un dosificador de pastillas, este dispositivo disolverá las pastillas de hipoclorito de calcio por el flujo de agua entrante al hipoclorador y luego al tanque de distribución, siendo la cloración controlada del agua por este flujo.

## **2.1.12. Obras hidráulicas**

Son las estructuras de concreto armado o concreto ciclópeo necesarias para optimizar el funcionamiento del sistema, pueden ser útiles para limpieza, presión y distribución según las necesidades del sistema.

### **2.1.12.1. Cajas de captación**

Esta obra sirve para recolectar el agua proveniente de fuentes o nacimientos, en el caso de este proyecto, el agua se recolectará de un nacimiento tipo acuífero de brote definido en ladera. La estructura de esta obra se compone de un filtro que será construido de piedra bola y grava; al igual que rebalse, desagüe para limpieza, pichacha y tapadera con sello sanitario para la inspección.

El tanque será de mampostería y deberá protegerse con una cuneta para evitar el ingreso de corrientes pluviales; finalmente, con un cerco perimetral para evitar el ingreso de personas y animales. Está ubicada en la estación E-1, nacimiento Julajuj, ver plano 7/13 del sistema de agua potable.

Los componentes del tanque de captación son básicamente:

- Cuneta
- Filtro de grava
- Entrada de agua
- Tapadera
- Rebalse
- Válvula de pichacha
- Tanque de captación
- Caja de válvula
- Llave de compuerta
- Salida de agua

#### **2.1.12.2. Válvulas de limpieza**

Las válvulas de limpieza se colocan para permitir la descarga de los sedimentos acumulados. Se instalan en los puntos bajos de la línea de conducción. Para el presente proyecto se necesita una válvula de limpieza debido a la topografía del terreno, se colocó en la estación E-21, ver detalle en plano 12/13, sistema de agua potable, apéndice 4.

#### **2.1.12.3. Válvulas de aire**

Esta válvula tiene la función de permitir el escape de aire que se acumula en las tuberías, se colocan en los puntos altos. No se utilizaron válvulas de aire debido a que la distancia de la línea de captación al tanque es pequeña y la topografía presenta una pendiente proporcional hasta el tanque.

#### **2.1.12.4. Cajas rompepresión**

Estructura de mampostería de piedra, diseñada para reducir la presión del agua en la tubería, a la presión atmosférica, evitando así que la máxima presión estática no exceda la presión de trabajo de la tubería. Se colocaron en las estaciones: E-5, E-11, R-33, E-31, E-32, E-34, R-19, R-B, E-26, ver detalles y especificaciones en plano 10/13 del sistema de agua potable, apéndice 4.

#### **2.1.12.5. Pasos de zanjón, recubrimientos y anclajes**

Los pasos aéreos se utilizan para superar obstáculos naturales como barrancos, zanjones, ríos, quebradas, etcétera. Los pasos aéreos están constituidos por dos torres de concreto reforzado debidamente cimentadas que sostienen un cable de acero, el cual va sujetado a dos pesos muertos que están enterrados uno a cada lado; esto con la finalidad de que este cable cuelgue, por medio de péndolas.

Los recubrimientos de la tubería se deben hacer de los anclajes a la salida del terreno que va hacia la columna, el recubrimiento debe ser de concreto para proteger la tubería de PVC. En el tramo en el cual la tubería esté a la intemperie se utilizará tubería HG.

Los anclajes son estructuras de concreto a los cuales se incrustan los cables que soportan el peso de la tubería sobre el paso de zanjón.

Para este proyecto el paso aéreo es de 30,00 metros, ver detalles y especificaciones en plano 11/13 del sistema de agua potable, apéndice 4.

#### **2.1.12.6. Conexión predial**

Se proyectó la instalación de 27 conexiones prediales iniciales, con un promedio de 20,00 metros de tubería de PVC de ½ pulgada por conexión.

Elementos para una conexión domiciliar son: 3 cajas para válvulas, una llave de chorro, una llave de paso, un niple de 5 pies, un niple de 1 pie, 2 adaptadores hembra, 2 codos HG de 90 grados todos de diámetro= ½ pulgadas y una base de concreto para el chorro. Ver detalles y especificaciones en plano 13/13 del sistema de agua potable, apéndice 4.

#### **2.1.12.7. Caja distribuidora de caudal**

Se diseñó una caja distribuidora de caudales de dos vertederos, de concreto reforzado, la cual tendrá como función principal distribuir el agua proveniente del tanque de distribución hacia el ramal principal y secundario.

Si se toma en cuenta un valor de tirante crítico de 0,006 metros y el caudal crítico como el necesario para cada uno de los ramales, se puede calcular el ancho del vertedero por la siguiente expresión:

$$B = \frac{Q_c}{y_c^{2/3} * g^{1/2}}$$

Donde:

Q<sub>c</sub> = caudal crítico

Y<sub>c</sub> = tirante crítico

g = gravedad

Diseño de vertedero para ramal principal:

Datos:  $Q = 0,000893 \text{ m}^3/\text{s}$  (0,893 lt/s);  $yc = 0,006 \text{ m}$ ;  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$B = \frac{0,00893}{0,006^{3/2} * 9,8^{1/2}} = 0,61 \text{ m} \cong 0,60 \text{ m}$$

Diseño de vertedero para ramal 2:

Datos:  $Q = 0,000198 \text{ m}^3/\text{s}$  (0,198 lt/s);  $yc = 0,006 \text{ m}$ ;  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

$$B = \frac{0,00028}{0,006^{3/2} * 9,8^{1/2}} = 0,19 \text{ m} \cong 0,20 \text{ m}$$

Para este proyecto la caja distribuidora de caudales, se colocó en la estación E-23, ver detalles y especificaciones en plano 9/13 del sistema de agua potable, apéndice 4.

### **2.1.13. Evaluación socioeconómica**

La evaluación del proyecto, tiene como propósito principal identificar los beneficios y luego valorizarlos adecuadamente, para elaborar indicadores de su rentabilidad social a través del análisis de beneficio-costos.

La definición de los beneficios o productos del proyecto, se verifica a partir de los aspectos físicos del mismo, ya que el flujo de beneficios es una función directa de la capacidad instalada del proyecto, tomando en cuenta su utilización para todo el año.



Casi ningún proyecto arranca con el empleo total de su capacidad instalada, consecuentemente es necesario establecer un crecimiento gradual del uso, hasta llegar a una estabilización cercana al cien por cien.

La evolución en el uso del proyecto se explica por varias razones, como la familiarización de los usuarios con el proyecto, ya que en el principio, la demanda inicial puede estar por debajo de la del tamaño del proyecto.

Con relación a los costos, estos se distinguen básicamente en: costos de inversión, que son aquellos en los que se debe incurrir para instalar el proyecto, es decir, los que se ejecutan entre el primer desembolso y el momento en que se pone a funcionar el proyecto.

Los costos de reposición, serán aquellos que se deben hacer para reponer los elementos que se vayan desgastando o sean obsoletos, como consecuencia del uso del proyecto durante su vida útil; los costos por reposición, también denominados costos de mantenimiento; y por último los costos de funcionamiento, que son aquellos que necesariamente deben ocurrir para la operación del proyecto, para que este siga aportando los beneficios previstos en la evaluación.

#### **2.1.13.1. Valor Presente Neto**

Dicho valor, se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como, valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del período de funcionamiento.

Para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 12%.

El Valor Presente Neto se interpreta de la siguiente forma:

Inversión inicial (costo total del proyecto) = Q317 328,73

Costo de operación y mantenimiento = Q545,00/mes - Q6 540,00/anual

Estos costos tendrán que erogar los pobladores anualmente durante 20 años.

Valor Presente Neto:

Datos:

N = 20 años

Tasa de interés anual = 12%

VPN= inversión inicial - costos de operación y mantenimiento anual

$VPN = (P \cdot (1 + i)^n - 1) / (i \cdot (1 + i)^n)$

$VPN = Q317\,328,73 - (Q6\,540,00 \cdot (1 + 0,12)^{20} - 1) / 0,10 \cdot (1 + 0,12)^{20}$

VPN= Q317 328,73 – Q58 392,85

VPN= Q258 935,88

Desde el punto de vista social y por la importancia para la comunidad, el proyecto es factible y rentable.

### **2.1.13.2. Tasa Interna de Retorno**

Se utiliza para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, no es posible obtener una Tasa Interna de Retorno (TIR) atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión, es de costo/beneficio; este se determina de la siguiente manera:

Costo= inversión inicial =Q317 328,73

Beneficio=habitantes beneficiados (a futuro)= 416 habitantes

Determinando análisis socioeconómico:

$$\text{costo/beneficio} = \frac{Q317\ 328,73}{416}$$

$$\text{costo/beneficio} = Q762,81 \text{ /habitante}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

### **2.1.14. Evaluación de impacto ambiental**

Para proyectos de acueductos rurales y alcantarillados sanitarios, el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), especifica en su listado taxativo del Acuerdo Gubernativo 134-2005 que se deben hacer estudios de moderado a bajo impacto ambiental potencial, para estos tipos de impactos ambientales son generalmente necesarios sólo diagnósticos y recomendaciones para su ejecución, entre ellas las siguientes:

- Uso de sustancias o materiales: debido a la obra civil que es necesario construir y la necesidad de unión de los tubos, es necesario la utilización de cemento Portland para la obra civil y de cemento solvente para la unión de los tubos.
- La remoción de vegetación, es decir, lo que comúnmente se conoce en el campo como abrir la brecha, se hace para darle lugar a la colocación de la tubería, tanto en la línea de conducción como en la distribución del agua, para este proyecto en particular se tuvo el cuidado de que este aspecto fuese lo más mínimo posible, ya que buen porcentaje de la tubería se colocó con el derecho de paso respectivo, en áreas que los habitantes de la comunidad utilizan para la agricultura.
- Residuos contaminantes: los residuos sólidos se derivan únicamente en la fase de construcción y están constituidos únicamente por los materiales sobrantes, tales como la madera, papel, viruta de tubos de pvc, restos de metales, etcétera.

En Guatemala, desde hace algunos años, se crearon algunas divisiones dentro de instituciones gubernamentales en lo que respecta a la evaluación y mitigación de impactos ambientales.

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales es la entidad del sector público especializada en materia ambiental y de bienes y servicios naturales, al cual le corresponde proteger los sistemas naturales que desarrollen y dan sustento a la vida en todas sus manifestaciones y expresiones.

### **2.1.15. Presupuesto**

Es el resultado del total de los precios unitarios, tomando en cuenta lo siguiente:

Costo directo:

Está conformado por el costo de los materiales y mano de obra locales.

Costo indirecto:

En este se incluyen los renglones tales como dirección técnica, administración, utilidades y se consideró un 33% del costo directo del presupuesto. Se tomaron como base los precios de los materiales y mano de obra que se trabajan en la cabecera municipal.

Precios unitarios:

Los precios unitarios se trabajaron con base a los planos de diseño y a los precios locales, con IVA incluido.

Costo del proyecto:

El costo del proyecto se obtuvo de acuerdo a la cuantificación y precio de los materiales de construcción y mano de obra locales, con base en los planos constructivos, el costo total del proyecto es de trescientos diecisiete, mil trescientos veintiocho quetzales con 73/100, el resumen de cada renglón se muestra en la tabla III.

Cuadro de resumen:

Tabla III. **Resumen del costo por renglón**

<b>RESUMEN DE PRESUPUESTO</b>				
SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD				
SECTOR JULAJUJ, ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ.				
<b>COSTOS DIRECTOS</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE GASTO</b>			
<b>COMPONENTE</b>	<b>MATERIALES (Q)</b>	<b>MANO DE OBRA CALIFICADA (Q)</b>	<b>MANO DE OBRA NO CALIFICADA (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CAPTACIÓN	16 180,97	5 700,00	9 000,00	30 880,97
CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES	6 825,54	2 280,00	1 440,00	10 545,54
CAJA DE VÁLVULAS	5 599,65	3 800,00	3 000,00	12 399,65
DOSIFICADOR DE CLORO	4 376,83	2 850,00	1 800,00	9 026,83
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1 858,00	2 850,00	2 400,00	7 108,00
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN	15 228,04	7 600,00	6 000,00	28 828,04
PASO AÉREO	12 009,19	7 220,00	7 200,00	26 429,19
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	17 084,22	5 700,00	5 700,00	28 484,22
CONEXIONES DOMICILIARES	27 053,50	2 850,00	3 600,00	33 503,50
CAJA ROMPEPRESIÓN	35 387,09	7 600,00	8 400,00	51 387,09
<b>TOTAL DIRECTOS</b>	<b>141 603,03</b>	<b>48 450,00</b>	<b>48 540,00</b>	<b>238 593,03</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>				
ADMINISTRACIÓN	8,00%			19 087,44
SUPERVISIÓN	10,00%			23 859,30
UTILIDAD	10,00%			23 859,30
FIANZAS	5,00%			11 929,65
<b>TOTAL INDIRECTOS</b>	<b>33,00%</b>			<b>78 735,70</b>
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO (Q)</b>				<b>317 328,73</b>

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.16. Cronograma de actividades y ejecución

El cronograma de actividades y de ejecución se realizó con base en los rendimientos de trabajo y datos financieros proporcionados por la Municipalidad de Sololá. El cronograma de actividades es la inversión conforme el transcurso del tiempo y se muestra en la tabla IV. El cronograma de ejecución representa la forma en la cual se elaborará el proyecto en el transcurso del tiempo y se muestra en la tabla V.

Tabla IV. **Cronograma de actividades**

<b>CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES</b>					
SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD					
SECTOR JULAJUJ, ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ.					
<b>COSTOS DIRECTOS</b>	<b>MESES</b>				<b>COSTO (Q)</b>
<b>COMPONENTE</b>	1 (Q)	2 (Q)	3 (Q)	4 (Q)	
CAPTACIÓN	41 071,69				41 071,69
CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES			14 025,57		14 025,57
CAJA DE VÁLVULAS		16 491,53			16 491,53
DOSIFICADOR DE CLORO		12 005,68			12 005,68
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	9 453,64				9 453,64
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN		9 585,32	19 170,65	9 585,32	38 341,29
PASO AÉREO		35 150,82			35 150,82
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN		37 884,01			37 884,01
CONEXIONES DOMICILIARES			22 279,83	22 279,83	44 559,66
CAJA ROMPEPRESIÓN	15 187,74		30 375,48	22 781,61	68 344,83
<b>TOTAL POR MES (Q)</b>	<b>50 525,33</b>	<b>111 117,38</b>	<b>85 851,52</b>	<b>54 646,76</b>	<b>317 328,73</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Cronograma de ejecución**

<b>CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN</b>					
SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD					
SECTOR JULAJUJ, ALDEA CHAQUIJYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ.					
<b>COSTOS DIRECTOS</b>	<b>MESES</b>				<b>COSTO (Q)</b>
<b>COMPONENTE</b>	1	2	3	4	
CAPTACIÓN	■				41 071,69
CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES			■		14 025,57
CAJA DE VÁLVULAS		■			16 491,53
DOSIFICADOR DE CLORO		■			12 005,68
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	■				9 453,64
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN		■	■	■	38 341,29
PASO AÉREO		■			35 150,82
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN		■			37 884,01
CONEXIONES DOMICILIARES			■	■	44 559,66
CAJA ROMPEPRESIÓN	■		■	■	68 344,83
<b>TOTAL DEL PROYECTO (Q)</b>					<b>317 328,73</b>

Fuente: elaboración propia.

### 2.1.17. Especificaciones técnicas

Son las normas o disposiciones generales para realizar el proyecto de agua potable de manera adecuada, las especificaciones son de utilidad para la comunidad debido a que por medio de estas pueden verificar la pertinente construcción del proyecto. Para este proyecto las especificaciones se detallan en la operación y mantenimiento del proyecto.



### **2.1.18. Operación y mantenimiento**

Mantenimiento preventivo:

Son acciones que se llevan a cabo antes que se produzcan en los equipos e instalaciones fallas, con el fin de disminuir sus efectos o evitarlas. El mantenimiento preventivo reduce costos y evita problemas del tipo funcional a la comunidad. Es importante tomar en cuenta además, los informes sobre las características y el comportamiento operacional de los equipos o instalaciones, así como, las especificaciones técnicas del fabricante.

Las etapas para la organización eficiente del mantenimiento preventivo de un sistema son:

- Inventario técnico de las instalaciones o equipos
- Clasificación en grupos de acuerdo con características similares
- Formularios necesarios para el control del mantenimiento preventivo
- Normas de mantenimiento preventivo para cada grupo de componentes
- Plan periódico de mantenimiento preventivo, anualmente
- Archivos técnicos de mantenimiento

Mantenimiento correctivo:

Son las reparaciones en equipos e instalaciones, causadas por accidentes o por el deterioro gradual, debido a la edad y uso.

El encargado designado de supervisar todos los trabajos de mantenimiento preventivo y reparaciones en los acueductos, es responsable de tomar ciertas decisiones en la resolución de problemas que se le plantean en la comunidad, para garantizar el buen funcionamiento del sistema. Entre las actividades del mantenimiento correctivo se encuentran:

- Limpiar cada tres meses el terreno adyacente al nacimiento, quitando la maleza y los desechos vegetales o animales.
- Aforar cada tres meses el caudal del nacimiento para observar si ha disminuido su capacidad. La obstrucción de la formación acuífera en las proximidades del nacimiento disminuyen el rendimiento del mismo.
- Revisar los sellos sanitarios de la captación, observando que no haya fisuras o aberturas a su alrededor que pudieran permitir el acceso de agua superficial.
- Inspeccionar anualmente el área de influencia al nacimiento, para asegurarse de que no hay corrales, aguas negras, pozos sépticos o cualquier otra fuente de contaminación.
- La red de distribución la constituye todo el sistema de tubería desde el tanque de distribución hasta aquellas líneas de las cuales parten las tomas o conexiones domiciliarias.
- Inspeccionar las vías en las que se encuentra enterrada la red de distribución, con el fin de detectar fugas u otras anomalías. Si es posible corregirlas cada seis meses y revisar si hay fugas o daños en los componentes visuales de la red.

- Revisar el funcionamiento de las válvulas haciéndolas girar lentamente.

Estas deben abrir y cerrar fácilmente. Observar si hay fugas en las válvulas y si sus piezas externas están completas y en buen estado. Corregir los defectos si es necesario o cambiar toda la válvula.

Válvulas de compuerta:

Son accesorios que se usan en la salida de tanques de captación; en la entrada y salida de tanques de distribución, en las cajas rompepresión y en derivaciones de la línea de distribución. Se utilizan con mayor frecuencia en las líneas de conducción y distribución de los acueductos, debido a que ofrecen poca resistencia al paso del agua en sentido horizontal.

- Revisar los empaques, sí en caso estuvieran dañados, se deberán cambiar. Comprobar que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas.
- Verificar el estado del vástago o eje del tornillo, observando si se encuentra torcido o inmovilizando debido al óxido. Cambiar la pieza de ser necesario.
- Revisar y limpiar las cajas de las válvulas. Informar si es necesario subirlas, bajarlas o reemplazarlas, según sea la posición o estado en que se encuentren.

- En la instalación de tubería bajo tierra, debe tenerse especial cuidado en seguir las indicaciones técnicas para evitar el aplastamiento, rompimiento o perforación de los tubos, especialmente en los cruces de caminos o en terrenos que se usen para cultivos.

#### Uniones en tubería PVC:

- Revisar la tubería y los accesorios que se van a ensamblar para verificar que no estén tapados, perforados o quebrados.
- Cortar los tubos a escuadra, mediante una sierra para metales. Finalizado el corte, quitar con una navaja las rebabas externas e internas. Los cortes defectuosos permitirán fugas de agua al instalar la tubería.
- Se deben probar los accesorios, ensamblándolos al tubo, sin usar pegante para verificar que ajustan fácilmente y acordar la posición correcta en la instalación.
- Quitar con un trapo limpio o papel lija, el polvo o cualquier suciedad que tenga el tubo o el accesorio, interna y externamente. Esta operación se hace sobre la superficie que va a recibir pegante.

#### Docencia:

La docencia consistirá en la capacitación del comité y algunos miembros de la comunidad que ellos elijan, sobre el mantenimiento preventivo y eventuales reparaciones del sistema.

Se les instruirá sobre la forma y procedimiento a utilizar en la colocación y reposición de tubería PVC, reposición de válvulas y la calibración del sistema de cloración.

Administración del agua potable:

El comité de vecinos, debidamente organizado, es el encargado de vigilar el uso adecuado del sistema y de racionar equitativamente el suministro en caso de emergencia. Así mismo, de dirigir al encargado de operación del sistema, implementar mecanismos de seguridad adecuados y evitar actos de vandalismo contra el sistema, en perjuicio de los usuarios.

#### **2.1.19. Propuesta de tarifa**

En el funcionamiento óptimo del sistema de agua potable se debe establecer una cuota mensual por el servicio.

Tipo de tarifa:

En el funcionamiento óptimo del sistema de agua potable se debe establecer una cuota mensual por el servicio.

Básicamente, existen tres tipos de sistema de tarifas de agua, denominados: sistema uniforme, sistema unitario y sistema diferencial.

Sistema uniforme: en el sistema uniforme, el volumen de agua consumida se cobrará mensualmente por cuota general a la población, debido a que no se instalarán medidores de volumen de consumo y el cobro mensual se calcula dividiendo el total de gasto entre el total de servicios.

Sistema unitario: en el sistema unitario, toda el agua se cobra a una tarifa uniforme y el cobro mensual se calcula multiplicando tal unidad por el número de metros cúbicos de agua consumida.

Sistema diferencial: prevalecen dos conceptos con relación a las tarifas diferenciales de agua; el primero consiste en que la tarifa disminuya conforme el consumo de agua aumenta, sistema inverso. El segundo concepto consiste en que las tarifas aumenten conforme aumenta el consumo, sistema directo; el cual predomina en casi todos los países latinoamericanos. Se propone utilizar este sistema de tarifa.

Gastos de operación:

Para la operación del sistema de agua es indispensable la contratación de los servicios de un fontanero, ya que será él, quien brinde una adecuada operación al sistema.

Se estima un día a la semana (52 días al año) para mantenimiento preventivo y correctivo con un salario de Q80,00 por día contratado por servicios personales, por lo que no se aplican prestaciones laborales, el salario anual es de Q4 160,00 y el salario mensual es de Q346,67.

Gastos de mantenimiento:

Para los gastos por mantenimiento se debe considerar el mantenimiento preventivo, ya que esto servirá para cubrir gastos de reparaciones pequeñas, evitando daños mayores en el sistema.

El mantenimiento correctivo se le realiza por daños al sistema, debiendo adquirir materiales y accesorios en el menor tiempo posible; es importante que se tenga en bodega materiales y accesorios para cubrir fallas inmediatas en el sistema. El mantenimiento incluye compra de herramienta y equipo necesario para realizar reparaciones al sistema.

Para determinar el costo por mantenimiento se debe considerar el período de vida útil del sistema, ya que se ha estimado que anualmente se requerirá un 0,75% del total del proyecto.

$$Q_{m.m} = \frac{(0,0075 * C.T.P.)}{12}$$

Donde:

Q<sub>m.m</sub> = gasto por mantenimiento mensual

C.T.P. = costo total del proyecto

$$Q_{m.m} = \frac{(0,0075 * 317\,328,73)}{12} = Q198,33$$

Gastos de tratamiento:

Este consiste específicamente en la compra de pastillas de hipoclorito de calcio al 65%, no incluyéndose la aplicación, ya que va dentro de la operación, se calcula de la siguiente forma:

Costo de hipoclorito de calcio	Q10,00 c/pastilla
Costo por mes	Q10,00 * 10 pastillas/mes

Son 10 pastillas al mes debido a que la dosificación es cada 3 días, por lo tanto el costo mensual es de Q100,00.

Gastos de administración:

Esta función dependerá del comité oficial local, cuyos integrantes serán los responsables de brindar una adecuada y eficiente operación y mantenimiento del sistema. Debe velar por el buen desarrollo de las actividades administrativas, las cuales incluyen gastos de papelería, mobiliario y equipo de oficina. Deben realizarse pagos por concepto de viáticos, para los miembros del comité o de alguna otra persona que tenga que realizar trámites relacionados con el sistema.

El comité será el encargado de recolectar el pago por tarifa en forma mensual, por medio de un tesorero, quien tendrá derecho por ley a una comisión del 10% de lo recaudado.

Con respecto a los gastos de oficina y gastos de visitas a las oficinas de la dependencia encargada del acueducto, tendrán un gasto adicional del 5% de lo recaudado mensual lo que se calculará de la siguiente forma:

$$Qa = 10\% * (\text{operación} + \text{mantenimiento} + \text{tratamiento})$$

Qa = gastos por administración

$$Qa = 0,10 * (346,67 + 198,33 + 100,00) = Q64,50$$

La propuesta de tarifa consiste en la relación de los gastos de operación, mantenimiento y el número de conexiones prediales del sistema, como se muestra en la tabla VI.



Tabla VI. **Gastos para tarifa de agua potable**

<b>TIPO DE GASTO</b>	<b>COSTO MENSUAL (Q)</b>
Operación	346,67
Mantenimiento	198,33
Tratamiento	100,00
Administración	64,50
Total mensual	<b>709,50</b>
Número de conexiones	<b>52</b>
<b>TARIFA RECOMENDADA</b>	<b>13,64</b>

Fuente: elaboración propia.

Puesto que el comité tiene a su cargo la administración del sistema, debe efectuar el cobro de la tarifa mensual. Además, tiene a su cargo llevar el registro de cuántos usuarios están conectados al sistema y de otorgar nuevos derechos de conexión, sin sobrepasar la capacidad del sistema.

