



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RÍO CARCAJ Y LÍNEA DE  
CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA TASHARJÁ  
CENTRO, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE  
CHIQUMULA**

**Colver Conrado Muralles Veliz**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, mayo de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RÍO CARCAJ Y LÍNEA DE  
CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA TASHARJÁ  
CENTRO, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE  
CHIQUMULA**

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**COLVER CONRADO MURALLES VELIZ**  
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MAYO DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

### **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RÍO CARCAJ Y LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA TASHARJÁ CENTRO, MUNICIPIO DE SAN JUAN ERMITA, DEPARTAMENTO DE CHIQUMULA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 25 de noviembre de 2005.

Colver Conrado Muralles Veliz.

## **ACTO QUE DEDICO A:**

**Dios todopoderoso...** que me ha bendecido cada día de mi vida y que me permitió llegar hasta aquí, porque ha tenido misericordia de mí, aun siendo como soy.

**Mi Madre...** que siempre me ha dado lo que tiene, sin condición. A la mujer bendita que me ha mostrado el camino que debo seguir, no con regaños... ella lo ha hecho con amor y sabiduría... a la madre amiga, a la que siempre tiene para mí un abrazo y un estímulo sincero cuando mis días son menos buenos.

**Mi Luna...** a mi fuente inagotable de inspiración y de motivación... a la forma física de algo que yo llamo felicidad... a la mujer que siempre está a mi lado un minuto antes de necesitarla.

**Mi hermana Vilma...** ejemplo de humildad y fortaleza... la que ha aprendido a escucharme y a darme ese amor que sólo existe entre hermanos, pese a tener un carácter completamente distinto... a mi hermana más grande y a la vez más pequeña.

**Mi hermano Estuardo...** que me ha faltado por más de la mitad de mi vida, pero me ha demostrado que a pesar de la distancia que nos separa, los lazos que nos unen están fortalecidos por una amistad única... el hombre de espíritu emprendedor que siempre ve el futuro de una manera positiva.

**Mi hermana Claudia...** quien me ha apoyado de forma moral y