Para ello, el comité debe elaborar un reglamento interno para la comunidad. Esta actividad se recomienda que sea supervisada por la municipalidad. Para que la administración sea funcional, la comunidad tiene que estar de acuerdo con los diferentes elementos que intervienen en la misma, por lo que la elección del comité, la propuesta de tarifa y los reglamentos sobre el uso del agua deben determinarse o avalarse en una asamblea comunitaria.

### **2.1.20. Planos**

Los planos correspondientes al diseño del sistema de agua potable el proyecto de agua potable del sector Julajuj de la aldea Chaquijya, Sololá, contendrán los siguientes planos:

- Planta general
- Planta – perfil línea de conducción
- Planta – perfil línea de distribución
- Captación típica
- Tanque de distribución
- Caja distribuidora de caudales
- Caja rompe presión
- Detalle de paso aéreo
- Caja para válvulas e hipoclorador
- Conexiones prediales

## **2.2. Diseño del puente vehicular del caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac del municipio de Sololá, Sololá**

El diseño del puente vehicular se hará con base a las normas que rigen el diseño de puentes que son las Normas AASHTO y las Normas para concreto del ACI, el diseño debe ser estructuralmente funcional, brindando seguridad y un acceso idóneo para la comunidad.

### **2.2.1. Sistema estructural**

El diseño del puente vehicular se basa en el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de las especificaciones “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO 2005). La losa se diseñará por medio del método empírico de la AASHTO, las vigas se analizarán por medio de líneas de influencia, los estribos se diseñarán por su propio peso o gravedad.

Diseño: el diseño del puente vehicular se basa en el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de las especificaciones “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO 2005).

Recubrimientos: “según AASHTO 5.12.3 se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 centímetros; para losas en cama superior 5 centímetros, cama inferior 2,5 centímetros; para columnas y vigas 5 centímetros, para zapatas y pilotes 7,5 centímetros”.<sup>4</sup>

---

<sup>4</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.5 176.

Longitud de desarrollo: “según AASHTO 5.11.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20”.<sup>5</sup>

Traslapes: “según AASHTO 5.11.1.2 (DGC 509.080), se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal forma que desarrollen un 125% del fy nominal de la barra y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros”.<sup>6</sup>

Ganchos: “según AASHTO 5.11.2.4 DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados”.<sup>7</sup>

Formaletas: se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.

## **2.2.2. Descripción del proyecto**

Este proyecto tiene como objetivo principal, lograr una vía de acceso vehicular, que permita a los pobladores de la comunidad y de las que se encuentran alrededor, desplazarse a otras aldeas y a la carretera principal que conduce a la cabecera municipal.

---

<sup>5</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. págs. Cap.5 158-276.

<sup>6</sup> *Ibíd.* p. Cap.5 155-276.

<sup>7</sup> *Ibíd.* p. Cap.5 161-276.

Consiste en el diseño de un puente vehicular de 18 metros de luz, compuesto por estribos de concreto ciclópeo, vigas y losas de concreto reforzado.

La vía vehicular tendrá un ancho total de 4,88 metros y una altura de 3,50 metros, desde el lecho del río a las vigas principales, para soportar una carga viva AASHTO H 15-44, el cual agilizará la movilidad en el caserío Santa Rosa. El puente consta de tres partes, las cuales son:

Superestructura: son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas que se aplican. La superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz sobre la que se transportan vehículos, camiones, personas y otros. Se compone de los siguientes elementos:

- Losa
- Banqueta
- Diafragmas
- Barandales
- Vigas principales

Subestructura: es el conjunto de elementos estructurales que transmiten las cargas al suelo y le dan estabilidad a toda la estructura, sus componentes son:

- Estribo
- Viga de apoyo
- Cortina
- Apoyo elastomérico
- Zapata

- Pilotes

Aproches y obras de protección: son unidades que sirven para conectar la carretera al puente, generalmente son rellenos para alcanzar la rasante.

Es necesaria la construcción de las obras de protección, con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación, así como, el colapso de la estructura.

#### **2.2.2.1. Alcance del proyecto**

El diseño del puente vehicular debe considerar los parámetros y especificaciones necesarias, tomar en cuenta datos de relevancia del lugar recabados por medio de los estudios preliminares; relacionar los datos obtenidos por los estudios con las especificaciones, obteniendo así un diseño seguro y apto para su utilización.

#### **2.2.3. Estudios preliminares**

Los estudios preliminares para el diseño de un puente vehicular, constituyen como paso principal para realizar correctamente el proceso detallado del mismo, ya que es a partir de dichos estudios que se pueden tener datos claros y precisos tanto del lugar, como de las condiciones a las cuales se debe adaptar la estructura vehicular, sin provocar riesgos, tanto humanos como en el área financiera.

Es conveniente realizar las siguientes investigaciones:

- Estudio topográfico
- Estudio hidrológico e hidráulico
- Estudio geológico y geotécnico
- Estudio de impacto ambiental
- Estudio de tráfico
- Estudio de vía

#### **2.2.3.1. Estudio topográfico**

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente.

El estudio topográfico de este proyecto consistió en hacer un levantado topográfico de poligonal abierta, además visualizar todos los puntos, aspectos, estructuras existentes y situaciones más relevantes del campo, para luego proyectarlo en un plano topográfico, con el cual se pueden determinar las dimensiones del puente.

Por la importancia y magnitud del proyecto el levantamiento topográfico se realizó con requerimientos de primer orden y consistió en lo siguiente:

- Planimetría

Tiene como finalidad definir la proyección horizontal del puente, es decir, localizarlo dentro de la sección del río, con el propósito de ubicarlo en la posición óptima, dentro de 250 metros, en todos los cuadrantes.

- Altimetría

Con los datos obtenidos en campo se procedió a dibujar, creando el polígono. Curvas de nivel del terreno, las cuales representan el relieve del terreno, estos puntos son llamados puntos de cota redonda. Con cada dato tomado se hizo el trazo del eje central del puente.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- Un teodolito SOKKIA
- Una cinta métrica de 100 metros
- Dos plomadas de 1 libra
- Una estadía
- Estacas de madera
- Un octavo de galón de pintura roja
- Dos libras de clavo de 4 pulgadas

#### **2.2.3.2. Estudio hidrológico e hidráulico**

Sirven para establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias, de igual forma los factores hidráulicos del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos aceptables para las características particulares de la estructura.

- Método racional

Es un método muy utilizado para medir el caudal instantáneo máximo de descarga de una cuenca hidrográfica.



Por lo general, se obtienen mejores resultados con este método, para cuencas menores de 120 hectáreas, pero puede utilizarse para estimar cuencas mucho mayores, aunque con menos precisión, siempre y cuando no pueda aplicarse algún otro método por falta de información o datos para llevar a cabo un cálculo exhaustivo.

La fórmula básica para el método racional es:

$$Q_p = 0,278 * C * i * A$$

Donde:

$Q_p$  = caudal máximo ( $m^3/s$ )

$C$  = coeficiente de escurrimiento

$I$  = intensidad de lluvia, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca ( $mm/h$ )

$A$  = área de la cuenca drenada ( $km^2$ )

Coeficiente de escurrimiento:

Los coeficientes de escurrimiento se asignaron de acuerdo a cada categoría tanto de capacidad como de uso de la tierra, con base a la textura, cobertura vegetal y relieve del terreno.

Por lo tanto, el coeficiente de escurrimiento a utilizar es de 0,4598 debido a ser zonas rurales, con zonas de huertas o cosechas, esto basado en el Manual de Hidráulica, José H. Ferrero.

Datos de la cuenca:

Por medio del mapa brindado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) como se muestra en la figura 5, se pudieron establecer valores de importancia para calcular la crecida máxima, entre los cuales están los siguientes:

Área de la cuenca (A)	= 2,164 km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal (Lc)	= 2 523 m
Pendiente media del cauce (Sc)	= 8,16 %
Elevación media de la cuenca (Em)	= 253,79 m

Figura 5. **Cuenca hidrográfica en estudio**



Fuente: elaboración propia, con base a mapa del IGN.

Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración para cuencas pequeñas puede determinarse basándose en la longitud de viaje y la altura del punto más lejano de la cuenca. Cuando los datos locales no se pueden obtener, el tiempo de concentración en horas, puede ser determinado usando la siguiente expresión:

$$T_c = \frac{\sqrt{A_c} + 1,5L_c}{0,85 \cdot \sqrt{E_m}}$$

$$T_c = \frac{\sqrt{2,164} + 1,5 \cdot (2,523)}{0,85 \cdot \sqrt{253,79}} = 0,388 \text{ hr} \cdot 60 \text{ min} = 23,28 \text{ min}$$

Del tiempo de concentración encontrado anteriormente se deduce que la fórmula racional es aplicable para el cálculo del caudal máximo, ya que  $T_c > 5$  minutos.

Intensidad:

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se buscaron registros históricos de estaciones meteorológicas circundantes a la zona de estudio, de las cuales la estación El Tablón es cercana a la zona en estudio y cuenta con estos registros de intensidades de lluvia desde 1993 al 2010, para los cuales se calculan períodos de duración desde 5 a 360 minutos para intensidades anuales absolutas (milímetros/minuto), haciendo un total de 18 años de registro, los datos obtenidos se presentan en la tabla VII.

Estos datos se ordenaron por cada período de tiempo en orden ascendente y se calculó la probabilidad de ocurrencia llamada también frecuencia, la cual se calcula mediante la expresión siguiente:

$$F = m / (n+1)$$

Donde:

F = probabilidad de ocurrencia

m = posición que ocupa una determinada intensidad

n = número de datos

Entre mayor sea el período de retorno de la tormenta mucho mayor será el valor de la intensidad.

Tabla VII. **Intensidad- frecuencia de precipitación máxima anual en (mm/min)**

No.	F	mm	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1	5,26	817,90	1,130	0,568	0,379	0,284	0,189	0,126	0,095	0,063	0,047	0,038	0,032	0,024	0,016
2	10,52	966,70	1,343	0,671	0,448	0,336	0,224	0,149	0,112	0,075	0,056	0,045	0,037	0,028	0,019
3	15,78	1 049,00	1,457	0,728	0,486	0,364	0,243	0,162	0,121	0,081	0,061	0,049	0,040	0,030	0,020
4	21,05	1 097,20	1,524	0,762	0,508	0,381	0,254	0,169	0,127	0,085	0,063	0,051	0,042	0,032	0,021
5	26,31	1 182,00	1,642	0,821	0,547	0,410	0,274	0,182	0,137	0,091	0,068	0,055	0,046	0,034	0,023
6	31,57	1 228,00	1,706	0,853	0,569	0,426	0,284	0,190	0,142	0,095	0,071	0,057	0,047	0,036	0,024
7	36,84	1 368,80	1,901	0,951	0,634	0,475	0,317	0,211	0,158	0,106	0,079	0,063	0,053	0,040	0,026
8	42,10	1 430,20	1,986	0,993	0,662	0,497	0,331	0,221	0,166	0,110	0,083	0,066	0,055	0,041	0,028
9	47,36	1 446,70	2,009	1,005	0,670	0,502	0,335	0,223	0,167	0,112	0,084	0,067	0,056	0,042	0,028
10	52,63	1 492,40	2,073	1,036	0,691	0,518	0,345	0,230	0,173	0,115	0,086	0,069	0,058	0,043	0,029
11	57,89	1 515,80	2,105	1,053	0,702	0,526	0,351	0,234	0,175	0,117	0,088	0,070	0,058	0,044	0,029
12	63,15	1 530,00	2,125	1,063	0,708	0,531	0,354	0,236	0,177	0,118	0,089	0,071	0,059	0,044	0,030
13	68,42	1 545,80	2,147	1,073	0,716	0,537	0,358	0,239	0,179	0,119	0,089	0,072	0,060	0,045	0,030
14	73,68	1 575,20	2,188	1,094	0,729	0,547	0,365	0,243	0,182	0,122	0,091	0,073	0,061	0,046	0,030
15	78,94	1 592,40	2,212	1,106	0,737	0,553	0,369	0,246	0,184	0,123	0,092	0,074	0,061	0,046	0,031
16	84,21	1 647,60	2,288	1,144	0,763	0,572	0,381	0,254	0,191	0,127	0,095	0,076	0,064	0,048	0,032
17	89,47	1 668,80	2,318	1,159	0,773	0,579	0,386	0,258	0,193	0,129	0,097	0,077	0,064	0,048	0,032
18	94,73	1 827,60	2,538	1,269	0,846	0,635	0,423	0,282	0,212	0,141	0,106	0,085	0,071	0,053	0,035

Fuente: elaboración propia, basada en los datos mensuales del INSIVUMEH.

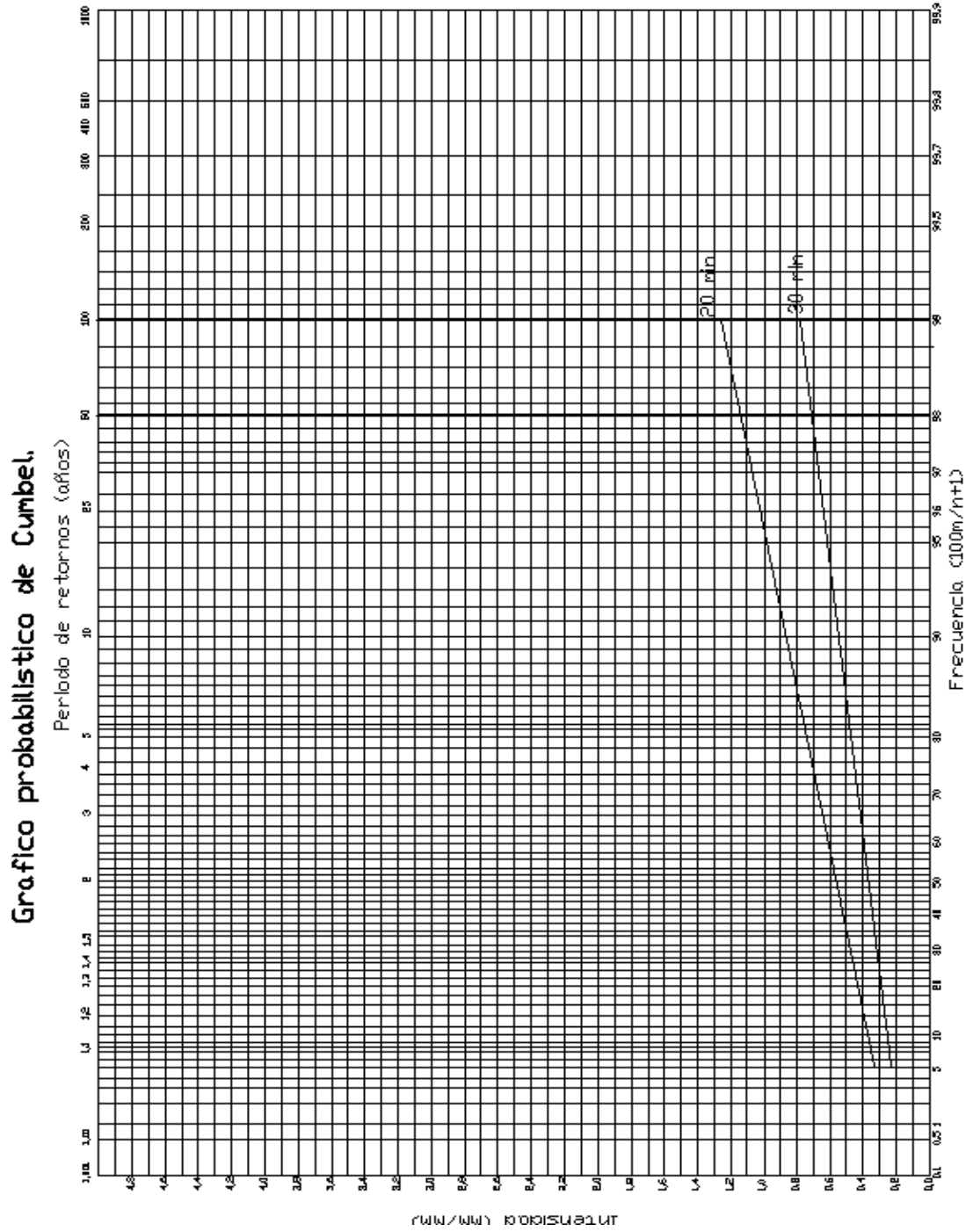
Los datos de la tabla VII, se grafican en el papel probabilístico Gumbel, ubicando en el eje de las abscisas en el costado inferior la frecuencia y en el eje de las ordenadas en el costado superior las intensidades para cada período de duración, de lo cual se obtiene una gran cantidad de puntos, con base a la cual se traza con una línea de tendencia de cada período, para el proyecto sólo de los tiempos de 30 minutos y 20 minutos debido a ser el intervalo en el cual está el tiempo de concentración de 23,28 minutos.

En la parte superior de la figura en el eje de las x se ubica el período de retorno que para el caso es de 100 años, “según la Norma AASHTO 2.6.4.4.2, se debe marcar una línea vertical que se intercepta con las líneas trazadas para los diferentes períodos”,<sup>8</sup> lo cual se muestra en la figura 6.

---

<sup>8</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.2 24-30.

Figura 6. Gráfico probabilístico de Gumbel



Fuente: elaboración propia.

Por medio de la figura 6, se obtiene el valor de la intensidad para el tiempo de concentración de 23,28 minutos, por lo tanto, la  $I=1,20$  milímetros/minuto o  $I=72$  milímetros/hora.

Caudal máximo:

Teniendo cada uno de los datos necesarios, se halla el valor del caudal máximo para una tormenta con período de retorno de 100 años.

$$Q_p = 0,278 * 0,4598 * 72 * 2,164 = 19,92 \frac{m^3}{s}$$

El tirante hidráulico del río en la ubicación del puente se puede hallar por medio de la ecuación de Manning para el flujo de canales abiertos, cuya expresión es la siguiente:

$$Q = \frac{1,49 * A * (Rh)^{\frac{2}{3}} * (Sc)^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Para una sección rectangular, se recomienda que la sección más eficiente hidráulicamente es aquella que puede circunscribirse en la mitad de una circunferencia, con el cual el diámetro resultante sería el doble del tirante hidráulico para la sección de la quebrada, o sea  $h = D/2$ .

$$Q = \frac{1,49 * (\frac{\pi D^2}{4}) * (\frac{D}{4})^{\frac{2}{3}} * (Sc)^{\frac{1}{2}}}{n}$$



Despejando de la fórmula anterior se tiene que D:

$$D = \left( \frac{3,21 * Q * n}{\sqrt{Sc}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Por el tipo de superficie sobre el cauce se tiene el valor de  $n = 0,03$ , sustituyendo todos los valores se obtiene el siguiente resultado:

$$D = \left( \frac{3,21 * 19,92 * 0,03}{\sqrt{0,0816}} \right)^{\frac{3}{8}} = 2,04 \text{ m}$$

Por lo tanto, el tirante hidráulico máximo para una tormenta de período de retorno de 100 años, es de 1,02 metros. Para el proyecto se tomará una altura del nivel del fondo del río hasta las vigas de 3,50 metros, tomando en cuenta que la "AASHTO en la sección 2.6.4.3, requiere como mínimo 2,00 metros libres entre el valor de tirante hidráulico y las vigas, para permitir el paso de árboles o elementos que pudiera arrastrar una tormenta".<sup>9</sup>

### 2.2.3.3. Estudio geológico y geotécnico

Los datos correspondientes a los estudios del suelo son todos aquellos que se obtienen del lugar donde se va a cimentar el puente vehicular, es decir, caracteres generales de los materiales que forman el fondo y los márgenes de la corriente, así como, el corte geológico indicando los materiales del subsuelo y el nivel de las aguas freáticas, carga admisible aproximada que puede soportar cada estrato del subsuelo a partir del ensayo de laboratorio realizado.

---

<sup>9</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.2 23-30.

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, los datos obtenidos se muestran en la tabla VIII, de igual forma se encuentran en el apéndice 1.

Tabla VIII. **Datos obtenidos de ensayo triaxial**

<b>Descripción</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>
Cohesión	C	1,80 t/m <sup>2</sup>
Densidad húmeda	Y <sub>s</sub>	1,50 t/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción	φ	23,8°

Fuente: elaboración propia.

#### **2.2.3.4. Estudio de impacto ambiental**

Para todos los proyectos de puentes y obras especiales según el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), específica en su listado taxativo del Acuerdo Gubernativo 134-2005 que se deben hacer estudios de moderado a alto impacto ambiental potencial, para estos tipos de impactos ambientales son generalmente necesarias evaluaciones de impacto ambiental.

La Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) es un proceso de análisis que pronostica los futuros impactos ambientales negativos y positivos de acciones humanas permitiendo seleccionar las alternativas que maximicen los beneficios y minimicen los impactos deseados. Tiene como propósito fundamental detectar todas las consecuencias significativas, benéficas y adversas de una acción propuesta para que quienes toman decisiones cuenten con elementos científico-técnicos que les apoyen para determinar la mejor opción.

La Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) es un procedimiento jurídico técnico administrativo que tiene por objeto la identificación, predicción e interpretación de los impactos ambientales que los proyectos del puente vehicular y el tramo carretero, produciría al momento de ejecutarlo; así como, la prevención, corrección y valoración de los mismos. Todo ello, con el fin de ser aceptado, modificado o rechazado por parte de las distintas administraciones públicas competentes.

Como principio se debe establecer un equilibrio entre el desarrollo de la actividad humana y el ambiente, sin pretender llegar a ser una figura negativa u obstruccionista, ni un freno al desarrollo, sino un instrumento operativo para impedir sobreexplotación del medio natural y un freno al desarrollismo negativo y anárquico.

Para evaluar el impacto que tendrán los proyectos existen varias metodologías tales como; reuniones con expertos, experiencias recogidas de otros casos similares, sistema de información geográfica (SIG), matrices simples causa efecto, matrices cruzadas, diagramas de flujo, cartografías ambientales, superposición de mapas, redes, cuestionarios generales, modelos matemáticos, físicos, ensayos, pruebas experimentales; el más sencillo y comúnmente utilizado se denomina lista de revisión.

- Vulnerabilidad

Tratamiento de basura y otros desechos:

Dentro de este punto se identifican las actividades que causan acumulación de basura orgánica e inorgánica.

Estos desechos son originados en su mayoría en la elaboración de los alimentos preparados en las zonas aledañas o durante la ejecución por el personal de trabajo y los sobrantes de los mismos.

La acumulación descontrolada de esta clase de desecho podrá causar un foco de contaminación trayendo consigo plagas tales como cucarachas, moscas y ratas a los lugares aledaños al proyecto.

Existen otros lugares que podrán provocar acumulación de basura aunque en menor proporción que el anteriormente mencionado, tales como el área administrativa (en la acumulación de papeles) y los generados por la limpieza de las instalaciones.

En estos estudios se determina la forma de evacuación de dichos desechos, así como, la instalación adecuada que responda a la cantidad de desechos a tratar.

La construcción de estos proyectos trae como consecuencia que crezca la afluencia de personas, compuesta en su mayoría por los visitantes y familiares de los pobladores de las comunidades, lo cual es de beneficio para ellos.

Esta afluencia de transeúntes abrirá la oportunidad por parte de los comerciantes de incrementar la presencia del comercio formal e informal durante la ejecución de los proyectos como posterior a ellos. En relación a la afluencia vehicular podrá agudizar el tráfico, ocasionando mayores dificultades para movilizarse por parte de los vecinos.

Esta afluencia vehicular podrá ser originada por visitantes, familiares y trabajadores administrativos de las entidades ejecutoras y supervisoras de los proyectos, así como, por parte de facilitadores de proyectos ya sea de entidades nacionales como internacionales.

- Riesgos

Para considerar cuáles son los factores más impactantes en el ambiente en la producción del servicio se pueden considerar los siguientes en el medio biofísico.

- Contaminación atmosférica

Debido a que se está haciendo una transformación de bienes, la contaminación atmosférica que se producirá podría decirse que es medianamente significativa en la producción del servicio, porque habrá emanación de gases, contaminación por el ruido, por las características del área en donde serán llevados a cabo.

- Contaminación de las aguas

La degradación de la calidad del agua superficial y propiamente de las corrientes del río debido a la erosión durante la construcción o a la descarga excesiva de contaminantes.

- Deterioro del suelo

Es uno de los factores principales para la ejecución de estos proyectos que sufrirá cambios porque sobre ellos se realizará la construcción, con lo cual se afectará el ciclo de los suelos, es decir, que estos no tendrán vegetación y tampoco se proveerán del agua y otros elementos, por ello, el proceso de alimentación de los mismos ya no será natural.

- Protección y correcto manejo del recurso tierra

El manejo de este recurso puede decirse que se hará efectivamente porque aunque se hará una construcción en la misma se tendrán que reforestar las zonas más afectadas por la tala, pero también en el proyecto del tramo carretero es importante para la estabilización de taludes con características de inestabilidad natural del suelo.

- Medidas de mitigación

Para la construcción de un puente o una carretera, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Las medidas de mitigación como resultado del análisis son:

Debe hacerse a través de construir pequeños rellenos sanitarios para depositar los desechos sólidos generados por los proyectos y los trabajadores, para evitar que sea foco de contaminación a las áreas adyacentes.

El movimiento de tierra realizado por cambio de rasante se debe depositar en una zona adecuada fuera del cauce del río; se debe homogenizar, conformar y compactar; posteriormente, se debe colocar una capa de suelo orgánico.

Para evitar el desperdicio o derrame de concreto en el área del proyecto, se deben preparar solamente las cantidades requeridas para las labores a realizar.

El material proveniente de cortes, que por la distancia a los sitios de rellenos no puedan ser transportados a estos, será dispuesto en los botaderos de desperdicios los cuales se deben elegir evitando la generación de daño en los componentes de flora, que provoque obstrucciones en los drenajes naturales del terreno o perjuicios de erosión en terrenos aledaños a las construcciones.

Los taludes del estribo de entrada y salida se estabilizarán, para evitar erosión y falla en los mismos, que puedan causar turbiedad y contaminación en el agua.

En zonas adyacentes al área donde se construirá el puente no se debe explotar ningún banco de material, ya que modificará el régimen de aguas el cual, en conjunto con el movimiento de materiales, puede afectar notablemente la capacidad y estabilidad de la estructura.

El movimiento de tierra realizado por cambio de rasante se debe depositar en una zona adecuada fuera del cauce del río; se debe homogenizar, conformar y compactar; posteriormente, se debe colocar una capa de suelo orgánico.

#### **2.2.3.5. Estudio de tráfico**

El estudio de tráfico proporciona una estadística de tránsito existente en determinado sector de la carretera.

El conteo de tráfico para tener una estadística real del volumen de tránsito vehicular diario que pasan por un punto predeterminado de acuerdo a la clasificación según su capacidad de carga.

En el caserío se realizó el conteo de tráfico vehicular obteniendo como resultados promedios para un día los valores mostrados en la tabla IX.

Tabla IX. **Conteo vehicular**

<b>TIPO DE VEHÍCULO</b>	<b>No.</b>	<b>%</b>
Liviano	25	64,10
Motos	10	25,64
Pesados	4	10,26
<b>TOTAL</b>	<b>39</b>	<b>100,00</b>

Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto, el vehículo de diseño observado y analizado para dicha vía recomendado por la AASHTO es H 15-44.

#### **2.2.3.6. Estudio trazo de vía**

Define las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente. Para el estudio son fundamentales los datos siguientes:

Ancho de la vía: tomando en cuenta el ancho de la vía según el tipo de vehículo de diseño, que para este caso es un H 15-44 por lo tanto, el ancho de la vía sin cunetas será de 3,05 metros.



Cortes o rellenos necesarios del terreno: son necesarias para alcanzar la altura específica de rodadura que coincida con el puente. Debido a la cota del acceso existente se debe realizar un relleno que alcance la altura total del puente, por lo tanto, el relleno debe alcanzar una altura de 3,50 metros del fondo del cauce a la viga principal.

Pavimento: debido a la infraestructura del caserío y a la inversión realizada por la municipalidad, no se utilizará pavimento sino adoquinado con capa de selecto como base y capa de arena como subbase, el sistema de adoquinado consistirá en llaves, cunetas y bordillos.

#### **2.2.4. Diseño de la superestructura**

Para realizar el diseño de la superestructura se necesitan los siguientes datos:

Sobrecarga	= H 15-44
Ancho de vía	= 3,05 m
Ancho de banqueteta	= 0,91 m
Luz del puente	= 18,00 m
Peso específico del concreto	= 2 400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del asfalto	= 2 100 kg/m <sup>3</sup>
Resistencia del concreto (f'c)	= 210 kg/cm <sup>2</sup> (3 000 psi)
Resistencia del concreto (f'c) en viga y diafragma	=281 kg/cm <sup>2</sup> (4 000 psi)
Resistencia del hierro (Fy)	=2 810 kg/cm <sup>2</sup> (40 000 psi)
Resistencia del hierro (Fy) en vigas	=4 200 kg/cm <sup>2</sup> (60 000 psi)

Nota: “según la especificación AASHTO 4.7.4.1 y 4.7.4.2, describe que no es necesario el análisis sísmico para puentes ubicados en zona sísmica 1, ni para puentes de un solo tramo”.<sup>10</sup>

Nota: “según la especificación AASHTO 3.8.1, describe que no es necesario el análisis para cargas de viento debido a tener una altura menor de 10,00 metros”,<sup>11</sup> además las velocidades de viento son demasiado pequeñas según información del INSIVUMEH en la estación El Tablón.

#### **2.2.4.1. Diseño del parachoque**

Es una estructura de concreto reforzado que sirve para la protección del barandal del puente, se sitúa en la entrada del mismo y es una estructura fuera del puente.

- Dimensionamiento del parachoque

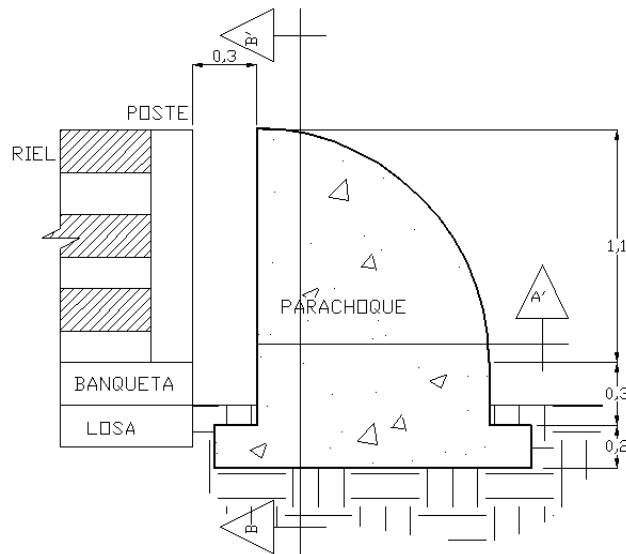
Por ser una estructura de protección a la baranda se debe tomar en cuenta una forma geométrica que cubra las dimensiones tanto de altura y ancho de la baranda, se utilizará una forma geométrica de cuarto de círculo, se dimensionó el parachoque como se muestra en la figura 7.

---

<sup>10</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.3 75-94.

<sup>11</sup> *Ibíd.* p. Cap.3 41-145.

Figura 7. Dimensiones de parachoque



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de fuerzas actuantes

Para el diseño del parachoque se toma el 25% del vehículo de diseño, se chequea que resista al impacto el parachoque y se toma un armado para el área de acero mínimo.

$$FI=0,25*15\ 000\text{kg}=3\ 750\ \text{kg}$$

Para el concreto se halla el área en la cual estará en contacto la fuerza de impacto:

$$\text{Perímetro}=\frac{2\pi*1,10}{4}=172,79\ \text{cm}$$

$$\sigma_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 172,79 * 20 = 725\,718 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el parachoque resiste el impacto y se halla su armado mínimo por medio de la siguiente manera:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2\,810} * 110 * 15 = 8,28 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,27 * 110}{8,28} = 16,87 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el armado será No.4 G40 @ 0,15 metros en ambas direcciones y camas.

#### **2.2.4.2. Diseño de baranda**

La baranda es un sistema de barrera para vehículos resistente al choque y según el tipo que se diseñe brindará protección a peatones, ciclistas, vehículos y combinados. En la AASHTO 13.8, se especifican los parámetros necesarios para diseñar y evaluar la resistencia de las barandas peatonales las cuales son necesarias para el diseño. Su función primordial es la protección de los peatones, soportados por postes y rieles de concreto reforzado.

- Dimensionamiento de riel y poste

“Según la AASHTO 13.8.1 la altura mínima del poste debe ser de 1 060 milímetros, para este caso se empleará una altura de 1 100 milímetros (1,10 metros) y debido a que se usarán tanto elementos horizontales como verticales la abertura o espaciamiento entre rieles debe ser de 150 milímetros en los primeros 685 milímetros de altura; y de 200 milímetros para alturas mayores a los 685 milímetros”.<sup>12</sup>

En la sección 13.7.2 de la AASHTO, se especifican los tipos de ensayos correspondientes a cada uno de los tipos de vehículos, para este caso el tipo de ensayo es TL-2 por ser una zona rural con bajo tráfico vehicular pesado y velocidades reducidas. En la sección A13.1.1 de la AASHTO especifica los valores para diseñar la abertura libre debajo del riel inferior (cb), el retiro de los postes (S) y la máxima abertura entre rieles (C). Para cumplir con todas las especificaciones los postes serán de 0,20 metros \* 0,20 metros, los rieles serán de 0,12 metros \* 0,20 metros.

- Cálculo de fuerzas y momentos en riel

Para los rieles las fuerzas de diseño se especifican en la AASHTO, en la tabla A13.2-1, donde se obtienen los siguientes datos para el ensayo TL-2:

$$F_t = 120\,000 \text{ N} * \frac{1 \text{ kg}}{9,8 \text{ N}} = 12\,244,90 \text{ kg}$$

$$F_L = 40\,000 \text{ N} * \frac{1 \text{ kg}}{9,8 \text{ N}} = 4\,081,63 \text{ kg}$$

---

<sup>12</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.13 11-32.

$$F_v = 20\,000 \text{ N} \cdot \frac{1 \text{ kg}}{9,8 \text{ N}} = 2\,040,82 \text{ kg}$$

$$L_t \text{ y } L_L = 1\,220 \text{ mm}$$

$$L_v = 5\,500 \text{ mm}$$

$$H_e = 510 \text{ mm}$$

Para encontrar los valores de momentos sobre el riel se deben encontrar las fuerzas de forma distribuida sobre el riel, de la siguiente manera:

$$F_t = \frac{12\,244,90 \text{ kg}}{1,22 \text{ m}} = 10\,036,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_L = \frac{4\,081,63 \text{ kg}}{1,22 \text{ m}} = 3\,345,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$F_v = \frac{2\,040,82 \text{ kg}}{5,50 \text{ m}} = 371,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para el diseño se debe conocer la altura efectiva debido a que es la altura en la cual estarán actuando las fuerzas de diseño. "Según la AASHTO A13.2 la altura efectiva se calcula de la siguiente manera:  $H_e = G - \frac{W \cdot B}{2F_t}$ <sup>13</sup>

Donde:

$$G = \text{altura de centro de gravedad del vehículo} = 1,25 \text{ m}$$

$$W = \text{peso del vehículo} = 8\,163,27 \text{ kg}$$

$$B = \text{separación entre los bordes exteriores de las ruedas} = 2,30 \text{ m}$$

Estos valores se especifican en la AASHTO en la tabla 13.7.2-1 los valores para cada tipo de vehículo.

---

<sup>13</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.13 19-32.

$$H_e = 1,25 - \frac{8 \cdot 163,27 \cdot 2,30}{2 \cdot 12 \cdot 244,90} = 0,48 \text{ m}$$

Debido a que el riel trabaja como una viga empotrada se pueden hallar los momentos de las fuerzas  $F_t$  y  $F_v$ , tomando en cuenta las fuerzas distribuidas, los momentos se calculan por medio de la siguiente expresión:

$$M_{\text{orilla}} = \frac{W \cdot L^2}{12}$$

$$M_{\text{centro}} = \frac{W \cdot L^2}{24}$$

Para cada fuerza se obtienen los momentos que se generan sobre el riel como se muestran en la tabla X.

Tabla X. **Momentos sobre el riel**

<b>Fuerzas</b>	<b>Momento de la orilla (kg-cm)</b>	<b>Momento del centro (kg-cm)</b>
$F_t$	188 190,00	94 095,00
$F_v$	6 957,00	3 479,00

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de área de acero para riel

Con los momentos calculados se encuentra el área de acero tomando para el diseño el mayor, para las dos fuerzas se tomará la mayor área de acero resultante, el área se calculará por medio de la siguiente expresión:

$$A_s = \left[ b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * \frac{0,85 * f'_c}{F_y}$$

Donde:

b = ancho del riel

d = espesor del riel – recubrimiento

M = momento

F<sub>y</sub> = límite de fluencia del acero = 2 810 kg/cm<sup>2</sup>

F'c = resistencia del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Para la fuerza F<sub>t</sub>: b= 12 cm, d= 17,5 cm, M= 188 190 kg-cm

Para la fuerza F<sub>v</sub>: b= 20 cm, d= 9,5 cm, M= 94 095 kg-cm

Entonces el área de acero sería como se muestra en la tabla XI.

Tabla XI. **Área de acero para riel**

Fuerzas	Área de acero (cm <sup>2</sup> )
F <sub>t</sub>	5,02
F <sub>v</sub>	0,17

Fuente: elaboración propia.

Entonces se toma el área de acero de 5,02 centímetros cuadrados, por lo tanto, el armado del riel será de 3 No. 5 G40 corridas, con eslabones No. 3 @ 20 centímetros.



- Cálculo de fuerzas y momentos en poste

El poste trabaja tanto a compresión como flexión debido a las fuerzas que interactúan en él. Las fuerzas actuantes sobre el poste son las fuerzas  $F_t$ ,  $F_v$  y  $F_l$ , tomando en cuenta también la sobrecarga de diseño que especifica la AASHTO 13.8.2, donde se especifica una sobrecarga en Newton de:  $P_{LL} = 890 + 0,73L$  (separación de postes en milímetros).

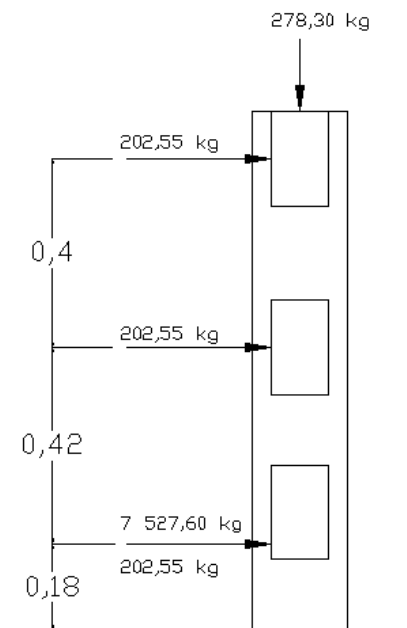
$$P_{LL} = 890 + (0,73 * 1\ 500) = 1\ 985\ \text{N} * \frac{1\ \text{kg}}{9,8\ \text{N}} = 202,55\ \text{kg}$$

Para el poste las fuerzas  $F_t$  y  $F_v$  se deberán calcular sólo para el tramo de 1,50 metros debido a que es la separación de los postes y distribuida la mitad para cada poste y aplicadas como se muestran en la figura 8.

$$F_t = 10\ 036,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,5\text{m} = \frac{15\ 055,20\ \text{kg}}{2} = 7\ 527,60\ \text{kg}$$

$$F_v = 371,06 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,5\text{m} = \frac{556,59\ \text{kg}}{2} = 278,30\ \text{kg}$$

Figura 8. Cargas y punto de aplicación para diseño de poste



Fuente: elaboración propia.

Compresión:

Se comprobará la resistencia del poste a la compresión, esto producido por la carga FL y por la sobrecarga. Para la carga FL se debe tomar sólo la mitad, debido a que esta carga es aplicada en el riel.

$$F_v = 278,30 \text{ kg}$$

Entonces el esfuerzo de compresión es el siguiente:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{2\,509,20 \text{ kg} + 202,55 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 6,78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El poste resiste a compresión debido a que la resistencia del concreto es de 210 kilogramos por cada centímetro cuadrado y es mayor que el esfuerzo actuante sobre el poste.

Flexión:

Por lo tanto, el máximo momento que debe soportar el poste debe ser la suma de cada uno de los momentos producidos por las cargas puntuales.

$$M_u = (7\,527,60 \text{ kg} \cdot 18,33 \text{ cm}) + (202,55 \text{ kg} \cdot 18,33 \text{ cm}) + (202,55 \text{ kg} \cdot 60 \text{ cm}) + (202,55 \text{ kg} \cdot 100 \text{ cm}) = 174\,101,65 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 1\,741,02 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de área de acero para poste

Con el momento último calculado se encuentra el área de acero por medio de la siguiente expresión:

$$A_s = \left[ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{F_y}$$

Donde:

$$b = \text{ancho del poste} = 20 \text{ cm}$$

$$d = \text{espesor del poste} - \text{recubrimiento} = 17,5 \text{ cm}$$

$$M = \text{momento último} = 1741,02 \text{ kg-m}$$

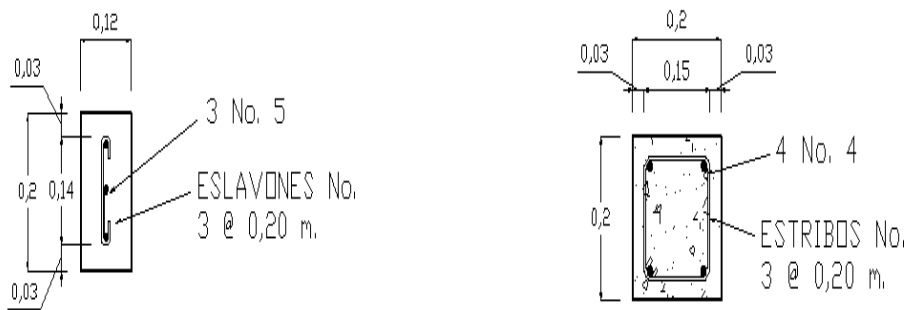
$$F_y = \text{límite de fluencia del acero} = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s=4,74 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el armado del poste serán 4 No. 4 corridos con estribos No. 3 @ 20 centímetros. En la figura 9 se muestra el armado del riel y el poste.

Figura 9. Armado de poste y riel



DETALLE DE RIEL

ESCALA: 1/10

DETALLE DE POSTE

ESCALA: 1/10

Fuente: elaboración propia.

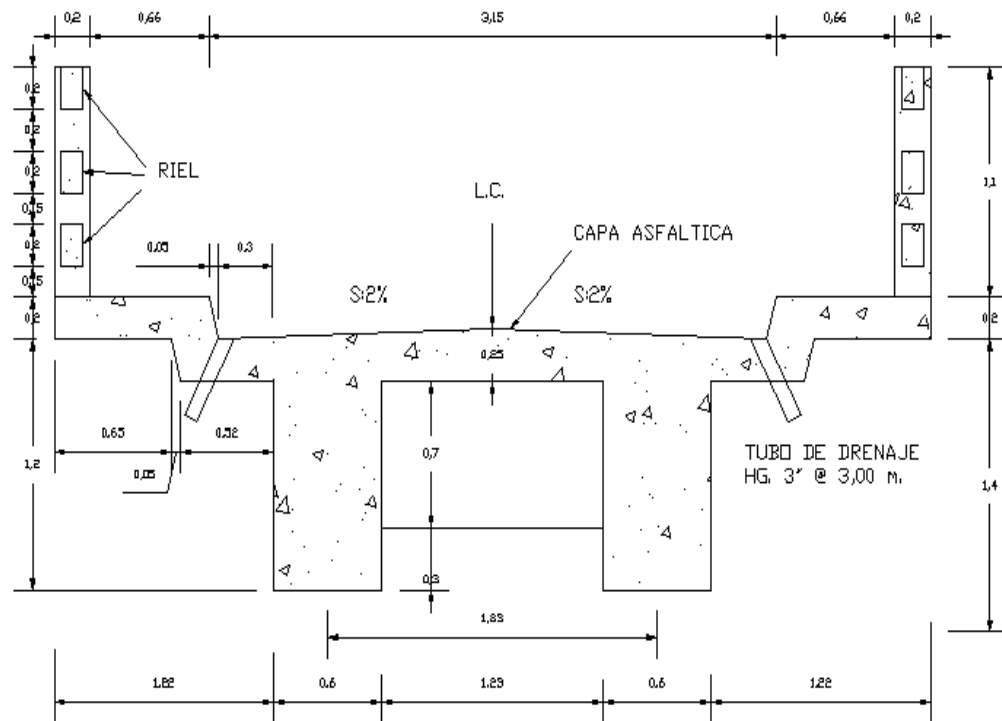
### 2.2.4.3. Diseño de la losa

El diseño de la losa se hará con base al método empírico de la AASHTO en la sección 9.7, en la cual se describen espesores mínimos, recubrimientos, armaduras y otros elementos.

- Dimensionamiento de espesor de losa

“Según las especificaciones de la AASHTO 9.7.1.1, el espesor mínimo es de 175 milímetros”;<sup>14</sup> en este proyecto se seleccionó un espesor (t) de 200 milímetros (20 centímetros). El recubrimiento “según especificaciones de la AASHTO tabla 5.12.3-1, por ser losa hormigonada *in situ*, para la cama superior será de 50 milímetros, para la cama inferior será de 25 milímetros”.<sup>15</sup> En la figura 10 se muestra la forma de la superestructura.

Figura 10. Geometría de superestructura



Fuente: elaboración propia.

<sup>14</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.9 8-47.

<sup>15</sup> *Ibíd.* p. Cap.5 177-246.

- Cálculo de franjas equivalentes para momentos positivos y negativos

El ancho de la franja equivalente del tablero tanto para momentos positivos y momentos negativos, se deben hacer según especificaciones de la AASHTO, conforme a la tabla 4.6.2.1.3-1, por ser tableros construidos *in situ*.

Para la franja equivalente de momentos positivos y negativos se tiene la siguiente expresión:

$$+M=660+0,55S$$

$$-M=1\ 220+0,25S$$

Donde:

+M = momento positivo

-M = momento negativo

S = longitud efectiva

La longitud efectiva “según especificaciones de la AASHTO 9.7.2.3, por ser losas monolíticas con vigas, se tomará como la separación entre eje y eje, esto es la separación entre viga y viga, de 1,83 metros (6 pies)”.<sup>16</sup>

$$+M=660+0,55*1\ 830\ \text{mm}=1\ 667\ \text{mm}$$

$$-M=1\ 220+0,25*1\ 830\ \text{mm}=1\ 678\ \text{mm}$$

---

<sup>16</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.9 11-47.

- Cálculo de área de acero mínimo para cama superior e inferior

“Según especificaciones de la AASHTO 9.7.2.5, debe haber cuatro capas de armaduras isótropas, la mínima cantidad de armadura ( $A_{s\text{mín}}$ ) será de 0,57 milímetros cuadrados de acero por cada milímetro de longitud para cada capa inferior y de 0,38 milímetros cuadrados de acero por cada milímetro de longitud para cada capa superior”.<sup>17</sup> En las barras de acero en cada capa inferior y superior no está permitido soldarlas.

Capa inferior:

$$A_{s\text{mín}} = 0,57 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\ 667\ \text{mm} = 950,19\ \text{mm}^2 * \frac{100\ \text{cm}^2}{\text{mm}^2} = 9,50\ \text{cm}^2$$

Capa superior:

$$A_{s\text{mín}} = 0,38 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\ 678\ \text{mm} = 637,40\ \text{mm}^2 * \frac{100\ \text{cm}^2}{\text{mm}^2} = 6,37\ \text{cm}^2$$

- Integración de cargas actuantes sobre la losa

Carga de elementos y accesorios (DC):

$$W\ \text{losa} = W\ \text{concreto} * t * s * b = 2\ 400 * 0,20 * 1,68 * 4,88 = 3\ 935\ \text{kg}$$

$$W\ \text{riel} = W\ \text{concreto} * t * b * h * \# = 0,12 * 0,20 * 2\ 400 * 1,50 * 6 = 519\ \text{kg}$$

$$W\ \text{poste} = W\ \text{concreto} * t * b * h * \# = 0,20 * 0,20 * 2\ 400 * 1,15 * 2 = 221\ \text{kg}$$

$$DC = 3\ 935\ \text{kg} + 519\ \text{kg} + 221\ \text{kg} = 4\ 675\ \text{kg}$$

---

<sup>17</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.9 13-47.

Carga de superficie de rodamiento (DW):

$$W_{\text{asfalto}} = W_{\text{asfalto}} * t * b = 2\,300 * 0,05 * 3,05 * 1,68 = 589 \text{ kg}$$

Sobrecarga vehicular (LI):

Para la sobrecarga vehicular se toma el peso del vehículo en el eje más pesado que es el trasero, el peso de un H 15-44.

$$LI = 15\,000 \text{ kg} * 0,8 = 12\,000 \text{ kg} \text{ (carga en el eje más pesado)}$$

Sobrecarga peatonal (PI):

Para la sobrecarga peatonal se tiene un peso de 418 kilogramos por metro en una región de longitud efectiva y las banquetas que son de ancho de 0,91 metros (3 pies).

$$PI = W_{\text{peatonal}} * b * l * \# = 418 * 1,68 * 0,91 * 2 = 1\,278 \text{ kg}$$

Factores de cargas y combinaciones de carga:

Para la integración de cargas, se hará por medio de factores y combinaciones de carga “según especificaciones de la AASHTO 3.4.1, tomando en cuenta la resistencia del puente, en este caso el puente es resistencia 1.” Por ser un uso vehicular normal, sin viento. La carga se calculará con la siguiente expresión:  $Q = \sum Q_i * \gamma_i * n_i$ <sup>18</sup>

---

<sup>18</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.3 10-145.



Donde:

$Q_i$  = solicitaciones de las cargas

$\gamma_i$  = factores de carga

$n_i$  = modificador de las cargas

Modificador de las cargas:

“Según las especificaciones de la AASHTO 1.3.2.1-2, el modificador de carga es un factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa, se tomará para situaciones en las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado y se calculará por la siguiente expresión:  $n_i = n_D * n_R * n_I$ ”<sup>19</sup>

Donde:

$n_D$  = factor relacionado con la ductilidad  $\geq 1,05$  (AASHTO 1.3.3)

$n_R$  = factor relacionado con la redundancia  $\geq 1,05$  (AASHTO 1.3.4)

$n_I$  = factor relacionado con la importancia operativa = 1 (AASHTO 1.3.5)

El factor de ductilidad será de 1,05 debido a considerarse elementos y conexiones no dúctiles, el factor de redundancia será de 1,05 debido a considerarse elementos no redundantes, el factor de importancia operativa será de 1 por considerarse como un puente típico.

$$n_i = 1,05 * 1,05 * 1,0 = 1,1025$$

---

<sup>19</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.1 4-8.

El valor de factores de carga será de 1,75, por ser el puente de resistencia 1, aplicada para las cargas PI y LI. Para las cargas DC será de 1,25 y para las cargas DW será de 1,50.

Integrando cargas:

$$Q_{DC} = 1,25 * 1,1025 * 4\ 675\ \text{kg} = 6\ 442,73\ \text{kg}$$

$$Q_{DW} = 1,50 * 1,1025 * 589\ \text{kg} = 974,05\ \text{kg}$$

$$Q_{PI} = 1,75 * 1,1025 * 1\ 278\ \text{kg} = 2\ 465,74\ \text{kg}$$

$$Q_{LI} = 1,75 * 1,1025 * 12\ 000\ \text{kg} = 23\ 152,50\ \text{kg}$$

$$Q = 6\ 442,73\ \text{kg} + 974,05\ \text{kg} + 2\ 465,74\ \text{kg} + 23\ 152,50 = 33\ 035,02\ \text{kg}$$

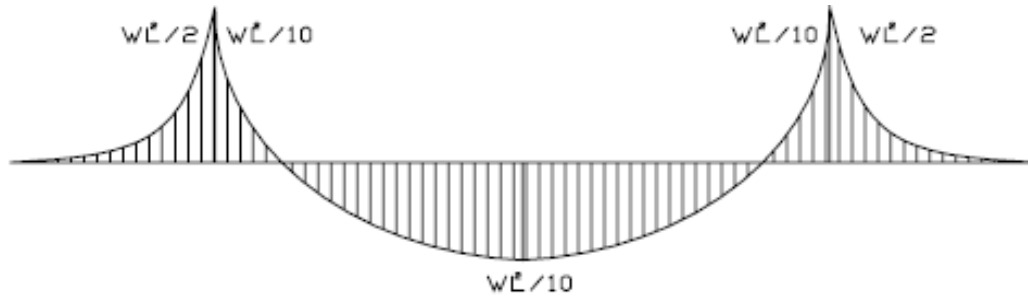
Debido a la necesidad para calcular los momentos, la carga total se convierte en carga distribuida, por lo tanto:

$$Q = \frac{33\ 035,02\ \text{kg}}{4,88\ \text{m}} = 6\ 769,47\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Cálculo de cortantes y de momentos en losa

Los momentos se analizarán con la carga distribuida (Q) para conocer el valor máximo sobre la losa, se usará la carga distribuida por ser una combinación de carga muerta y viva. Con el máximo momento obtenido se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo, se calculará como se muestra en la figura 11.

Figura 11. Diagrama de momentos



Fuente: elaboración propia.

Momento debido a carga distribuida:

$$M_u = \frac{Q \cdot S^2}{10} \quad \text{o}; \quad M_u = \frac{Q \cdot L^2}{2}$$

Q = carga distribuida = 6 770 kg/m

S = distancia entre vigas a ejes (m) = 1,8293 m

L = longitud del voladizo (m) = 1,5243 m

$$M_u = \frac{6\,770 \cdot 1,8293^2}{10} = 2\,265,47 \text{ kg-m}$$

$$M_u = \frac{6\,770 \cdot 1,5243^2}{2} = 7\,865,01 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor,  $M_u = 7\,865,01 \text{ kg-m}$

- Cálculo de área de acero en losa, cama interior armadura principal y secundaria

Cálculo de área de acero armadura principal:

Según la AASHTO la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto, por lo que el refuerzo principal es perpendicular al tránsito vehicular.

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se aplica la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{F_y}$$

Donde:

$b$  = ancho de la losa, longitud efectiva = 167,80 cm

$d$  = espesor de losa – recubrimiento = 17,50 cm

$M_u$  = momento último = 7 865,01 kg-m

$F_y$  = límite de fluencia del acero = 2 810 kg/cm<sup>2</sup>

$F'_c$  = resistencia del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup>

$$A_s = \left[ 167,80 \cdot 17,50 - \sqrt{(167,80 \cdot 17,50)^2 - \frac{7\,865,01 \cdot 167,50}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810}$$

$$A_s = 18,71 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s_{\min}}$ ) se aplica la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 167,80 * 17,50 = 14,73 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s > A_{s_{\min}}$ ; entonces se utiliza  $A_s = 18,71 \text{ cm}^2$

Se calcula la separación de cada varilla en el tramo de 166,70 centímetros tomando en cuenta varillas No. 5 para el armado.

$$s = \frac{A_{\text{var}} * b}{A_s}$$

Donde:

$A_s$  = área de acero requerido

$A_{\text{var}}$  = área de la varilla a utilizar

$B$  = ancho de longitud efectiva

$S$  = espaciamiento

$$s = \frac{1,99 * 166,70}{18,71} = 17,73 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 G40 @ 0,15 metros, refuerzo principal cama inferior.

- Cálculo del área de acero armadura secundaria

“Según especificaciones de la AASHTO 9.7.3.2, la armadura secundaria en la parte inferior se calculará como un porcentaje de la armadura principal, con la siguiente expresión:  $As = \frac{3\,840,20}{\sqrt{S}}$

Entonces:

$$As = \frac{3\,840}{\sqrt{4\,878,05}} = 54,98\%$$

Por lo tanto, el área de acero de la armadura secundaria para el tramo de 167,80 centímetros es de:

$$As = 18,71 * 54,98\% = 10,28 \text{ cm}^2$$

Para todo el tramo de 487,805 centímetros se calcula la cantidad de tramos de 167,80 centímetros en los 487,805 centímetros.

$$As = \frac{487,805}{166,70} * 10,28 = 30,08 \text{ cm}^2$$

Se calcula la separación de cada varilla en el tramo de 487,805 centímetros tomando en cuenta varillas No. 5 para el armado.

$$s = \frac{1,99 * 487,805}{30,08} = 32,27 \text{ cm}$$

---

<sup>20</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.9 15-47.

Utilizar varillas No. 5 G40 @ 0,30 metros en refuerzo secundario cama inferior.

- Cálculo de área de acero en losa, cama superior armadura principal y secundaria

Para el cálculo de la cama superior se hará “según especificaciones de la AASHTO tabla A4-1, en la cual se especifica su utilización para el caso de tener vigas paralelas”.<sup>21</sup>

Estos momentos tienen factores múltiples y cargas dinámicas por lo cual no se deben utilizar factores de cargas ni combinaciones. Si “S” es la separación entre vigas, el valor será de 1 830 milímetros.

Debido a la falta de este valor en la tabla se utilizan los valores próximos y se interpolan para saber el valor del momento en  $S = 1\ 830$  milímetros. Para la utilización de la tabla se debe predimensionar la viga, para esto el alto de la viga deber ser  $0,065 * Luz$ , por ser vigas de hormigón y tramos continuos.

$$H_{viga} = 0,065 * 18\ m = 1,17\ m \text{ o sea de } 1,20\ m \text{ de altura}$$

$$b_{viga} = H/2 = 1,20\ m / 2 = 0,60\ m$$

La distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño es de  $b/2$  o sea  $0,60\ metros/2 = 0,30\ metros$  o 300 milímetros. Con estos datos se obtienen los datos de la tabla para interpolar y conocer el valor del momento último, interpolando:

---

<sup>21</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.4 94-94.

S (mm)	M <sub>u</sub> (N*mm/mm)
1 800	10 440
1 830	x
1 900	11 130

$$x=10\,440+\frac{(1\,830-1\,800)*(11\,130-10\,440)}{(1\,900-1\,800)}=10\,647,00\text{ N}\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$M_u=10\,647\text{ N}\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

Se convierten las dimensionales del momento último para calcular el área de acero.

$$M_u=10\,647\frac{\text{N}\cdot\text{mm}}{\text{mm}}*\frac{4\,878\text{ mm}}{9,8\text{ N}}*\frac{\text{m}}{1\,000\text{ mm}}=5\,299,598\text{ kg}\cdot\text{m}$$

Se calcula el área de acero por medio de la siguiente expresión:

$$A_s=\left[b*d-\sqrt{(b*d)^2-\frac{M_u*b}{0,003825*f_c}}\right]*\frac{0,85*f_c}{F_y}$$

$$A_s=\left[167,80*17,50-\sqrt{(167,80*17,50)^2-\frac{5\,299,598*167,50}{0,003825*210}}\right]*\frac{0,85*210}{2\,810}$$

$$A_s=12,36\text{ cm}^2$$



El área de acero mínimo ( $A_{s_{\min}}$ ) calculado anteriormente es de 14,73 centímetros cuadrados, como  $A_s < A_{s_{\min}}$ ; entonces se utiliza  $A_{s_{\min}} = 14,73$  centímetros cuadrados. Se calcula la separación de cada varilla en el tramo de 167,80 centímetros tomando en cuenta varillas No. 4 para el armado.

$$s = \frac{A_{\text{var}} * b}{A_s}$$

$$s = \frac{1,99 * 167,80}{14,73} = 22,66 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 G40 @ 0,20 metros, refuerzo principal cama inferior.

Cálculo del área de acero armadura secundaria:

$$A_s = 3840 / \sqrt{S}$$

$$A_s = \frac{3840}{\sqrt{4878,05}} = 54,98\%$$

Por lo tanto el área de acero de la armadura secundaria para el tramo de 167,80 centímetros es de:

$$A_s = 14,73 * 54,98\% = 8,09 \text{ cm}^2$$

Para todo el tramo de 487,805 centímetros se calcula la cantidad de tramos de 167,80 centímetros en los 487,805 centímetros.

$$A_s = \frac{487,805}{167,80} * 8,09 = 23,54 \text{ cm}^2$$

Se calcula la separación de cada varilla en el tramo de 487,805 centímetros tomando en cuenta varillas No. 5 para el armado.

$$s = \frac{1,99 \cdot 487,805}{23,54} = 41,23 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 G40 @ 0,40 metros, refuerzo secundario cama inferior.

- Armado de la losa cama superior e inferior

Nota: el puente a realizar es un puente esviado debido a que el eje longitudinal del puente y el eje longitudinal del río, forman un ángulo diferente de 90 grados centígrados; en este caso es de 102 grados centígrados, por lo tanto, tiene un ángulo de oblicuidad de 12 grados centígrados, “según la especificación AASHTO en la sección 9.7.1.3 se describe que la losa de un puente desviado no necesita un análisis y refuerzo secundario si el ángulo de oblicuidad es menor a 25 grados centígrados”,<sup>22</sup> pero si es necesario colocar bastones en el área de oblicuidad; ver plano 4/6 de diseño de puente vehicular.

El armado de la losa en la cama inferior es de la siguiente manera:

Armado longitudinal: No. 5 @ 0,30 m

Armado transversal: No. 5 @ 0,15 m

---

<sup>22</sup> American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. p. Cap.9 9-47.

El armado de la losa en la cama superior es de la siguiente manera:

Armado longitudinal: No. 5 @ 0,40 m

Armado transversal: No. 5 @ 0,20 m

El armado de la losa en la zona de esviaje es de la siguiente manera:

Cama inferior armado longitudinal: bastones No. 5 @ 0,30 m

Cama inferior armado transversal: bastones No. 5 @ 0,15 m

Cama superior armado longitudinal: bastones No. 5 @ 0,40 m

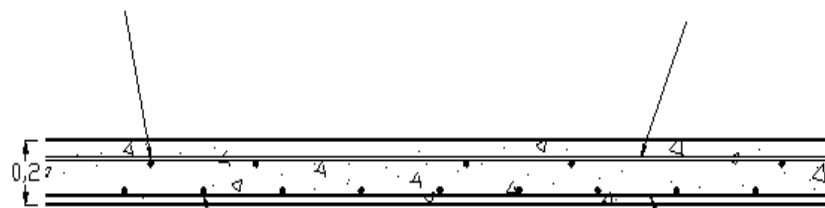
Cama superior armado transversal: bastones No. 5 @ 0,20 m

El armado de la losa es como se muestra en la figura 12.

Figura 12. **Armado de losa**

REFUERZO LONGITUDINAL  
No. 5 @ 0,40 m.

REFUERZO TRANSVERSAL  
No. 5 @ 0,20 m.



REFUERZO LONGITUDINAL  
No. 5 @ 0,30 m.

REFUERZO TRANSVERSAL  
No. 5 @ 0,15 m.

Fuente: elaboración propia.

#### 2.2.4.4. Diseño de viga

Las vigas principales son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que estas transmiten cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

El espaciamiento entre vigas será de 6 pies (1,83 metros) por ser de una vía. Para el diseño de este proyecto se contará con dos vigas principales con iguales dimensiones para la superestructura del puente, la sección de las vigas se obtuvo anteriormente con base a la luz del puente. Para el análisis de las vigas se toma en cuenta el peso propio de la estructura y el análisis del vehículo de diseño por medio de líneas de influencia.

- Dimensionamiento de vigas

Para la altura de la viga predimensionada anteriormente es de  $H_{viga} = 1,20$  metros por lo tanto, la base sería de la siguiente manera:

$$b_{viga} = \frac{H_{viga}}{2} = \frac{1,20}{2} = 0,60 \text{ m}$$

- Dimensionamiento de diafragmas interiores y exteriores

Los diafragmas exteriores se colocan a cada extremo de los puentes, los diafragmas interiores se colocan a una separación no mayor de 8 000 milímetros, el dimensionamiento de diafragmas interiores y exteriores se harán con base a las dimensiones de la viga.

La altura del diafragma interno se aconseja que sea de  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 centímetros. La altura del diafragma externo se aconseja que sea de  $\frac{3}{4}$  de la altura de las vigas y un ancho de  $\frac{2}{5} \cdot H$  del diafragma externo.

Diafragmas interiores:

$$H = \frac{3}{4} \cdot (1,20) = 0,90 \text{ m}$$

$$b = \frac{2}{5} \cdot (0,90) = 0,36 \text{ m} \cong 0,40 \text{ m}$$

Diafragmas exteriores:

$$H = \frac{1}{2} \cdot (1,20) = 0,60 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

- Integración de cargas actuantes sobre la viga

Para la integración de cargas se toma en cuenta la carga de la losa con factores y combinaciones de carga, tomando en cuenta la integración de los diafragmas interiores y exteriores, así como, las vigas. De igual forma es preciso indicar que los valores de sobrecarga vehicular no se tomarán en cuenta en la carga de la losa debido a que esta se tomará en cuenta como carga en movimiento para las líneas de influencia en la viga.

Carga muerta de la losa:

$$Q = \frac{9\,882,52 \text{ kg}}{2} * \frac{18 \text{ m}}{1,68 \text{ m}} = 52\,942,07 \text{ kg}$$

Carga muerta de diafragmas:

$$W_{di} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,90 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 0,915 \text{ m} \right) = 790,24 \text{ kg}$$

$$W_{de} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,60 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 0,915 \text{ m} \right) = 395,28 \text{ kg}$$

Carga muerta de viga:

$$W_v = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1,20 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 18 \text{ m} \right) = 31\,104 \text{ kg}$$

Se suman las cargas muertas de diafragmas interiores y exteriores, viga principal para aplicar los factores y combinaciones de cargas.

$$Q = 790,24 \text{ kg} + 395,28 \text{ kg} + 31\,104 \text{ kg} = 32\,289,52 \text{ kg}$$

$$Q = 32\,289,52 \text{ kg} * 1,25 * 1,1025 = 44\,498,99 \text{ kg}$$

Sumando la carga de la losa y convirtiéndola en una carga distribuida, se obtiene lo siguiente:

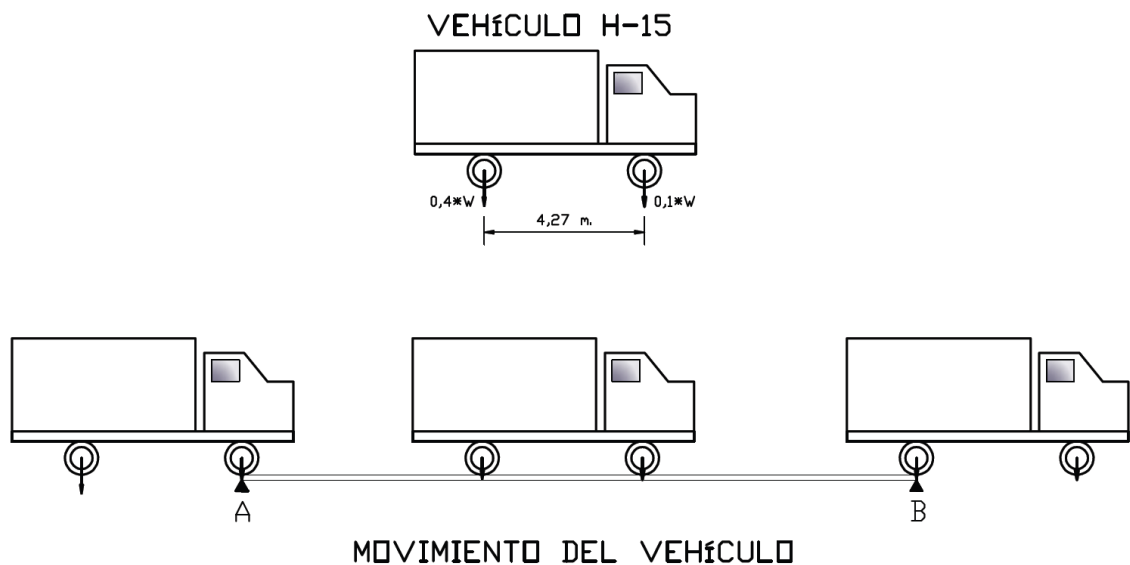
$$Q = 44\,498,99 \text{ kg} + 52\,942,07 \text{ kg} = \frac{97\,441,061 \text{ kg}}{18 \text{ m}} = 54\,13,39 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Líneas de influencia en viga

Para conocer los cortantes máximos y momentos últimos que actúan sobre la viga, se analizará la viga por medio de líneas de influencia por las cuales se puede observar cómo trabaja la viga, a lo largo de la cual el vehículo de diseño (H 15-44) se mueve por todo el puente.

Lo descrito anteriormente se muestra en la figura 13 (sólo se toma en cuenta un vehículo a la vez por el número de vehículos obtenidos por el estudio de tráfico vehicular), debido a que se tomo en cuenta sólo una viga para el diseño se tomará en cuenta sólo la mitad de la carga en cada eje del vehículo de diseño.

Figura 13. Vehículo de diseño y línea de influencia



Fuente: elaboración propia.

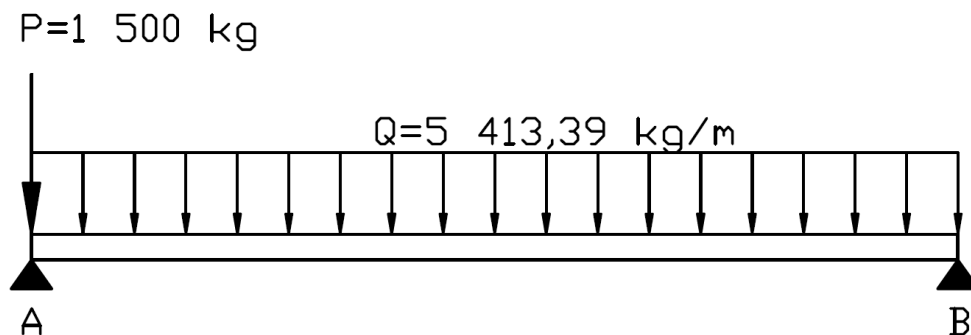
- Cálculo de momentos máximos y áreas de acero

Las cargas que interactúan sobre el puente son: la carga distribuida calculada de  $Q= 5\,413,39$  kilogramos/metros y las cargas puntuales de  $1\,500$  kilogramos del eje delantero y  $6\,000$  kilogramos del eje trasero, las cuales se mueven por el puente.

Para el cálculo de momentos en cada tramo del puente se hará por medio del método de áreas, tomando en cuenta la elasticidad ( $E$ ) y la inercia ( $I$ ) como constantes.

En la figura 14 se muestran las cargas que actúan sobre la viga en cuanto la llanta delantera del vehículo está en la posición de  $0$  metros.

Figura 14. **Cálculo de cortante y momentos para el puente en  $0$  m**



Fuente: elaboración propia.

Al calcular las reacciones se hará por sumatorias de momentos y fuerzas verticales, con las cargas que se muestran en la figura 14, obteniendo lo siguiente:



Sumatoria de momentos:

$$\sum M_A = 0 = (R_B * Luz) - (P * d) + (Q * Luz * \frac{Luz}{2})$$
$$0 = (R_B * 18m) - (P * 0) - (5\,413,39 \frac{kg}{m} * 18m * \frac{18m}{2})$$
$$R_B = \left( \frac{87\,696,18}{18} \right) = 48\,720,51 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas verticales:

$$\sum F_v = 0 = R_A + R_B - P - (Q * Luz)$$
$$0 = R_A + 48\,720,51 \text{ kg} - 1\,500 \text{ kg} - (5\,413,39 \text{ kg/m} * 18 \text{ m})$$
$$R_A = 50\,220,51 \text{ kg}$$

Los cortantes de cada tramo son:

$$V_0 = 50\,220,51 - 1\,500 = 48\,720,51 \text{ kg}$$

Debido a ser el inicial se usará el cortante de 0 para obtener los otros cortantes.

$$V_1 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 1) = 43\,307,12 \text{ kg}$$

$$V_2 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 2) = 37\,893,73 \text{ kg}$$

$$V_3 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 3) = 32\,480,34 \text{ kg}$$

$$V_4 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 4) = 27\,066,95 \text{ kg}$$

$$V_5 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 5) = 21\,653,56 \text{ kg}$$

$$V_6 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 6) = 16\,240,17 \text{ kg}$$

$$V_7 = 48\,720,51 - (5\,413,39 * 7) = 10\,826,78 \text{ kg}$$

$$V_8=48\,720,51-(5\,413,39*8)=5\,413,39\text{ kg}$$

$$V_9=48\,720,51-(5\,413,39*9)=0\text{ kg}$$

$$V_{10}=48\,720,51-(5\,413,39*10)=-5\,413,39\text{ kg}$$

$$V_{11}=48\,720,51-(5\,413,39*11)=-10\,826,78\text{ kg}$$

$$V_{12}=48\,720,51-(5\,413,39*12)=-16\,240,17\text{ kg}$$

$$V_{13}=48\,720,51-(5\,413,39*13)=-21\,653,56\text{ kg}$$

$$V_{14}=48\,720,51-(5\,413,39*14)=-27\,066,95\text{ kg}$$

$$V_{15}=48\,720,51-(5\,413,39*15)=-32\,480,34\text{ kg}$$

$$V_{16}=48\,720,51-(5\,413,39*16)=-37\,893,73\text{ kg}$$

$$V_{17}=48\,720,51-(5\,413,39*17)=-43\,307,12\text{ kg}$$

$$V_{18}=48\,720,51-(5\,413,39*18)=-48\,720,51\text{ kg}=R_B$$

Calculando los momentos (kg/m) para cada metro lineal del puente con los cortantes a cada metro, se obtiene lo siguiente:

$$M_0=0$$

$$M_1=\left(\frac{(48\,720,51-43\,307,12)*1}{2}\right)+(43\,307,12*1)+0=46\,013,81$$

$$M_2=\left(\frac{(43\,307,12-37\,893,73)*1}{2}\right)+(37\,893,73*1)+46\,013,81=86\,614,24$$

$$M_3=\left(\frac{(37\,893,73-32\,480,34)*1}{2}\right)+(32\,480,34*1)+86\,614,24=121\,801,28$$

$$M_4=\left(\frac{(32\,480,34-27\,066,95)*1}{2}\right)+(27\,066,95*1)+121\,801,28=151\,574,92$$

$$M_5=\left(\frac{(27\,066,95-21\,653,56)*1}{2}\right)+(21\,653,56*1)+151\,574,92=175\,935,18$$

$$M_6=\left(\frac{(21\,653,56-16\,240,17)*1}{2}\right)+(16\,240,17*1)+175\,935,18=194\,882,04$$

$$M_7=\left(\frac{(16\,240,17-10\,826,78)*1}{2}\right)+(10\,826,78*1)+194\,882,04=208\,415,52$$

$$M_8 = \left( \frac{(10\,826,78 - 5\,413,39) * 1}{2} \right) + (5\,413,39 * 1) + 208\,4415,52 = 216\,535,60$$

$$M_9 = \left( \frac{(5\,413,39 - 0) * 1}{2} \right) + (0 * 1) + 216\,535,60 = 219\,242,30$$

Se puede observar en el diagrama de corte que son iguales las áreas bajo la curva (una positiva y otra negativa), por lo tanto, los momentos son iguales del centro hacia las orillas del puente.

$$M_{10} = M_8 = 216\,535,60$$

$$M_{11} = M_7 = 208\,4415,52$$

$$M_{12} = M_6 = 194\,882,04$$

$$M_{13} = M_5 = 175\,935,18$$

$$M_{14} = M_4 = 151\,574,92$$

$$M_{15} = M_3 = 121\,801,28$$

$$M_{16} = M_2 = 86\,614,24$$

$$M_{17} = M_1 = 46\,013,81$$

$$M_{18} = M_0 = 0$$

De igual forma se calculan cada uno de los momentos y cortes correspondientes a cada metro que avanza el vehículo de diseño por el puente, dando como resultado una serie de datos de momentos para cada metro del puente en cada uno de los metros en los cuales avanza el vehículo desde su entrada y salida del puente.

Los datos resultantes dan una visión clara de cómo trabaja la viga con un vehículo de diseño sobre el puente, de los datos obtenidos se extraen los valores máximos de momentos teniendo así momentos de diseño para cada metro del puente.

Con los datos se obtiene un mejor armado, el cual sea óptimo y económico ya que se utilizará el área de acero necesaria para asegurar el funcionamiento adecuado de la viga. En la tabla XII se muestran los momentos máximos calculados.

Tabla XII. **Momentos máximos sobre el puente**

<b>LONGITUD DEL PUENTE (M)</b>	<b>MOMENTOS (kg-m)</b>
0	0,00
1	52 446,00
2	98 645,00
3	138 595,00
4	172 345,00
5	200 216,00
6	221 840,00
7	237 216,00
8	246 345,00
9	249 225,00
10	245 858,00
11	236 243,00
12	220 380,00
13	198 270,00
14	170 271,00
15	136 825,00
16	97 298,00
17	51 689,00
18	0,00

Fuente: elaboración propia.

Como se pueden observar los momentos aumentan conforme la longitud del puente se incrementa hasta llegar al centro del puente. Los momentos máximos calculados se utilizan para hallar los valores de áreas de acero para cada longitud del puente, así como, cada armado necesario para la longitud del puente, como se muestra en la tabla XIII.

- Armado de viga

También es preciso mencionar que con las líneas de influencia se conoce el valor en el cual el valor último del concreto no soportará el valor de cortante para cada tramo.

Tabla XIII. **Área de acero y armado propuesto para cama inferior**

<b>LONGITUD DEL PUENTE (m)</b>	<b>ÁREA DE ACERO DE MOMENTOS (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ARMADO PROPUESTO</b>	<b>ÁREA DE ACERO DEL ARMADO PROPUESTO (cm<sup>2</sup>)</b>
0	0,00	4#9	25,81
1	12,26	4#9	25,81
2	23,39	6#9	38,71
3	33,30	6#9 +1#10	46,90
4	41,89	6#9 +1#10	46,90
5	49,15	6#9 +2#10	55,10
6	54,89	6#9 +2#10	55,10
7	59,03	6#9 +3#10	63,29
8	61,51	6#9 +3#10	63,29
9	62,30	6#9 +3#10	63,29
10	61,38	6#9 +3#10	63,29
11	58,76	6#9 +3#10	63,29
12	54,49	6#9 +2#10	55,10
13	48,64	6#9 +2#10	55,10
14	41,36	6#9 +1#10	46,90
15	32,86	6#9 +1#10	46,90
16	23,06	6#9	38,71
17	12,08	4#9	25,81
18	0,00	4#9	25,81

Fuente: elaboración propia.

Para calcular el área de acero necesario en la cama superior, se halla el valor de área de acero mínimo ( $A_{s_{\text{mín}}}$ ) y el 33% del área de acero de la cama inferior, tomando el mayor de los dos.

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 60 * 115$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 23,16 \text{ cm}^2$$

Tomando el máximo valor de la cama inferior se calcula el área de acero de la siguiente manera:

$$A_s = 62,30 * 0,33 = 20,56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, en la cama superior se utilizarán 4 No. 8 G60 y 1 No.6 G60 corridas.

Refuerzo adicional:

Debe colocarse un refuerzo adicional en cada cara del elemento, equivalente a 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto o sea 0,0529 centímetro cuadrado por cada centímetro de alto.

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 0,0529 * 120 = 6,35 \text{ cm}^2$$

Utilizar 6 No. 4 G60 corridos refuerzo adicional.

Refuerzo por corte:

El refuerzo por corte se debe colocar para una distancia de  $L/4$  como mínimo:

$$X = \frac{18 \text{ m}}{4} = 4,50 \text{ m}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 60 * 115$$

$$V_c = 45\ 045,72 \text{ kg}$$

Por medio de los cortantes calculados por líneas de influencia, se sabe con certeza que la distancia de confinamiento necesaria será de 2,00 metros.

Cálculo del refuerzo a corte:

Espaciamiento de refuerzo en zona de confinamiento (varillas No. 4)

$$S = \frac{2 * A_v * F_y * d}{V_u}$$

$$S = \frac{2 * 1,27 * 2\ 810 * 115}{55\ 570,03} = 14,79 \text{ cm} \approx 0,12 \text{ m}$$

Utilizar estribos No. 4 G40 @ 0,12 m

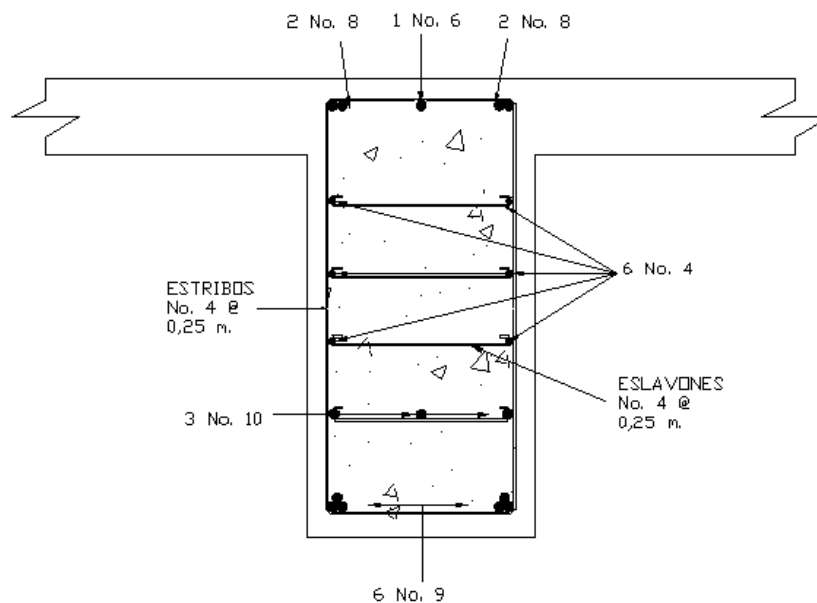
Espaciamiento de las varillas para el espacio entre 2,00 metros y 16,00 metros.

$$S_{\text{resto}} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

$$S_{\text{resto}} = \frac{115}{2} = 57,5 > 30 \text{ cm máximo}$$

Utilizar estribos No. 4 G40 @ 0,25 metros; el armado de la viga principal se muestra en la figura 15.

Figura 15. **Detalle de viga principal**



Fuente: elaboración propia.



### 2.2.4.5. Diseño de diafragmas

Los diafragmas se utilizan al centro o en los tercios de la luz de la superestructura. Los diafragmas son estructuras que sirven para rigidizar las vigas, transmiten su peso a las vigas principales, por ser estructuras con funciones de rigidizante para su armado se utilizará el acero mínimo.

- Cálculo de acero mínimo por compresión

De acuerdo a especificaciones AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo ( $A_{s_{\text{mín}}}$ ) requerido por la sección. Para calcular el área de acero mínimo se utiliza la siguiente ecuación:

Diafragmas exteriores:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 30 * 55 = 8,28 \text{ cm}^2$$

Para la cama inferior, para la cama superior se utilizará el 33% del área de acero de la cama inferior.

$$A_{s_{\text{mín}}} = 8,28 \text{ cm}^2 * 33\% = 2,73 \text{ cm}^2$$

Utilizar 3 No. 6 G40 corridos en cama inferior y 2 No. 5 G40 corridos en cama superior.

Debe colocarse un refuerzo adicional en cada cara del elemento, equivalente a 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto o sea 0,0529 centímetro cuadrado por cada centímetro de alto.

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 0,0529 * 60 = 3,17 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 No. 5 G40 corridos refuerzo adicional.

El refuerzo transversal, se coloca mínimo a  $S_{\text{max}} = d/2$ :

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{2} \leq 30\text{cm} \text{ máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{55}{2} = 27,05 \text{ cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,20 metros.

Diafragma interior:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 40 * 85 = 17,06 \text{ cm}^2$$

Para la cama inferior, para la cama superior se utilizará el 33% del área de acero de la cama inferior.

$$A_{s_{\text{mín}}} = 17,06 \text{ cm}^2 * 33\% = 5,63 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 No. 8 G40 corridos en cama inferior y 2 No. 6 G40 corridos en cama superior.

Cálculo del área de acero del refuerzo adicional:

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 0,0529 * 90 = 4,76 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 No. 4 G40 corridos refuerzo adicional.

El refuerzo transversal, se coloca mínimo a  $S_{max} = d/2$ :

$$S_{ref.transversal} = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42,05 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,30 metros.

- Cálculo de acero mínimo por temperatura

El cálculo de acero mínimo por temperatura para los diafragmas tanto exteriores como interiores no es necesario, debido a ser estructuras como rigidizantes, de igual forma se le ha colocado refuerzo transversal, longitudinal y refuerzo adicional por lo cual asegura la trabajabilidad de los diafragmas de forma segura.

- Armado de diafragmas exteriores e interiores

El armado de los diafragmas tanto interiores como exteriores se estipula de la siguiente manera:

Diafragmas exteriores:

Refuerzo longitudinal: 4 No. 8 G40 corridas cama inferior, 2 No. 6 G40 Corridas cama superior.

Refuerzo transversal: estribos No. 3 @ 0,30 m.

Refuerzo adicional: 4 No. 4 G40 corridas.

Diafragmas interiores:

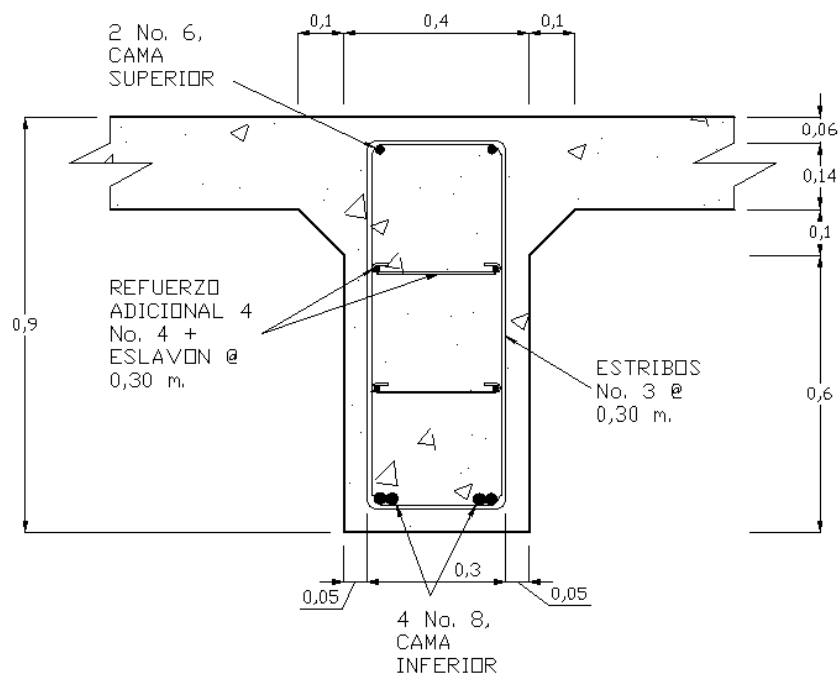
Refuerzo longitudinal: 3 No. 6 G40 corridas cama inferior, 2 No. 5 G40 Corridas cama superior.

Refuerzo transversal: estribos No. 3 @ 0,20 m.

Refuerzo adicional: 3 No. 4 G40 corridas.

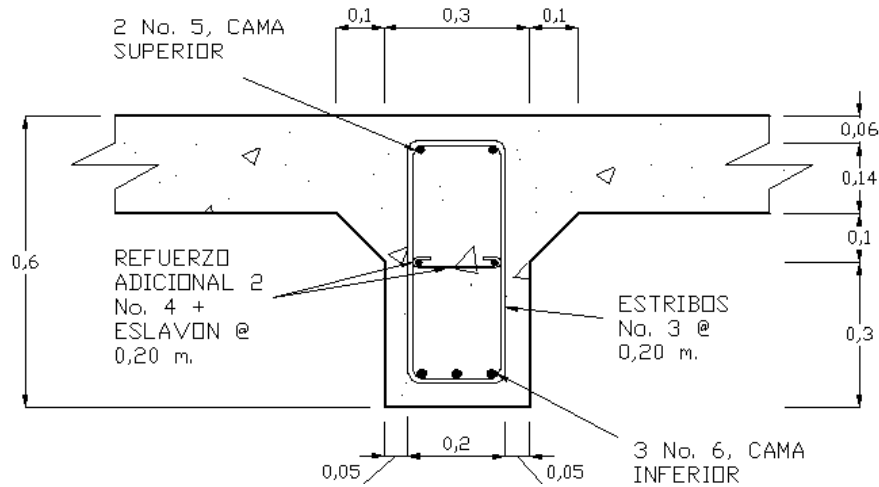
En la figura 16 se muestra el armado del diafragma interno y en la figura 17 se muestra el armado del diafragma exterior.

Figura 16. **Detalle del armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia.

Figura 17. **Detalle del armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia.

## 2.2.5. Diseño de subestructura

Es el diseño de los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal. La subestructura estará compuesta por los elementos siguientes: elastómeros, vigas de apoyo, cortinas, estribos, zapatas y pilotes.

### 2.2.5.1. Diseño elastomérico

La AASHTO en su capítulo 14.6.1 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por rotación, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación.

Los puentes con claros menores de 50 pies también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura a base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

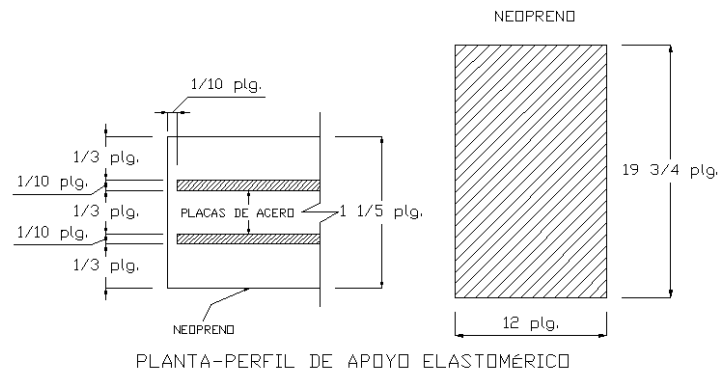
Según lo afirmado anteriormente los apoyos elastoméricos ofrecen mayor versatilidad en su uso, razón por la cual el presente apartado estará enfocado en el estudio de estos.

Apoyos elastoméricos:

Es un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero), laminados (son varias capas de elastómeros restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica).

En adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual esté unido, en la figura 18 se muestra la propuesta del elastómero.

Figura 18. Propuesta del elastómero



Fuente: elaboración propia.

Propiedades de los materiales:

Dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por superficie cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor. Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la figura 19.

Figura 19. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

Handness (Shore 'A')	50	60	70
Shear modulus at 73°F (psi) Creep deflection at 25 yrs	95 - 130	130 - 200	200 - 300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, Cap. 14, p. 36-76.

Tomando en cuenta esto los valores del módulo cortante (G) = 1,30 mega pascales (MPa), una dureza SHORE a 60.

Se realizará el cálculo del apoyo elastomérico por medio del método A de la AASHTO 14.7.6, por lo cual se deben asumir los valores siguientes:

hrt = 30 mm

L = 300 mm

W = 500 mm

hri = 10 mm tomando en cuenta que son tres capas uniformes

Calculando el factor de forma con base a la AASHTO 14.7.5.1, que define calcularlo por medio de la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} \cdot (L + W)} = \frac{300 \cdot 500}{2 \cdot 10 \cdot (300 + 500)} = 9,38 \text{ mm}$$



Revisión de esfuerzos por compresión:

Se calcula para el valor soportado de las cargas muertas y vivas que estarán sobre el apoyo elastomérico, divididos el área del apoyo elastomérico, deben cumplir con lo siguiente:

$$\sigma_s \leq 7 \text{ MPa} \text{ o } \sigma_s \leq 1,0 \text{ GSi}$$

Con la carga distribuida calculada para las vigas principales se halla el valor que soportará el apoyo elastomérico.

$$Q = 5\,413,39 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 18 = \frac{97\,441,02}{2} = 48\,720,51 \text{ kg} * \frac{9,8 \text{ N}}{1 \text{ kg}} = 477\,461,00 \text{ N}$$

Entonces  $\sigma_s$ :

$$\sigma_s = \frac{477\,461,00}{0,3 * 0,5} = 3\,183\,073,33 \text{ Pa} = 3,18 \text{ MPa} \leq 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \text{ GSi} \text{ Entonces: } 3,18 \text{ MPa} \leq 1,0 * 1,30 \text{ MPa} * 11,11 = 14,43 \text{ MPa}$$

Verificación de las deflexiones compresivas:

Las deflexiones de los apoyos elastoméricos debidas a la carga total y a la carga viva solamente deben ser consideradas separadamente. La deflexión instantánea según AASHTO 14.7.5.3, debe tomarse como:

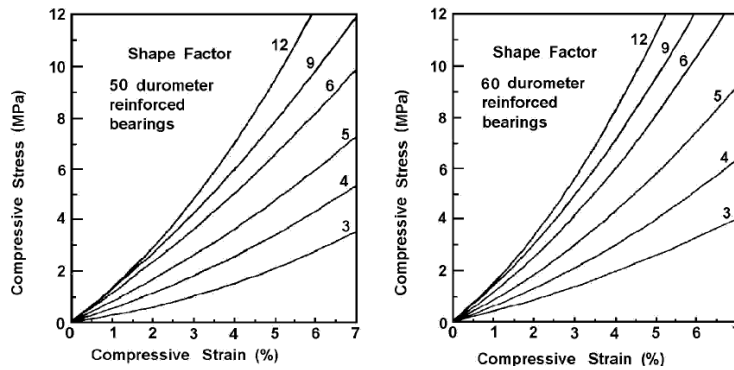
$$\bar{\delta} = \sum \epsilon_i * h_{ri}$$

La deflexión compresiva inicial en cualquier capa de un apoyo elastomérico con acero de refuerzo en el estado límite de servicio sin incremento por carga dinámica no debe exceder  $0,07 \cdot h_{ri}$ , según AASHTO 14.7.6.3.3.

$$\delta \leq 0,07 h_{ri} = 0,07 \cdot 10 \text{ mm} = 0,7 \text{ mm}$$

Si  $\sigma_s = 3,18$  megapascales, el factor de forma es aproximadamente 12 milímetros y el tipo de dureza seleccionada fue de 60, con base a las curvas que se muestran en la figura 20 se halla el valor de  $\epsilon_i = 0,012$ .

Figura 20. **Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete del elastómero**



Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, Cap. 14, p. 56-76.

Entonces:

$$\delta = (0,012 \cdot 10 \cdot 3) = 0,36 \text{ mm}$$

$$0,36 \text{ mm} \leq 0,7 \text{ mm}$$

Verificación de la deformación por corte:

La deformación de corte es verificada para asegurar que el apoyo es capaz de permitir movimientos horizontales anticipados del puente. También, la deformación de corte es limitada para evitar giros en los bordes y delaminación debida a la fatiga causada por deformaciones de expansión y contracción cíclica. El movimiento horizontal del puente se basará sólo en los efectos térmicos. El movimiento térmico que controla es la contracción. Otros criterios que pueden agregarse a la deformación de corte incluyen las tolerancias de la construcción, fuerza de frenado y viento longitudinal si es aplicable.

El máximo desplazamiento horizontal de la superestructura debe ser calculado de acuerdo con la AASHTO 14.7.6.3.4. La máxima deformación de corte de la almohadilla,  $\Delta s$ , debe tomarse como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$hrt \geq 2 * \Delta s$$

$$\Delta s = \gamma_{tu} * \Delta_{con} * L_e$$

Donde:

$\gamma_{tu}$  = factor de efecto por cargas sísmica = 1,20

$\Delta_{con}$  = máximo cambio por temperatura y fragua del concreto

$L_e$  = longitud de vigas desde centroide de apoyo a apoyo = 17 600 mm

Si el  $\Delta_{con}$  por temperatura a 23 grados centígrados para concretos de peso específico de 2 400 kilogramos por metro cúbico, es 0,00032 y el  $\Delta_{con}$  por fragua es de 0,0003.

$$\Delta s = 1,2 * (0,0003 + 0,000324) * 17\,600 \text{ mm} = 13,18 \text{ mm}$$

$$30 \text{ mm} \geq (2 * 13,18) = 26,36$$

Verificación de estabilidad:

Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no excederá el menor valor de  $L/3$ ,  $W/3$ , según AASHTO 14.7.6.3.6.

$$30 \text{ mm} \leq \frac{300}{3} = 100,00$$

$$30 \text{ mm} \leq \frac{500}{3} = 166,67$$

Verificación de refuerzo:

El refuerzo para apoyos elastoméricos con acero reforzado será diseñado de acuerdo con los requisitos de la AASHTO 14.7.6.3.7.

El espesor del acero de refuerzo de los apoyos elastoméricos debe ser capaz de mantener los esfuerzos tensores inducidos por la compresión en el apoyo. El espesor del acero reforzado,  $h_s$ , debe satisfacer los requisitos de la AASHTO 14.7.5.3.7.

$$h_s \geq \frac{3h_{\text{máx}} * \sigma_s}{F_y} = \frac{3 * 10 \text{ mm} * 3,18 \text{ MPa}}{206,84 \text{ MPa}} = 0,46 \text{ mm}$$

Entonces  $h_s$  cumple al ser de 2 milímetros ya que es mayor a 0,40 milímetros.

Anclaje:

Si existe alguna combinación de cargas que cause una fuerza de corte mayor de 1/5 de la fuerza de compresión ocurrida simultáneamente, el apoyo será asegurado contra el movimiento horizontal. Si los apoyos están sujetos a ambas superficies superior e inferior, la unión debe ser tal que en una dirección vertical la tensión no sea posible.

### 2.2.5.2. Diseño de cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo, el alto depende de la altura de la viga principal del puente.

- Predimensionamiento de cortina

La cortina se diseñará a flexión y corte. Sobre esta actúan fuerzas de empuje de tierra (E), fuerza longitudinal (FL), la cortina debe diseñarse para tener un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico.

$$b_{\text{cortina}} = 0,30 \text{ m mínimo}$$

$$H_{\text{cortina}} = H_{\text{viga principal}} = 1,20 \text{ m}$$

- Cálculo de acero mínimo

Cálculo fuerza debido al empuje de tierra:

$$E = (292,8 * 1,2) + \left( 351,36 * \frac{1,2}{2} \right) = 562,18 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza longitudinal (FL):

Según AASHTO, FL será el 5% de la carga viva.

Cálculo de la fuerza longitudinal:

Esta será producida por las llantas del camión en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la siguiente manera:

$$FL = 0,05 * \frac{W}{2 * H} = 0,05 * \frac{15\,000}{2 * 1,20} = 312,50 \text{ kg}$$

Para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de cargas, según AASHTO.

Grupo I: esfuerzo 100% =  $M = E * b$

Grupo III: esfuerzo 125% =  $M = E * b + FL * b$

El momento máximo se determina comparando grupos de cargas, en este caso sólo dos, debido a que sólo el empuje del suelo y la fuerza FL actúan sobre la cortina.

Grupo I: esfuerzo 100%

$$M = E = E_1 * b_1 + E_2 * b_2$$

$$E = 351,36 * \frac{1,2}{2} + 210,82 * \frac{1,2}{3} = 295,14 \text{ kg-m}$$

Grupo III: esfuerzo 125%

$$M = 1,3(E + FL)$$

$$FL = 312,50 * 1,2 = 375,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M = 1,3*(295,14 + 375,00) = 670,14 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento máximo de los tres grupos calculados, es el del grupo III.

Cálculo del refuerzo por flexión en cortina:

$$M_u = 670,14 \text{ kg-m}$$

$$b = 120 \text{ cm}$$

$$d = 27,5 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f_c}} \right] * \frac{0,85*f_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[ (120*27,5) - \sqrt{(120*27,5)^2 - \frac{670,14*120}{0,003825*210}} \right] * \frac{0,85*210}{2\,810}$$

$$A_s = 0,96 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s_{\min}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 120 * 27,5 = 16,56 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{s_{\max}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f_c' * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 * 10^6}{(0,003 * 2,03 * 10^6 + 2810) * 2810} = 0,0369$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,0369 * 120 * 27,5 = 60,88 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{s_{\min}} < A_{s_{\max}}$ ; entonces se utiliza  $A_{s_{\min}} = 16,56 \text{ cm}^2$

Espaciamiento entre varillas (S) No.6:

$A_s$  = área de acero requerido

A varilla = área de la varilla a utilizar

S = espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 120}{A_s} = \frac{2,85 * 120}{16,56} = 20,65 \text{ cm} \cong 0,20 \text{ m}$$

Utilizar varillas No. 6 G40 @ 0,20 metros, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo principal.



Combinación de cargas para corte:

Según la AASHTO, se debe calcular la fuerza cortante por medio de una combinación en la cual no se toman en cuenta las fuerzas de sismo.

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (E + FL)$$

Calculando:

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (562,18 + 312,50)$$

$$\text{GRUPO III} = 1\,137,08 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = \phi \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{210} \cdot 120 \cdot 27,5$$

$$V_c = 21\,543,60 \text{ kg}$$

Debido a que el  $V_c > V_{\text{máx}}$ , el concreto resiste el cortante. Se colocará refuerzo mínimo al cortante.

Espaciamiento entre varillas (S) No.4

$A_s$  = área de acero requerido

A varilla = área de la varilla a utilizar

S = espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{var}} \cdot 100}{A_s} = \frac{1,27 \cdot 100}{6,02} = 21,00 \text{ cm} \cong 0,20 \text{ m}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0,20 metros, colocar en ambas caras de la cortina refuerzo por corte.

- Armado de cortina

Por lo tanto, el armado de la cortina será el siguiente:

Transversal: No. 6 G40 @ 0,20 m

Longitudinal: No. 4 G40 @ 0,20 m

### 2.2.5.3. Diseño de viga de apoyo

El diseño de la viga de apoyo es más sencillo que el de cortina, porque no es necesario un análisis por fuerzas flexionantes ya que va apoyada a lo largo de todo el estribo, sólo se revisa por aplastamiento. Se coloca As mínimo.

- Dimensionamiento de la viga de apoyo

La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 0,40 metros. Se chequeará por aplastamiento y se deberá colocar refuerzo por corte refuerzo mínimo y espaciamiento máximo.

$b_{\text{mínima}} = 2 \text{ cm por cada metro de luz libre del puente o } 0,40 \text{ m mínimo}$

$b_{\text{mínima}} = 0,02 * 18,00 = 0,36 \text{ m} < 0,40 \text{ m}$  ;entonces se utilizará 0,40 m

$b_{\text{total}} = b_{\text{mínima}} + b_{\text{cortina}}$

$b_{\text{total}} = 0,40 + 0,30 = 0,70 \text{ m}$

$H_{\text{mínima}} = 0,40 \text{ m}$

- Cálculo de acero mínimo

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s_{\min}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2 \cdot 810} * 70 * 36$$

$$A_{s_{\min}} = 12,64 \text{ cm}^2 ; \text{equivalente a 8 No. 5}$$

Utilizar 8 No. 5 G40 corridos

El refuerzo por corte se deberá colocar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo pero a no menos de  $H/2$ , esto sólo por seguridad.

$$S_{\min} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,20 m

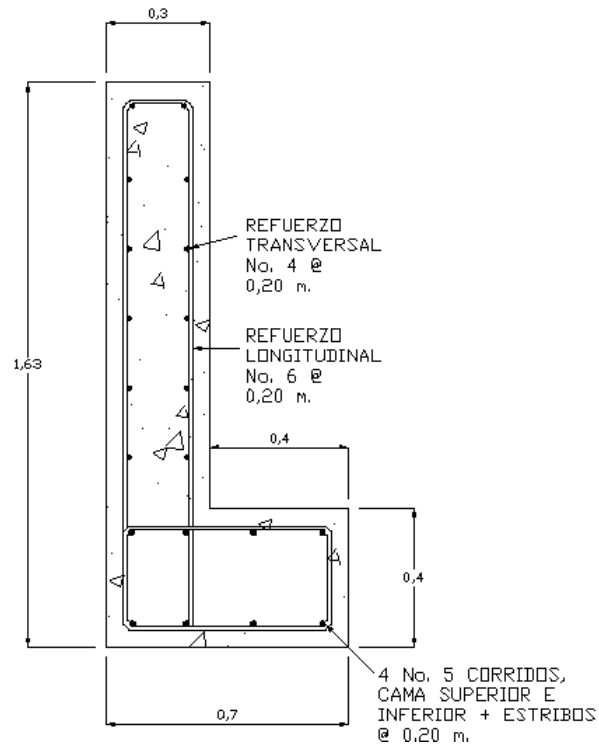
- Armado de viga de apoyo

El armado de la cortina y viga de apoyo se muestra en la figura 21.

Longitudinal: 8 No. 5 G40 corridas

Transversal: No. 3 G40 @ 0,20 m

Figura 21. **Detalle armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

#### 2.2.5.4. **Diseño de pila**

Las pilas son parte de la estructura de un puente que provee un apoyo intermedio para la superestructura, tiene la capacidad de distribuir las cargas que se le transmiten hacia el suelo. Debido a que el puente es de un solo tramo con rellenos en las entradas del mismo, la Norma AASHTO en el capítulo 11, indica que los elementos estructurales aptos para tal caso son estribos y no pilas ya que no es necesario un apoyo intermedio.

Nota: por lo tanto se utilizarán estribos y no pilas, es preciso mencionar que el protocolo está basado en pilas y se cambiará el uso de pilas por estribos en cada uno de los subtítulos en los cuales se mencione.

#### Estribo:

Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente.

El tipo de estribo por diseñar en este proyecto corresponde a un muro de gravedad de concreto ciclópeo. Para este proyecto se usarán estribos cortos, debido a que la altura máxima de crecida es de 1,50 metros y la AASHTO recomienda una altura libre de 2,00 metros entre la altura máxima de crecida y la viga, de igual forma se recomienda que la profundidad de cimentación sea de 2,00 metros por debajo del nivel mínimo del agua. Por lo tanto, la altura máxima sería de 5,50 metros. Con la altura del estribo se asume una sección del muro, con ello se verifica volteo, deslizamiento y presiones.

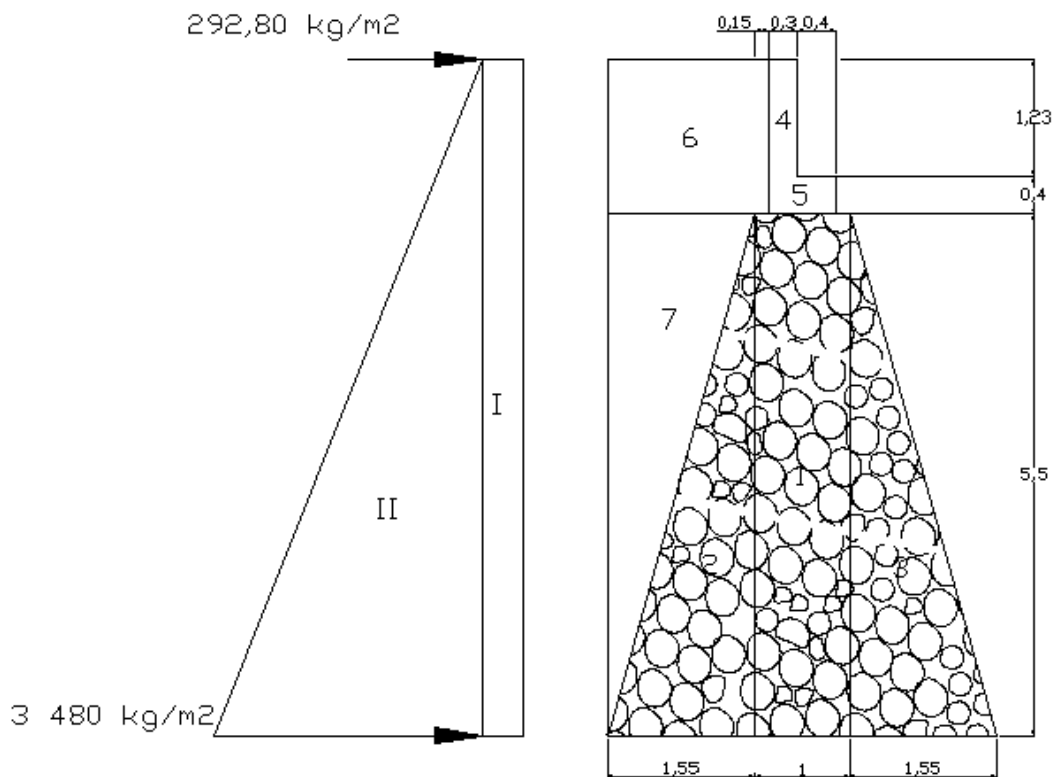
Peso específico concreto	= 2 400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del suelo	= 1 500 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico concreto ciclópeo	= 2 500 kg/m <sup>3</sup>
Cohesión del suelo (C)	= 1 800 kg/m <sup>2</sup>
Ángulo de fricción del suelo ( $\phi$ )	= 23,80°

- Dimensionamiento de estribo

La altura del estribo se toma con base al estudio hidrológico, tomando en cuenta una profundidad de cimentación de 2,00 metros, la base del estribo es propuesta y se hace con base a la altura y el ancho de las vigas de apoyo. En la figura 22 se muestran las cargas sobre el estribo.

Base = 4,10 m  
 Altura total = 5,50 m  
 Eqv. líquido = 480 kg/m<sup>3</sup>

Figura 22. Geometría y diagrama de presiones en estribo



Fuente: elaboración propia.

- Integración de cargas actuantes sobre los estribos

Para calcular las fuerzas que actúan sobre los estribos se debe hacer para dos casos específicos, sin y con carga de la superestructura, verificando el deslizamiento, volteo y presiones.

Fuerzas de empuje: es producido por el empuje del suelo sobre el estribo.

$P_{sob.}$  = presión de sobrecarga del suelo

$P_s$  = presión del suelo

$$P_{sob.} = 480 \cdot 0,61 = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

$P_s$  = Equiv liq.  $\cdot H_{total}$

$$P_s = 480 \cdot 7,10 = 3\,480,00 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{sob.} = 292,80 \cdot 7,10 \cdot 1 = 2\,078,88 \text{ kg}$$

$$E_s = 3\,480,00 \cdot \frac{7,10}{2} \cdot 1 = 12\,354,00 \text{ kg}$$

Momentos de empuje:

$M_{E_{sob.}}$  =  $E_{sob.}$   $\cdot$  centroide de figura

$$M_{E_{sob.}} = 2\,078,88 \cdot \frac{7,10}{2} = 7\,380,02 \text{ kg-m}$$

$M_{E_s}$  =  $E_s$   $\cdot$  centroide de figura

$$M_{E_s} = 12\,354,00 \cdot \frac{7,10}{3} = 29\,278,98 \text{ kg-m}$$

Los momentos que generan cada uno de los pesos mostrados en la figura 22, se muestran en la tabla XV, los momentos de empuje del suelo se muestran en la tabla XIV.

Tabla XIV. **Momentos de empuje**

Sección	H(m)	Pres. (kg/m <sup>2</sup> )	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	3,55	3 480,00	12 354,00	2,36	29 278,98
II	7,10	292,80	2 078,88	3,55	7 380,02
			<b>Σ 14 432,88 (Ev)</b>		<b>Σ 36 659,00 (Mv)</b>

Fuente: elaboración propia.

- Revisión del estribo sin superestructura

Momento sin superestructura (ME): es producido por el peso propio de la estructura y el relleno.

Tabla XV. **Momento estabilizante sin superestructura**

Sección	A(m3)	Peso (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	5,50	2 500	13 750,00	2,05	28 187,50
2	4,26	2 500	10 650,00	3,07	32 695,50
3	4,26	2 500	10 650,00	1,03	10 969,50
4	0,36	2 400	864,00	2,25	1 944,00
5	0,28	2 400	672,00	2,05	1 377,60
6	2,72	1 500	4 080,00	3,25	13 260,00
7	4,26	1 500	6 390,00	3,58	22 876,20
			<b>Σ 47 056,00 (We)</b>		<b>Σ 111 310,30 (Me)</b>

Fuente: elaboración propia.



Verificación de volteo:

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{111\,310,30}{36\,659,00} = 3,04 > 1,50$$

Verificación de deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E}{E_V} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{47\,056,00}{14\,432,88} = 1,63 > 1,50$$

Presiones:

A = área

e = excentricidad = b/2 – a

b = base de estribo

Donde “a” es el centroide de la figura con respecto del peso del estribo y del suelo.

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{111\,310,30 - 36\,659,00}{47\,056,00} = 1,59$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 1,59 > 4,10 \rightarrow 4,77 > 4,10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,10}{2}\right) - 1,59 = 0,46$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{47\,056,00}{4,10 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,46}{4,10}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 19\,203,10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 3\,751,04 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del valor soporte del suelo:

El valor del soporte del suelo se calculó por medio del método de Thersagui, por medio de la siguiente ecuación:

$$q_u = C * N_c * S_c + q' * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma_s * b * N_\gamma * S_\gamma$$

Si:

$$N_q = e^{\pi * \tan \phi} * \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = e^{\pi * \tan 23,8^\circ} * \left(\tan \left(45^\circ + \frac{23,8^\circ}{2}\right)\right) = 8,86$$

$$N_c = (N_q - 1) * \frac{1}{\tan \phi} = (8,86 - 1) * \frac{1}{\tan 23,8} = 17,82$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi = 2 * (8,86 + 1) * \tan 23,8^\circ = 8,70$$

$$q' = \gamma_s * H = 1\,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 5,50 \text{ m} = 8\,250,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Se nota que los factores de forma  $S_c$ ,  $S_q$  y  $S_y$  son todos iguales a uno porque son tratados como una cimentación continua.

$$q_u = (1\,800 * 17,82 * 1) + (8\,250 * 8,86 * 1) + \left(\frac{1}{2} * 1\,500 * 4,10 * 8,70 * 1\right)$$

$$q_u = 131\,923,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Si se usa un factor de seguridad de 3, se verifica que el valor soporte del suelo dividido la presión máxima sea mayor a 3.

$$F.S. = 3 \leq \frac{131\,923,50}{19\,203,10} = 6,87$$

- Revisión del estribo con superestructura y carga viva

Integración de carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 4,88 \text{ m} * 15,00 \text{ m}\right) = 35\,136,00 / (2 * 4,88) = 3\,600,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga prin}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1,20 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 15,00 \text{ m}\right) = 25\,920 * 2 / (2 * 4,88) = 5\,311,48 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf int.}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,40 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * 1,83 \text{ m}\right) = 1\,581,12 / 2 = 790,56 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext.}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 1,83 \text{ m} * 2\right) = 1\,581,12 / 2 = 790,56 \text{ kg}$$

$$W_{\text{barandal}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * ((0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 1,10 \text{ m} * 10) + (0,12 * 0,20 * 3 * 15))\right) = 3\,648 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}} = 14\,140,60 \text{ kg}$$

Integración de carga viva:

$$W_{CV} = \frac{15\,000 \text{ kg}}{4,88} = 3\,073,77 \text{ kg}$$

Carga última:

$$W_{\text{total}} = W_{\text{cm}} + W_{\text{cv}}$$

$$W_{\text{total}} = 14\,140,60 + 3\,073,77 = 17\,214,37 \text{ kg}$$

Brazo = 2,05 m (punto medio de la base del estribo)

$$M_{E2} = 17\,214,37 * 2,05 = 35\,289,46 \text{ kg-m}$$

Momento estabilizante (ME):

$$M_{ET} = M_E + M_{E2}$$

$M_{ET}$  = momento estabilizante total

$M_{E1}$  = momento estabilizante de la superestructura (Cm+Cv)

$M_{E2}$  = momento estabilizante de la subestructura

$$M_E = 111\,310,30 + 35\,289,46 = 146\,599,76 \text{ kg-m}$$

Verificación de volteo:

$$\text{Volteo} = \frac{M_{ET}}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{146\,599,76}{36\,659,00} = 3,99 > 1,50$$

Verificación de deslizamiento:

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E + W_{\text{total}}}{E_V} > 1,50$$

$W_E$  = peso subestructura

$W_{\text{total}}$  = peso superestructura

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{47\ 056,00 + 17\ 214,37}{14\ 432,88} = 4,45 > 1,50$$

Verificación de presiones:

$A$  = área

$e$  = excentricidad =  $b/2 - a$

$b$  = base de estribo

$$a = \frac{M_{ET} - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{146\ 599,76 - 36\ 659,00}{47\ 056,00 + 17\ 214,37} = 1,71$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 1,71 > 4,10 \rightarrow 5,13 > 4,10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,10}{2}\right) - 1,71 = 0,34$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{47\ 056,00 + 17\ 214,37}{4,10 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,34}{4,10}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 23\ 475,70 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 7\ 876,08 \text{ kg/m}^2$$

Se revisa que el factor de seguridad sea mayor que 3.

$$F.S.=3 \leq \frac{131\,923,50}{23\,475,70} = 5,62$$

Debido a que todos los parámetros de diseño, tanto por deslizamiento, volteo y presión; con subestructura y sin superestructura, con subestructura y con superestructura, han cumplido con todos los requisitos la sección del muro es apta para resistir las cargas.

#### **2.2.5.5. Diseño de zapata**

Consisten en un prisma de concreto situado bajo los estribos de la estructura. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla. La zapata se verificará por corte simple y por punzonamiento por debajo de los estribos y en la parte superior por los pilotes, tomando en cuenta la carga admisible del suelo.

Justificación: la utilización de la zapata no es necesaria debido a que el valor soporte del suelo es alto pero por sugerencia del asesor se incorporo en el protocolo, por esta razón es preciso la utilización de zapata para este proyecto.

- Dimensionamiento de zapata

Debido a estar por debajo de los estribos, se tomará 1,05 metros más de cada lado de los estribos, tanto su base y longitud, debido a ser una zapata en contacto con el suelo y el agua se dejará un recubrimiento de 10 centímetros. (4 pulgadas), según el ACI.

$$B = 6,20 \text{ m}$$

$$L = 11,20 \text{ m}$$

$$t = 0,50 \text{ m}$$

$$d = 0,40 \text{ m}$$

- Integración de cargas actuantes en zapata

Sobre las zapatas recae todo el peso del puente y su propio peso, debido a ser una zapata corrida se debe chequear por corte simple, punzonamiento y flexión. Para el diseño se debe calcular la presión máxima tomando en cuenta el peso de la zapata y la de los pilotes, tomando el caso crítico de corte simple y punzonamiento de los pilotes cuando sólo hay uno, debido a que hay mucho mas área libre y menos aporte contra el peso de la estructura del puente, de la superestructura y subestructura. Se tomarán dos pilotes debido a la forma en la cual estan distribuidos los pilotes.

Fuerzas de zapata y pilotes:

Se tomará en cuenta que los momentos se han calculado desde la orilla del estribo, por lo tanto, la fuerza de la zapata está distribuida en dos fuerzas, una al lado izquierdo de las fuerzas y otra al lado derecho.

$$F_{z1} = \frac{0,5 * 5,15 * 11,20 * 2\ 400}{11,20} = 6\ 180 \text{ kg}$$

$$F_{z2} = \frac{0,5 * 1,05 * 11,20 * 2\ 400}{11,20} = 1\ 260 \text{ kg}$$

$$F_p = \frac{(\pi * 0,50^2 * 3,00 * 2\ 400)}{4} = 1\ 413,72 \text{ kg}$$

$$F_{\text{suelo}} = (1,05 * 7,10 * 1\,500) = 11\,182,50 \text{ kg}$$

Momentos de zapata y pilotes:

$$M_{z1} = (6\,180 \text{ kg} * 2,575 \text{ m}) + (1\,260 \text{ kg} * 0,525 \text{ m}) = 16\,575 \text{ kg-m}$$

$$M_p = (1\,413,72 \text{ kg} * 3,6382 \text{ m}) + (1\,413,72 \text{ kg} * 0,4618 \text{ m}) = 5\,796,25 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{suelo}} = (11\,182,50 \text{ kg} * 5,675) = 63\,460,69 \text{ kg-m}$$

$e$  = excentricidad =  $b/2 - a$

$b$  = base de estribo

$$a = \frac{M_{ET} - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{(146\,599,76 + 16\,575 + 63\,460,69) - (36\,659,00 + 5\,796,25)}{(47\,056,00 + 17\,214,37 + 7\,440 + 11\,182,50)} = 2,22$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{6,20}{2}\right) - 2,22 = 0,88$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{(47\,056,00 + 17\,214,37 + 7\,440 + 11\,182,50)}{6,20 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,88}{6,20}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 24\,755,73 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 1\,983,91 \text{ kg/m}^2$$

$$P_a = 24\,755,73 \text{ kg/m}^2$$



- Cálculo de cargas últimas y momentos en zapata

Para el cálculo de las cargas últimas y momentos se deben especificar datos necesarios para diseño:

Peso específico del concreto = 2 400 kg/m<sup>3</sup>

Peso específico del suelo = 1 500 kg/m<sup>3</sup>

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>

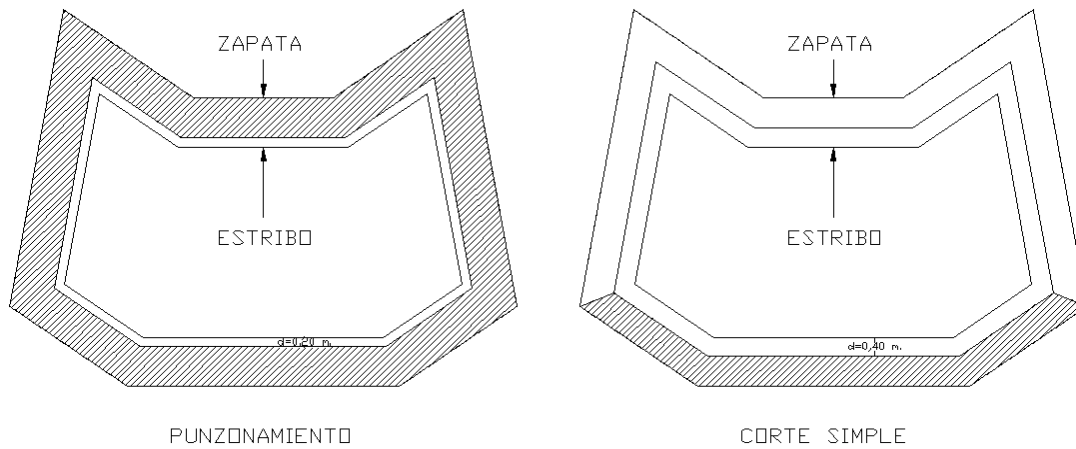
fy = 2 810 kg/cm<sup>2</sup>

a = ancho del muro = 4,10 m

Chequeo por corte:

Se tomará el estribo y la zapata como se muestra en la figura 23, de igual forma se muestra en la figura 24, la sección para el punzonamiento que ejerce el pilote sobre la zapata.

Figura 23. Esquema de áreas para cálculo de corte simple y corte punzonante en zapata



Fuente: elaboración propia.

- Evaluando alrededor del estribo

Corte simple:

$$V_{\text{actuante}} = A_{\text{ASHURADA}} * P_{\text{máxima}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 0,60 * 11,20 * 24\,755,73 = 166\,358,51 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 1\,120 * 40$$

$$V_c = 292\,470,76 \text{ kg}$$

$V_c > V_{\text{actuante}}$ , el espesor de la zapata cumple por corte simple.

Corte punzonante:

$$V_{\text{actuante}} = A_{\text{ASHURADA}} * P_{\text{máxima}}$$

$$V_{\text{actuante}} = [(11,20*6,20)-(4,50*9,40)]*24\,755,73 = 671\,870,51 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$b_o$  = perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 2*(4,10+d) + 2*(9,00+d)$$

$$b_o = 2*(4,10+0,40) + 2*(9,00+0,40) = 27,80 \text{ m} \cong 2\,780,00 \text{ cm}$$

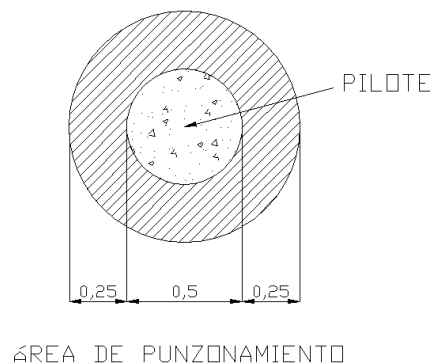
$$V_c = 0,85 * 0,53 \sqrt{210} * 2\,780 * 40$$

$$V_c = 725\,954,21 \text{ kg}$$

$V_c > V_{\text{actuante}}$ , el espesor de la zapata cumple por corte punzonante.

- Evaluando punzonamiento alrededor del pilote

Figura 24. **Áreas para cálculo de corte punzonante del pilote**



Fuente: elaboración propia.

$$d' = \text{diámetro} + \frac{2 \cdot \text{diámetro}}{2} = 50 + \frac{(50 \cdot 2)}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$b_o' = 100 \text{ cm} \cdot \mu = 314,16 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 314,16 \cdot 40 = 82\,038,05 \text{ kg}$$

$V_c > V_{\text{actuante}}$ , el espesor de la zapata cumple por corte punzonante del pilote.

- Cálculo del área de acero en zapata

El área de acero se calcula por medio del momento flexionante último calculado, se calculará para un lado de la zapata debido a que es el mismo valor de área de acero para ambos lados.

Chequeo por flexión:

Flexión en ambos sentidos ( $L = 1,05 \text{ m}$ )

$$M_{\text{actuante}} = P_{\text{máxima}} \cdot \frac{L^2}{2}$$

$$M_{\text{actuante}} = 24\,755,73 \cdot \frac{1,05^2}{2} = 13\,646,60 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo del refuerzo se tiene:

$$M_u = 13\,646,60 \text{ kg-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

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

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

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ (100 \cdot 40) - \sqrt{(100 \cdot 40)^2 - \frac{13\,646,60 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810} = 13,87 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s\text{mín}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot 100 \cdot 40$$

$$A_{s\text{mín}} = 20,07 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{s\text{máx}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 \cdot \rho_{\text{bal}} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot \epsilon_c \cdot f'_c \cdot E_s}{(\epsilon_c \cdot E_s + F_y) \cdot F_y} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,003 \cdot 210 \cdot 2,03 \times 10^6}{(0,003 \cdot 2,03 \times 10^6 + 2\,810) \cdot 2\,810} = 0,0369$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 \cdot 0,0369 \cdot 100 \cdot 40$$

$$A_{s\text{máx}} = 73,80 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{s\text{mín}}$ ; se utiliza  $A_{s\text{mín}} = 20,07 \text{ cm}^2$

Espaciamiento entre varillas (S) No.8:

$A_s$  = área de acero requerido

A varilla = área de la varilla a utilizar

S = espaciamiento

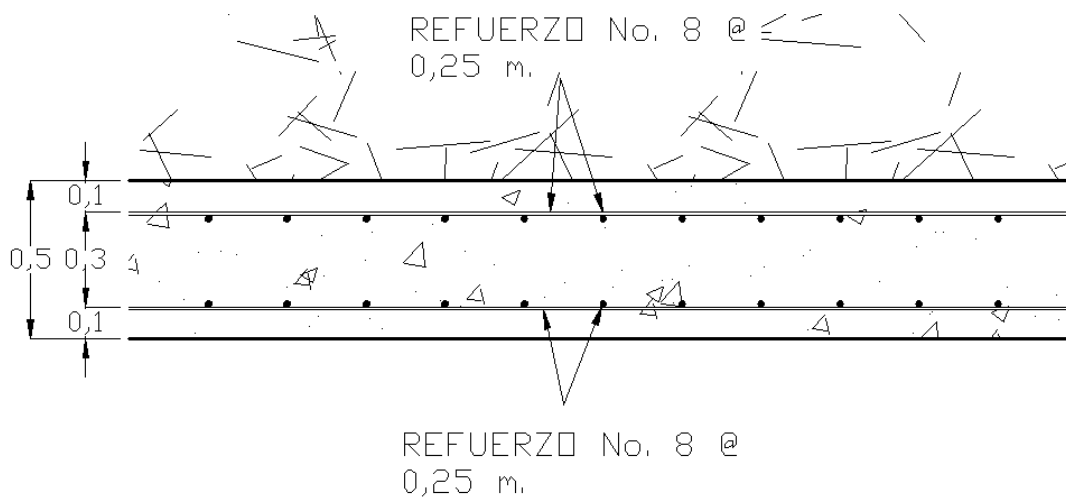
$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{5,09 * 100}{20,07} = 25,36 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 8 G40 @ 0,25 metros, refuerzo transversal y longitudinal corridos en ambas camas.

- Armado de zapata

Por lo tanto, el armado final de la zapata sería como se muestra en la figura 25.

Figura 25. Armado de zapata



Fuente: elaboración propia.

### 2.2.5.6. Diseño de pilotes

Es un elemento constructivo utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente del suelo, cuando este se encuentra a una profundidad tal que hace inviable. Los pilotes se diseñarán como pilotes de punta, para su diseño se empleará el método de Meyerhof.

Justificación: los pilotes no son necesarios debido a que el valor soporte del suelo es alto pero por sugerencia del asesor se incorporó en el protocolo, por esta razón es preciso la utilización de pilotes para este proyecto.

- Dimensionamiento de pilotes

Para este proyecto se utilizarán pilotes circulares con un diámetro de 0,50 metros, debido a que el mínimo según AASHTO es de 0,30 metros, con un recubrimiento de 0,05 metros. La altura del pilote se tomará como 3,00 metros.

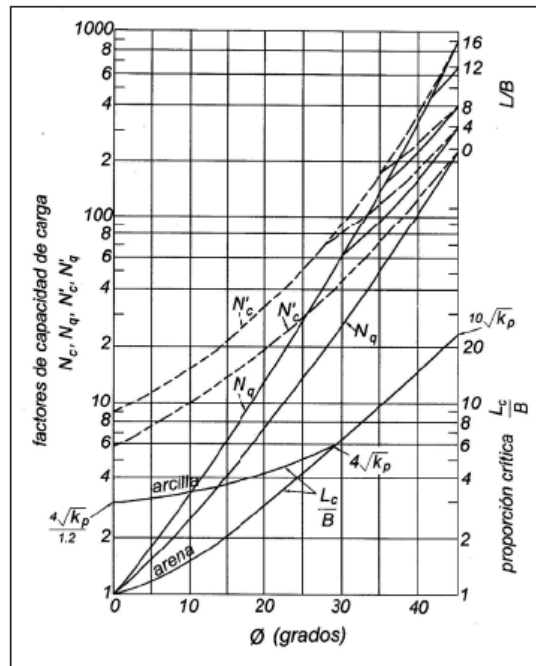
- Integración de cargas actuantes en pilotes

Para calcular la carga última de punta del pilote se debe hallar una relación entre la longitud de apoyo del pilote y su ancho:

$$\frac{L}{B} = \frac{3,0}{0,5} = 6$$

Para el diseño de pilotes es necesario tomar en cuenta los valores de  $N'_c$  y  $N'_q$  proporcionados por las curvas del método de Meyerhof, que se muestran en la figura 26, para el ángulo de fricción de 23,8 grados centígrados obtenido en el ensayo de suelo.

Figura 26. Curvas para el método de Meyerhof



Fuente: Bowles, Joseph E., Foundation analysis and design.

$$N'_c = 40; N'_q = 20$$

Calculando el área del pilote:

$$A_p = \frac{\pi \cdot 0,50^2}{4} = 0,20 \text{ m}^2$$

Calculando la carga última del pilote por medio del método de Meyerhof a través de la siguiente ecuación:

$$Q_u = A_p \cdot (c \cdot N'_c + n \cdot q' \cdot N'_q)$$



Donde:

C = cohesión kg/m<sup>2</sup>

n = 1

q' = esfuerzo vertical efectivo = 1 500 kg/m<sup>3</sup>\*3=4 500 kg/m<sup>3</sup>

$$Q_u = 0,20 * ((1\ 800 * 40) + (1 * 4\ 500 * 20)) = 32\ 400,00\ \text{kg}$$

Fuerza por fricción:

La fuerza por fricción que tiene el pilote se calculará por medio de la fórmula de Meyerhof, en la cual se toma en cuenta la cohesión (C) del suelo y la presión lateral ejercida sobre el fuste. La fórmula de Meyerhof es la siguiente:

$$Q_s = P_p * l * f_o$$

Donde:

P<sub>p</sub> = perímetro del pilote

l = longitud del pilote

f<sub>o</sub> = fricción lateral que depende del tipo de falla (suelo-suelo)

La fricción se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$f_o = C + \sigma_h * \tan \delta$$

Si el valor del ángulo de rozamiento es ¼ de diámetro, entonces es 17,85 grados centígrados.

El valor de la presión lateral (σ<sub>h</sub>) se calcula por medio de la teoría de Rankine.

Coeficiente del empuje activo del suelo  $K_a$

$$K_a = \frac{(1 - \sin 23,8^\circ)}{(1 + \sin 23,8^\circ)} = 0,42$$

Coeficiente del empuje pasivo del suelo  $K_p$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0,42} = 2,38$$

Presión lateral del suelo:

$$\sigma_h = \gamma_s * \frac{Hm^2}{2} * K_a$$

$$\sigma_h = \frac{1\,500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (3,00 \text{ m})^2 * 0,42}{2} = \frac{2\,835,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{1 \text{ m}} = 2\,835 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La fricción sería la siguiente:

$$f_o = 1\,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + \left( 2\,835,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * \tan 17,85^\circ \right) = 2\,712,95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, la fuerza de fricción del pilote sería:

$$Q_s = \pi * 0,50 \text{ m} * 3 \text{ m} * 2\,712,95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 12\,784,48 \text{ kg}$$

La carga última del pilote sería la suma de la carga de punta y la carga de fricción sobre el pilote.

$$Q_u = 32\,400,00 \text{ kg} + 12\,784,48 \text{ kg} = 45\,184,48 \text{ kg}$$

La carga admisible de cada pilote utilizando un factor de seguridad de 1,5:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_u}{F.S.} = \frac{45\,184,48 \text{ kg}}{1,5} = 30\,122,99 \text{ kg}$$

- Cálculo de cargas últimas y momentos en pilotes

Para conocer la cantidad de pilotes necesarios para soportar toda la estructura del puente se halla el peso del puente (CM) y la carga vehicular de diseño cuando está sobre el puente.

Integración de carga muerta:

$$W_{losa} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 4,88 \text{ m} * 15,00 \text{ m} \right) / 2 = 17\,568 \text{ kg}$$

$$W_{viga \text{ prin}} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1,20 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 15,00 \text{ m} \right) = 25\,920 \text{ kg}$$

$$W_{diaf \text{ ext.}} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,40 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * 1,83 \text{ m} \right) / 2 = 790,56 \text{ kg}$$

$$W_{diaf \text{ int.}} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 1,83 \text{ m} \right) = 790,56 \text{ kg}$$

$$W_{barandal} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * ((0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 1,10 \text{ m} * 10) + (0,12 * 0,20 * 3 * 15)) \right) = 3\,648 \text{ kg}$$

$$W_{estribo} = 47\,056,00 \text{ kg}$$

$$W_{zapata} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,50 * 11,20 * 6,20 \right) = 86\,328 \text{ kg}$$

$$W_{CM} = 182\,101,12 \text{ kg}$$

Integración de carga viva:

$$W_{CV} = \frac{15\,000 \text{ kg}}{2} = 7\,500,00 \text{ kg}$$

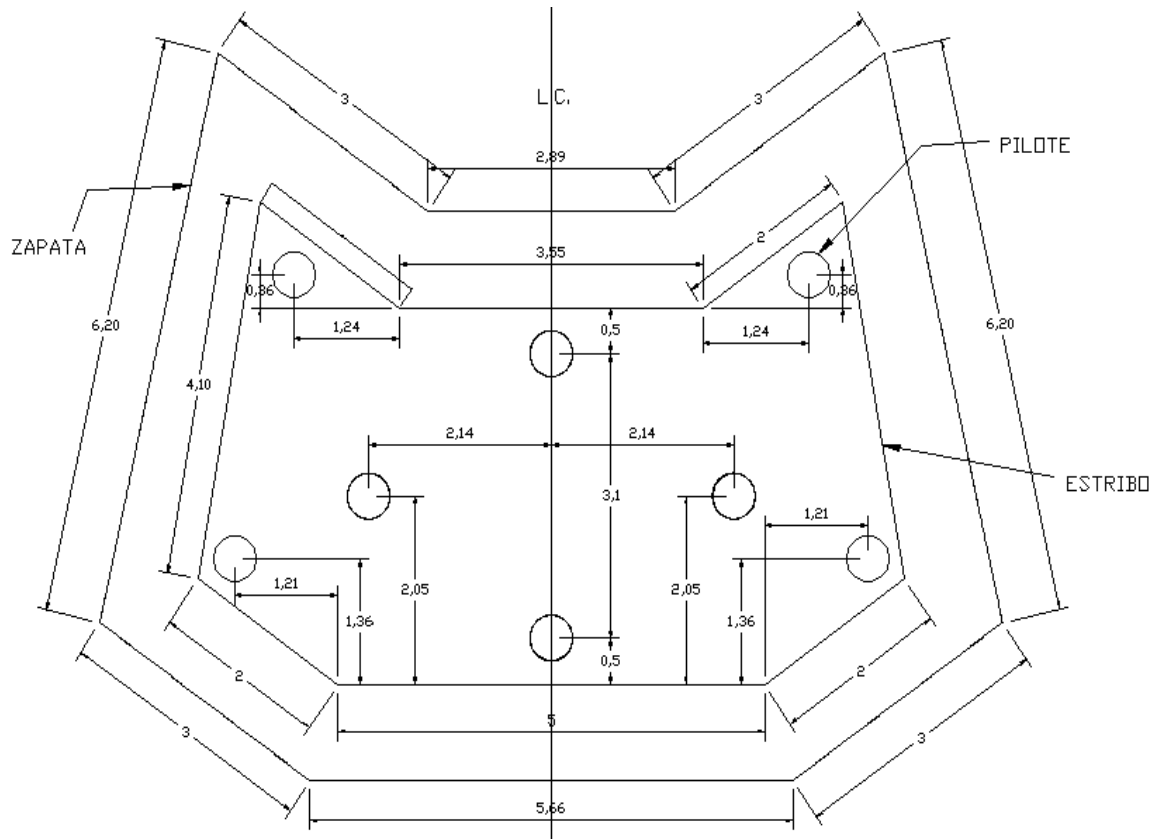
Carga última:

$$W_u = 189\,601,12 \text{ kg}$$

$$\text{No. pilotes} = \frac{189\,601,12 \text{ kg}}{30\,122,99 \text{ kg}} = 6,29 \cong 7 \text{ pilotes}$$

Por lo tanto, se utilizarán 8 pilotes para cada estribo, distribuidos como se muestran en la figura 27 y en los planos del puente vehicular.

Figura 27. Distribución de pilotes debajo de la zapata



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo del área de acero en pilotes

Para los pilotes se pueden trabajar como columnas, teniendo una carga axial permisible de trabajo (carga que soporta cada pilote), la cual debe ser mayor a la carga total aplicada a cada pilote por la subestructura y superestructura.

$$Q_a = \frac{189\,601,12}{8} = 23\,700,14 \text{ kg}$$

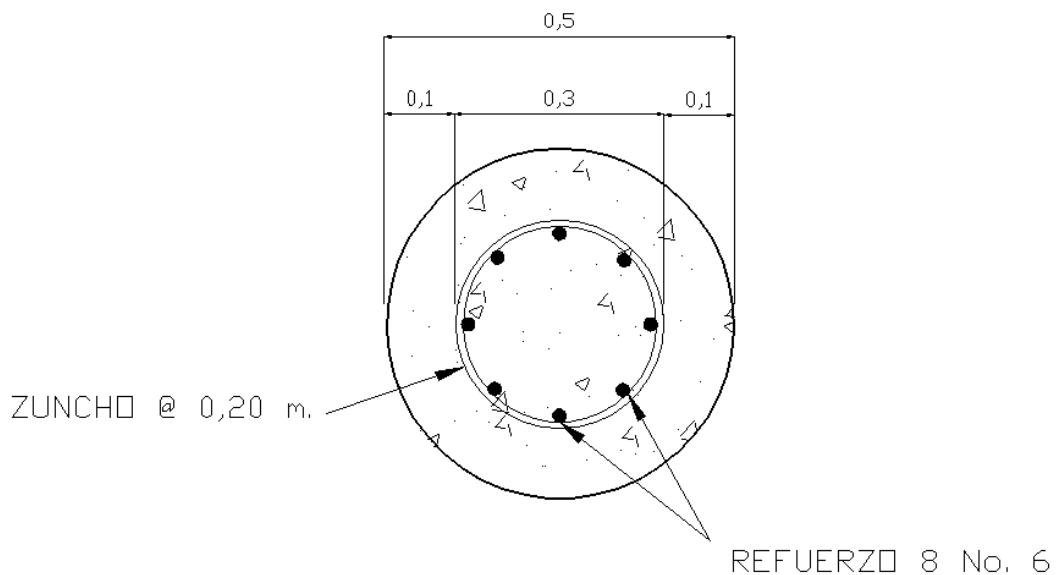
La carga aplicada sobre cada pilote es pequeña, de igual forma el área de concreto es sumamente grande para la carga aplicada sobre el pilote. Por lo tanto, se calculará el área de acero mínima para cada pilote, con una cuantía de acero mínima de 0,01, como explica el ACI:

$$A_s = 0,01 * A_g = 0,01 * 0,196 \text{ m}^2 = 0,00196 \text{ m}^2 \cong 19,6 \text{ cm}^2$$

- Armado de pilotes

Entonces si se utilizan barras de acero No. 6 el armado sería 8 No. 6 G40, con zuncho No. 3 G40 con separación de paso de 0,15 centímetros, como se muestra en la figura 28.

Figura 28. Armado de pilote



Fuente: elaboración propia.

### **2.2.5.7. Obras de protección**

Para proteger el puente pueden realizarse distintas obras, las más comunes consisten en el mantenimiento de la cuenca, dragado y construcción de gaviones.

Es necesario que al cauce del río se le dé un mantenimiento continuo; recomendablemente previo a la entrada del invierno, no se debe permitir hacer extracciones de material cerca de los estribos y pila, sobre todo aguas abajo.

En algunos casos habrá necesidad de hacer enrocamientos y hasta tratamientos especiales del lecho del río, cuando se hace notar que los cimientos de las pilas y de los estribos empiezan a verse o que comiencen a quedarse en el aire.

Cuando el cauce del río ha acarreado mucho material y este se ha sedimentado cerca de la subestructura del puente, es necesario hacer dragados para que la corriente pase adecuadamente por debajo del mismo, evitando golpear y dañar la estructura. En otros casos, en los cuales son necesarios los dragados, es cuando el río ha cambiado su cauce.

El gavión es un elemento con forma de prisma, constituido por una red, con mallas hexagonales, a doble torsión, en alambre galvanizado y según sea necesario, revestido de un material plástico especial, que se rellena con grava o material rocoso, de apropiado tamaño.

El material plástico recubre, con una funda continua, el alambre galvanizado y lo amarra de la manera más segura y completa, contra toda corrosión química posible. La galvanización asegura la protección del alambre, por muchos años, en condiciones ambientales normales.

Los gaviones se ven favorecidos por la sedimentación que llena sus vacíos y por el enraizamiento de la vegetación en los mismos, aumentando su eficiencia con el paso del tiempo. Todos los bordes, ya sean de la pieza central y de las marginales, son reforzados con alambre de hierro galvanizado de diámetro más grande.

Varias son las ventajas de este sistema, la primera buena cualidad estriba en el hecho de que no pierde contacto con el fondo, cuando se va socavando este por cualquier circunstancia, ya que el gavión se va deformando paulatinamente, hasta tocar el nuevo fondo.

En este proyecto, no fue necesaria, la incorporación de obras de protección, ya que el terreno es rocoso, en el futuro sólo se debe revisar que los estribos y pila no se socaven, de ser así, habrá necesidad de hacer enrocamientos en dichos cimientos.

#### **2.2.6. Evaluación socioeconómica**

La evaluación del proyecto, tiene como propósito principal identificar los beneficios y luego valorizarlos adecuadamente, para elaborar indicadores de su rentabilidad social a través del análisis de beneficio-costos. La definición de los beneficios o productos del proyecto, se verifica a partir de los aspectos físicos del mismo, ya que el flujo de beneficios es una función directa de la capacidad instalada del proyecto, tomando en cuenta su utilización para todo el año.



Para hacer la evaluación del proyecto, el flujo de beneficios se elaborará de acuerdo con la naturaleza de los beneficios establecidos. En todo caso deben definirse y medirse los beneficios incrementados, ciclo con ciclo, los cuales deben ser atribuidos exclusivamente al proyecto; es decir, aquellos que sean resultado de la presencia del proyecto en la comunidad.

Con relación a los costos, estos se distinguen básicamente en: costos de inversión, que son aquellos en los que se debe incurrir para instalar el proyecto, es decir, los que se ejecutan entre el primer desembolso y el momento en que se pone a funcionar el proyecto.

Los costos de reposición, serán aquellos que se deben hacer para reponer los elementos que se vayan desgastando o cayendo en obsolescencia, como consecuencia del uso del proyecto durante su vida útil; los costos por reposición, también denominados costos de mantenimiento; y por último los costos de funcionamiento, que son aquellos que necesariamente deben ocurrir para la operación del proyecto, para que este siga aportando los beneficios previstos en la evaluación.

#### **2.2.6.1. Valor Presente Neto**

Dicho valor, se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como, valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del período de funcionamiento.

Debido a ser un proyecto de infraestructura la inversión inicial no tendrá un reingreso, pero por brindar tantos beneficios a la comunidad y las aldeas aledañas, la inversión basada en su período de vida es justificada.

#### **2.2.6.2. Tasa Interna de Retorno**

Se utiliza para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social con beneficios a la comunidad local y aledaña, la municipalidad deberá analizar las comunidades aledañas y locales para su inversión.

#### **2.2.7. Presupuestos**

Para elaborar el presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de materiales según planos finales. Los salarios de mano de obra y materiales, se tomaron los que se pagan en la región y en cuanto a costos indirectos se tomó el 33% de indirectos.

El costo total del proyecto asciende a la cantidad de un millón doscientos veintitrés mil seiscientos treinta y ocho quetzales con 84/100 (Q1 223 638,84), en la tabla XVI se desglosan los valores para cada uno de los renglones.

#### **2.2.8. Cronograma de ejecuciones y actividades**

El cronograma de ejecución y actividades se elaboró basado en el presupuesto tomando en cuenta rendimientos de trabajo proporcionados por la Municipalidad de Sololá. El cronograma de actividades se muestra en la tabla XVII, el cronograma de ejecución se muestra en la tabla XVIII.

Tabla XVI. Presupuesto para la construcción del puente

RESUMEN DE PRESUPUESTO				
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR				
CASERIO SANTA ROSA, ALDEA XAJAXAC, SOLOLÁ.				
COSTOS DIRECTOS		DESCRIPCIÓN DE GASTO		
COMPONENTE	MATERIALES (Q)	MANO DE OBRA CALIFICADA (Q)	MANO DE OBRA NO CALIFICADA (Q)	COSTO (Q)
Preliminares	49 271,00	8 520,00	13 300,00	71 091,00
Parachoques	1 679,94	6 650,00	6 650,00	14 979,94
Barandales	12 924,84	11 400,00	4 800,00	29 124,84
Losa	45 301,72	31 920,00	10 920,00	88 141,72
Viga principal	55 636,52	28 500,00	10 200,00	94 336,52
Diafragmas interiores	1 350,74	5 700,00	3 000,00	10 050,74
Diafragmas exteriores	3 493,06	8 550,00	3 600,00	15 643,06
Apoyo elastomérico	12 800,00	5 700,00	1 200,00	19 700,00
Cortina	5 477,70	4 750,00	1 920,00	12 147,70
Viga de apoyo	3 224,84	4 180,00	1 920,00	9 324,84
Estribos	147 931,00	95 000,00	33 000,00	275 931,00
Zapata	149 389,26	66 500,00	22 200,00	238 089,26
Pilotes	17 468,58	17 100,00	6 900,00	41 468,58
<b>TOTAL DIRECTOS</b>	<b>505 949,20</b>	<b>294 470,00</b>	<b>119 610,00</b>	<b>920 029,20</b>
<b>COSTOS INDIRECTOS</b>				
ADMINISTRACIÓN	8,00%			73 602,34
SUPERVISIÓN	10,00%			92 002,92
UTILIDAD	10,00%			92 002,92
FIANZAS	5,00%			46 001,46
<b>TOTAL INDIRECTOS</b>	<b>33,00%</b>			<b>303 609,64</b>
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO (Q)</b>				<b>1 223 638,84</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. **Cronograma de actividades**

<b>CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES</b>							
<b>DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR</b>							
<b>CASERÍO SANTA ROSA, ALDEA XAJAXAC, SOLOLÁ.</b>							
<b>COSTOS DIRECTOS</b>	<b>MESES</b>						<b>COSTO (Q)</b>
<b>COMPONENTE</b>	<b>1 (Q)</b>	<b>2 (Q)</b>	<b>3 (Q)</b>	<b>4 (Q)</b>	<b>5 (Q)</b>	<b>6 (Q)</b>	
Preliminares	94 551,03						94 551,03
Parachoques						19 923,32	19 923,32
Barandales						38 736,04	38 736,04
Losa				39 076,16	39 076,16	39 076,16	117 228,49
Viga principal				62 733,79	62 733,79		125 467,57
Diafragmas interiores				6 683,74	6 683,74		13 367,48
Diafragmas exteriores				10 402,63	10 402,63		20 805,27
Apoyo elastomérico				26 201,00			26 201,00
Cortina			16 156,44				16 156,44
Viga de apoyo			12 402,04				12 402,04
Estribos		183 494,12	183 494,12				366 988,23
Zapata		158 329,36	158 329,36				316 658,72
Pilotes	27 576,61	27 576,61					55 153,21
<b>TOTAL POR MES (Q)</b>	<b>122 127,64</b>	<b>369 400,08</b>	<b>370 381,95</b>	<b>145 097,33</b>	<b>118 896,33</b>	<b>97 735,52</b>	<b>1 223 638,84</b>

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. **Cronograma de ejecución**

<b>CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN</b>							
<b>DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR</b>							
<b>CASERÍO SANTA ROSA, ALDEA XAJAXAC, SOLOLÁ.</b>							
<b>COSTOS DIRECTOS</b>	<b>MESES</b>						<b>COSTO (Q)</b>
<b>COMPONENTE</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	
Preliminares	■						94 551,03
Parachoques						■	19 923,32
Barandales						■	38 736,04
Losa				■	■	■	117 228,49
Viga principal				■	■	■	125 467,57
Diafragmas interiores				■	■	■	13 367,48
Diafragmas exteriores				■	■	■	20 805,27
Apoyo elastomérico				■	■		26 201,00
Cortina			■				16 156,44
Viga de apoyo			■				12 402,04
Estribos		■	■				366 988,23
Zapata		■	■				316 658,72
Pilotes	■	■	■				55 153,21
<b>TOTAL POR MES (Q)</b>							<b>1 223 638,84</b>

Fuente: elaboración propia.

### **2.2.9. Elaboración de planos**

Los planos correspondientes al proyecto diseño del puente vehicular del caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac, municipio de Sololá, Sololá, son los siguientes:

- Plano de curvas de nivel y planta general.
- Plano de planta perfil del puente.
- Plano de detalles de losa, viga, parachoques, poste y riel.
- Plano de detalle de diafragmas, cortina, viga de apoyo, pilote, zapata y apoyos elastoméricos.
- Plano de detalle de estribos.

## CONCLUSIONES

1. La ejecución de este estudio de factibilidad del sistema de agua potable del sector Julajuj beneficiará con agua potable en dotaciones adecuadas y continuidad del servicio a 416 familias para los próximos 21 años; lo cual corresponde a la vida útil del proyecto.
2. El puente vehicular de una vía, permite que los más de 400 habitantes residentes en el caserío Santa Rosa y lugares cercanos que circulan por esta carretera y que en época de invierno quedan incomunicados, ahora sí, puedan extraer los productos de su cosecha hacia los mercados locales, trasladarse normalmente en forma segura, así como, movilizar con urgencia a los habitantes enfermos, evitando la exposición a las corrientes del río, que al crecer aísla a la comunidad.
3. Se diseñó la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable, para el sector Julajuj, por gravedad; tomando en cuenta la mayor elevación del vertiente con respecto al tanque de distribución, permitiendo que sea un sistema más económico en comparación a un sistema por bombeo.
4. El diseño del puente vehicular de 18 metros de luz tomando como punto de partida el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de las especificaciones Standard Specifications Highway Bridges de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO 2 005) .





## RECOMENDACIONES

1. Verificar que los materiales a utilizar, sean de la calidad y resistencia indicada en planos.
2. Orientar a la población a que haga buen uso de los proyectos una vez construidos, para garantizar el buen funcionamiento de los mismos.
3. El comité de agua potable deberá informar en cada vivienda que el uso del agua es exclusivamente doméstico y que no se permitirá su uso, para el riego de plantaciones.
4. Capacitar a los beneficiarios del proyecto con temas de higiene, salud y ambiente para crear mejores condiciones de vida.
5. Que los estudiantes que realicen su EPS en la Municipalidad de Sololá le den un seguimiento a las obras de reconstrucción y que este levantamiento sirva de banco de proyecto, para futuros estudios de factibilidad final de proyectos de reconstrucción.
6. En la construcción del puente vehicular del caserío Santa Rosa, debe exigirse a la empresa a cargo, cumpla con todas las normas y especificaciones técnicas propuestas indicadas en los planos.

7. Respetar los puntos de cimentación escogidos para la subestructura del puente, los cuales fueron seleccionados durante la elaboración del estudio de suelos, dado que este sustituirá un relleno existente en el lugar para no incurrir en el error de cimentar bajo un lecho de relleno.
  
8. Que la comunidad vele por el buen uso de las obras, para que las mismas alcancen satisfactoriamente su tiempo de servicio a la comunidad y así evitar daños innecesarios que perjudiquen las necesidades que solventan cada proyecto.

## BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highways and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*; 3a ed. Washington DC., Estados Unidos: AASHTO, 2005. 1436 p.
2. CRESPO VILLALÁZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1999. 639 p.
3. FUENTES A., Bernardo; OROZCO, Guillermo. *Normas generales para diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable*. Guatemala: MSPAS, 1959. 159 p.
4. Instituto Americano del Concreto. *Reglamento para la construcción de concreto reforzado (ACI 318-02) y comentarios*. Estados Unidos: ACI, 1999. 525 p.
5. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú: DGCF, 2003. 287 p.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2004. 706 p.
7. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: UNEPAR, 1997. 103 p.



## **APÉNDICES**

# Apéndice 1. Ensayo triaxial



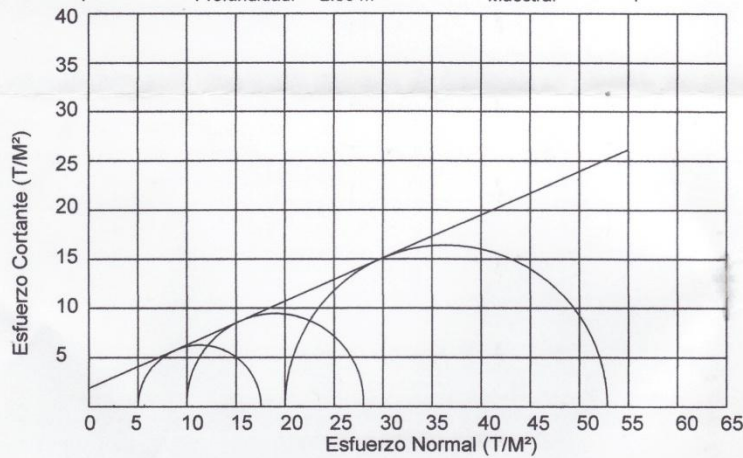
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0253 S.S. O.T.: 29,819

INTERESADO: Rudy Daniel Alemán Girón  
PROYECTO: EPS- Diseño de Puente vehicular para el Caserío Santa Rosa de la aldea Xajaxac  
Ubicación: Sololá, Sololá  
Fecha: 01 de agosto del 2012  
pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



### PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 23.8^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 1.8 \text{ T/m}^2$
--	-------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa con partículas de grava color café  
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	4.5	10	22.5
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m <sup>2</sup> )	28.22	45.35	69.64
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	1.0	2.5	3.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.41	1.41	1.41
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.50	1.50	1.50
HUMEDAD (%H)	24.0	24.0	24.0


Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales. DE INGENIERIA  
DIRECTORA CII/USAC


Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

## Apéndice 2. Examen bacteriológico



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 20000

---

**EXAMEN BACTERIOLOGICO**

O.T. N<sup>o</sup>. 29 914 INF. No. A – 313 354

INTERESADO: <u>RUDY DANIEL ALEMÁN GIRÓN</u> CARNÉ No. 200714712	PROYECTO: <u>EPS "SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR LOS JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJYÁ, SOLOLÁ, SOLOLÁ"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>Sector Los Julajuj</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2012-05-28:11 h 53 hrs.</u>
FUENTE: <u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2012-05-29: 09 h 25 min.</u>
MUNICIPIO: <u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO: <u>Sololá</u>	

SABOR: ---- SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: No hay

ASPECTO: Clara CLORO RESIDUAL: \_\_\_\_\_

OLOR: Inodora

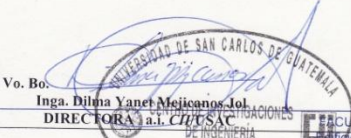
**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)**

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm <sup>3</sup>	+++++	++++-	++++-
01,00 cm <sup>3</sup>	++++-	+++-	+--
00,10 cm <sup>3</sup>	+----	+	-
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup>		33	17


**TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21<sup>ST</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.**

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.


Guatemala, 2012-06-12



Vo. Bo: **Inga Dilma Yanet Mejicanos Jol**  
DIRECTORA a.i. CI/USAC



**Zeno Pach Carros**  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria



FACULTAD DE INGENIERIA –USAC–  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115. Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

### Apéndice 3. Examen físico-químico sanitario



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 19998

---

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO INF. No. 24819

O.T. No. 29 914

<p>INTERESADO: <b>RUDY DANIEL ALEMÁN GIRÓN</b> Carné No. 200714712</p> <p>RECOLECTADA POR: Rudy Alemán</p> <p>LUGAR DE RECOLECCIÓN: Sector Los Julajuj</p> <p>FUENTE: Nacimiento</p> <p>MUNICIPIO: Sololá</p> <p>DEPARTAMENTO: Sololá</p>	<p>PROYECTO: EPS: "SISTEMA DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD PARA EL SECTOR LOS JULAJUJ DE LA ALDEA CHAQUIJIYA, SOLOLÁ, SOLOLÁ"</p> <p>DEPENDENCIA: Particular</p> <p>FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2012-05-28; 11 h 53 min.</p> <p>FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: 2012-05-29; 09 h 25 min.</p> <p>CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Con refrigeración</p>
---	--

RESULTADOS

1. ASPECTO: Clara	4. OLOR: Inodora	7. TEMPERATURA: - °C (En el momento de recolección)
2. COLOR: 08.00 Unidades	5. SABOR: -----	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA: 93,10 µmhos/cm
3. TURBIEDAD: 05,99 UNT	6. potencial de Hidrógeno (pH): 07,22 unidades	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )	00,18	6. CLORUROS (CT)	11,50	11. SOLIDOS TOTALES	84,00
2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> )	00,016	7. FLUORUROS ( F )	00,45	12. SOLIDOS VOLÁTILES	19,00
3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> )	02,20	8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	00,00	13. SOLIDOS FIJOS	65,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,15	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	03,00
5. MANGANESO (Mn)	00,030	10. DUREZA TOTAL	54,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	49,00


ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	50,00	50,00

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_


**OBSERVACIONES:** Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.  
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21<sup>ra</sup> EDITION 2 005. NORMAS COGUANOR NGO 4 010 ( SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 ( AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2012-06-12



Vo.Bo. **Dir. Daniel Alemán Girón**  
DIRECTORÍA DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
DIRECCION

Zenith **Yuch Canjos**  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sección Ingeniería Sanitaria  
Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Apéndice 4. Diseño hidráulico y planos

DISEÑO HIDRÁULICO TUBERÍA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD, LÍNEA DE CONDUCCIÓN

TRAMO	COTA DEL TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERÍA	Ce. de Tubería	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		
	INICIAL	FINAL											INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
E-1	E-2	2524.45	2522.36	2.1	8.33	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.326	0.87	2524.458	2524.132	0.000	1.770	0.000	0.326
E-2	E-0	2522.36	2520.00	2.4	8.97	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.351	0.87	2524.132	2523.781	1.770	3.781	0.326	0.677
E-0	E-3	2520.00	2518.34	1.7	4.16	1	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.163	0.87	2523.781	2523.618	3.781	5.280	0.677	0.840
E-3	R-1	2518.34	2516.87	1.5	4.82	1	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.188	0.87	2523.618	2523.430	5.280	6.556	0.840	1.028
R-1	E-4	2516.87	2516.39	0.5	6.09	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.238	0.87	2523.430	2523.192	6.556	6.803	1.028	1.286
E-4	E-5	2516.39	2514.43	2.0	10.40	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.407	0.87	2523.192	2522.785	6.803	8.350	1.286	1.673
E-5	E-6	2514.43	2511.04	3.4	15.13	3	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.592	0.87	2514.435	2513.843	0.000	2.803	10.023	10.615
E-6	R-2	2511.04	2511.62	-0.6	15.46	3	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.605	0.87	2513.843	2513.238	2.803	1.616	10.615	11.220
R-2	R-3	2511.62	2509.77	1.9	19.50	4	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.763	0.87	2513.238	2512.475	1.616	2.708	11.220	11.983
R-3	E-7	2509.77	2508.54	1.2	11.02	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.431	0.87	2512.475	2512.044	2.708	3.508	11.983	12.414
E-7	E-8	2508.54	2506.12	2.4	18.61	4	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.728	0.87	2512.044	2511.316	3.508	5.194	12.414	13.142
E-8	E-9	2506.12	2503.14	3.0	19.80	4	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.775	0.87	2511.316	2510.541	5.194	7.400	13.142	13.917
E-9	E-10	2503.14	2501.06	2.1	22.41	4	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.877	0.87	2510.541	2509.664	7.400	8.601	13.917	14.794
E-10	E-11	2501.06	2497.26	3.8	17.20	3	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.673	0.87	2509.664	2508.991	8.601	11.730	14.794	15.467
E-11	E-12	2497.26	2492.80	4.5	18.59	4	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.727	0.87	2497.260	2496.533	0.000	3.734	27.197	27.924
E-12	R-4	2492.80	2492.59	0.2	1.46	1	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.057	0.87	2496.533	2496.476	3.734	3.889	27.924	27.981
R-4	R-5	2492.59	2489.47	3.1	9.60	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	150	0.376	0.87	2496.476	2496.100	3.889	6.635	27.981	28.357
R-5	R-6	2489.47	2488.71	0.8	3.00	1	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	151	0.116	0.87	2496.100	2495.984	6.635	7.279	28.357	28.473
R-6	E-13	2488.71	2489.75	-1.0	2.33	1	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	152	0.089	0.87	2495.984	2495.895	7.279	6.144	28.473	28.562
E-13	E-14	2489.75	2490.27	-0.5	4.26	1	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	153	0.161	0.87	2495.895	2495.734	6.144	5.468	28.562	28.723
E-14	E-15	2490.27	2490.09	0.2	8.49	2	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	154	0.316	0.87	2495.734	2495.418	5.468	5.333	28.723	29.039
E-15	E-16	2490.09	2486.15	3.9	17.53	3	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	155	0.645	0.87	2495.418	2494.773	5.333	8.623	29.039	29.684
E-16	E-17	2486.15	2482.40	3.7	16.95	3	0.376	34	0.926	PVC. 160psi	156	0.617	0.87	2494.773	2494.156	8.623	11.748	29.684	30.301

DISEÑO HIDRÁULICO RED DE DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD, LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN																		
TRAMO	Viviendas Futuras	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERÍA	Pérdida HF (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA	
		INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
E	P.O																	
<b>RAMAL PRINCIPAL</b>																		
TDE-17	0	2482.41	2480.12	2.292	9.01	2	1.07	1	1.195	PVC. 160psi	0.71	1.48	2482.41	2481.70	0.00	1.59	0.00	2.29
E-18	0	2480.12	2474.29	5.826	18.22	4	1.07	1	1.195	PVC. 160psi	1.43	1.48	2481.70	2480.27	1.59	5.98	2.29	8.12
E-19	0	2474.29	2465.50	8.792	23.65	4	1.07	1	1.195	PVC. 160psi	1.85	1.48	2480.27	2478.42	5.98	12.92	8.12	16.91
R-8	0	2465.50	2459.49	6.007	13.09	3	1.07	1	1.195	PVC. 160psi	1.03	1.48	2478.42	2477.40	12.92	17.90	16.91	22.92
E-20	0	2459.49	2454.30	5.193	8.22	2	1.07	1	1.195	PVC. 160psi	0.65	1.48	2477.40	2476.75	17.90	22.45	22.92	28.11
E-21	0	2454.30	2452.74	1.560	31.68	6	1.07	1	1.195	HGTL	5.26	1.48	2476.75	2471.49	22.45	18.75	28.11	29.67
E-22	0	2452.74	2448.17	4.568	26.57	5	1.07	1	1.195	PVC. 160psi	2.08	1.48	2471.49	2469.41	18.75	21.24	29.67	34.24
R-13	0	2448.17	2446.78	1.393	36.99	7	1.07	34	0.926	PVC. 160psi	10.04	2.47	2469.41	2459.37	21.24	12.59	34.24	35.63
R-14	0	2446.78	2446.11	0.665	27.77	5	1.07	34	0.926	PVC. 160psi	7.54	2.47	2459.37	2451.83	12.59	5.72	35.63	36.29
<b>RAMAL 1</b>																		
E-23	0	2446.11	2444.57	1.545	5.73	1	0.89	1	1.195	PVC. 160psi	0.32	1.23	2446.11	2445.79	0.00	1.22	0.00	1.55
R-F	0	2444.57	2440.21	4.357	10.66	2	0.89	1	1.195	PVC. 160psi	0.60	1.23	2445.79	2445.20	1.22	4.98	1.55	5.90
R-31	0	2440.21	2433.80	6.412	23.43	4	0.89	34	0.926	PVC. 160psi	4.54	2.05	2445.20	2440.66	4.98	6.86	5.90	12.31
E-29	2	2433.80	2427.95	5.847	23.28	4	0.89	34	0.926	PVC. 160psi	4.51	2.05	2440.66	2436.15	6.86	8.20	12.31	18.16
R-32	2	2427.95	2423.74	4.213	21.22	4	0.85	34	0.926	PVC. 160psi	3.78	1.96	2436.15	2432.37	8.20	8.63	18.16	22.37
R-33	6	2423.74	2417.24	6.498	31.95	6	0.85	1	1.195	PVC. 160psi	1.64	1.18	2423.74	2422.10	0.00	4.86	22.37	28.87
E-30	6	2417.24	2412.81	4.433	19.71	4	0.77	1	1.195	PVC. 160psi	0.85	1.07	2422.10	2421.25	4.86	8.44	28.87	33.31
R-G	10	2412.81	2408.93	3.881	21.26	4	0.77	34	0.926	PVC. 160psi	3.16	1.78	2421.25	2418.09	8.44	9.16	33.31	37.19
R-H	10	2408.93	2403.79	5.137	27.96	5	0.69	34	0.926	PVC. 160psi	3.40	1.60	2418.09	2414.69	9.16	10.90	37.19	42.32
R-I	14	2403.79	2401.88	1.910	11.11	2	0.69	34	0.926	PVC. 160psi	1.35	1.60	2414.69	2413.34	10.90	11.46	42.32	44.23

DISEÑO HIDRÁULICO RED DE DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD, LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN																			
TRAMO	Viviendas Futuras	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERÍA	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		
		INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
E	P.O.																		
R-J	R-K	23	2399.36	2397.20	2.165	19.40	3	0.61	3/4	0.926	PVC, 160psi	1.89	1.42	2400.34	2398.45	0.97	1.25	46.75	48.92
R-K	R-L	23	2397.20	2392.67	4.524	33.77	6	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	1.74	1.00	2398.45	2396.71	1.25	4.04	48.92	53.44
R-L	R-M	23	2392.67	2388.41	4.268	30.67	6	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	1.58	1.00	2396.71	2395.13	4.04	6.72	53.44	57.71
R-M	E-32	23	2388.41	2386.26	2.145	15.91	3	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.82	1.00	2395.13	2394.31	6.72	8.05	57.71	59.85
E-32	R-N	23	2386.26	2382.30	3.958	31.40	6	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	1.62	1.00	2386.26	2384.64	0.00	2.34	59.85	63.81
R-N	E-33	23	2382.30	2378.42	3.887	39.83	7	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	2.05	1.00	2384.64	2382.59	2.34	4.17	63.81	67.70
E-33	R-O	23	2378.42	2370.92	7.492	45.72	8	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	2.36	1.00	2382.59	2380.23	4.17	9.31	67.70	75.19
R-O	E-34	25	2370.92	2365.89	5.030	39.56	7	0.44	3/4	0.926	PVC, 160psi	2.04	1.00	2380.23	2378.19	9.31	12.30	75.19	80.22
E-34	E-35	31	2365.89	2357.55	8.342	62.84	11	0.38	3/4	0.926	PVC, 160psi	2.47	0.87	2365.89	2363.42	0.00	5.87	80.22	88.56
E-35	R-Q	31	2357.55	2346.97	10.579	82.13	14	0.28	3/4	0.926	PVC, 160psi	1.83	0.84	2363.42	2361.59	5.87	14.62	88.56	99.14
R-Q	E-36	33	2346.97	2343.85	3.121	29.37	5	0.28	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.66	0.64	2361.59	2360.93	14.62	17.08	99.14	102.26
E-36	E-38	37	2343.85	2335.04	8.811	80.64	14	0.24	3/4	0.926	PVC, 160psi	1.35	0.85	2360.93	2359.58	17.08	24.54	102.26	111.07
E-38	E-43	37	2335.04	2331.94	3.102	45.23	8	0.16	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.36	0.37	2359.58	2359.22	24.54	27.28	111.07	114.18
E-43	E-44	37	2331.94	2326.51	5.426	69.01	12	0.16	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.55	0.37	2359.22	2358.67	27.28	32.16	114.18	119.60
E-44	E-45	37	2326.51	2325.86	0.655	13.94	3	0.16	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.11	0.37	2358.67	2358.56	32.16	32.71	119.60	120.26
E-45	E-47	41	2325.86	2322.94	2.918	25.67	5	0.16	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.20	0.37	2358.56	2358.36	32.71	35.42	120.26	123.17
E-47	E-48	45	2322.94	2315.58	7.364	138.38	24	0.08	3/4	0.93	PVC, 160psi	6.12	0.63	2358.36	2352.24	35.42	36.66	123.17	130.54
<b>RAMAL 2</b>																			
E-23	R-15	0	2446.11	2444.53	1.581	24.89	5	0.20	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.30	0.46	2446.11	2445.82	0.00	1.28	0.00	1.58
R-15	E-24	0	2444.53	2443.81	0.721	20.12	4	0.20	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.24	0.46	2445.82	2445.57	1.28	1.76	1.58	2.30
E-24	R-16	0	2443.81	2439.89	3.923	12.43	3	0.20	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.15	0.46	2445.57	2445.43	1.76	5.54	2.30	6.22
R-16	R-17	0	2439.89	2437.08	2.807	19.01	4	0.20	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.23	0.46	2445.43	2445.20	5.54	8.12	6.22	9.03
R-17	R-18	0	2437.08	2434.35	2.732	20.88	4	0.20	3/4	0.926	PVC, 160psi	0.25	0.46	2445.20	2444.95	8.12	10.60	9.03	11.76

TRAMO		Viviendas Futuras	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESIÓN DINAMICA		PRESIÓN ESTÁTICA	
			INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
E	P.O.																		
R-18	R-19	0	2434.35	2433.98	0.368	12.35	3	0.20	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.15	0.46	2444.95	2444.80	10.60	10.82	11.76	12.13
R-19	R-20	0	2433.98	2431.29	2.691	22.15	4	0.20	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.27	0.46	2433.98	2433.72	0.00	2.43	12.13	14.82
R-20	E-25	0	2431.29	2428.63	2.664	15.04	3	0.20	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.18	0.46	2433.72	2433.54	2.43	4.91	14.82	17.49
E-25	R-A	2	2428.63	2425.59	3.040	7.26	2	0.20	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.09	0.46	2433.54	2433.45	4.91	7.86	17.49	20.53
R-A	R-B	4	2425.59	2424.37	1.212	12.25	3	0.16	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.10	0.37	2433.45	2433.35	7.86	8.98	20.53	21.74
R-B	E-26	6	2424.37	2415.23	9.145	38.79	7	0.12	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.18	0.27	2424.37	2424.19	0.00	8.96	21.74	30.88
E-26	R-22	6	2415.23	2408.12	7.109	21.14	4	0.08	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.05	0.18	2415.23	2415.18	0.00	7.06	30.88	37.99
R-22	E-26.1	6	2408.12	2404.89	3.227	9.60	2	0.08	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.02	0.18	2415.18	2415.16	7.06	10.27	37.99	41.22
E-26.1	R-23	6	2404.89	2404.05	0.848	2.55	1	0.08	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.01	0.18	2415.16	2415.16	10.27	11.11	41.22	42.07
R-23	R-24	6	2404.05	2402.85	1.200	3.57	1	0.08	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.01	0.18	2415.16	2415.15	11.11	12.30	42.07	43.27
R-24	R-25	6	2402.85	2402.65	0.195	11.29	2	0.08	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.03	0.18	2415.15	2415.12	12.30	12.47	43.27	43.46
R-25	R-26	8	2402.65	2400.15	2.500	16.15	3	0.06	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.04	0.18	2415.12	2415.09	12.47	14.94	43.46	45.96
R-26	R-E	8	2400.15	2395.80	4.350	34.42	6	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.02	0.09	2415.09	2415.07	14.94	19.27	45.96	50.31
R-E	R-D	8	2395.80	2395.10	0.700	8.84	2	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.01	0.09	2415.07	2415.06	19.27	19.96	50.31	51.01
R-D	E-26.2	8	2395.10	2391.73	3.374	18.96	4	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.01	0.09	2415.06	2415.05	19.96	23.32	51.01	54.39
E-26.2	R-29	8	2391.73	2386.05	5.676	35.93	6	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.02	0.09	2415.05	2415.03	23.32	28.98	54.39	60.06
R-29	E-28	8	2386.05	2383.76	2.290	16.47	3	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.01	0.09	2415.03	2415.02	28.98	31.26	60.06	62.35
E-28	R-30	8	2383.76	2383.09	0.670	4.05	1	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.00	0.09	2415.02	2415.01	31.26	31.92	62.35	63.02
R-30	E-26.4	8	2383.09	2382.35	0.738	9.75	2	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.01	0.09	2415.01	2415.01	31.92	32.66	63.02	63.76
E-26.4	E-26.5	10	2382.35	2377.67	4.678	38.15	7	0.04	3/4	0.926	PVC, 160 psi	0.02	0.09	2415.01	2414.99	32.66	37.31	63.76	68.44

DISEÑO HIDRÁULICO RED DE DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD. LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN																			
TRAMO	Viviendas Futuras	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	L (m)	TOTAL TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERÍA	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		
		INICIAL	FINAL										INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
E	P.O.																		
<b>RAMAL 3</b>																			
E-30	R-34	0	2417.24	2415.52	1.716	3	0.12	3/4	0.926	PVC. 160psi	0.06	0.27	2422.10	2422.03	4.86	6.51	28.87	30.59	
R-34	R-35	0	2415.52	2411.48	4.048	3	0.12	3/4	0.926	PVC. 160psi	0.08	0.27	2422.03	2421.95	6.51	10.47	30.59	34.64	
R-35	R-36	0	2411.48	2413.73	-2.257	4	0.12	3/4	0.926	PVC. 160psi	0.09	0.27	2421.95	2421.86	10.47	8.13	34.64	32.38	
R-36	R-37	0	2413.73	2412.61	1.119	3	0.12	3/4	0.926	PVC. 160psi	0.08	0.27	2421.86	2421.78	8.13	9.17	32.38	33.50	
R-37	R-38	2	2412.61	2411.41	1.208	3	0.12	3/4	0.926	PVC. 160psi	0.08	0.27	2421.78	2421.70	9.17	10.29	33.50	34.71	
R-38	R-39	6	2411.41	2407.35	4.054	5	0.08	3/4	0.926	PVC. 160psi	0.06	0.18	2421.70	2421.64	10.29	14.29	34.71	38.76	
<b>RAMAL 4</b>																			
E-36	R-S	0	2343.85	2338.31	5.539	12	0.04	3/4	0.93	PVC. 315psi	0.87	0.31	2360.93	2360.06	17.08	21.75	34.56	40.10	
R-S	E-37	0	2338.31	2337.89	0.425	8	0.04	3/4	0.93	PVC. 315psi	0.58	0.31	2360.06	2359.48	21.75	21.60	40.10	40.53	
E-37	R-T	2	2337.89	2338.76	-0.872	9	0.04	3/4	0.93	PVC. 315psi	0.66	0.31	2359.48	2358.82	21.60	20.06	40.53	39.66	
<b>RAMAL 5</b>																			
E-47	E-47.1	2	2322.94	2325.16	-2.218	14	0.04	3/4	0.93	PVC. 315psi	0.995	0.313	2358.359	2357.364	35.420	32.207	159.469	157.251	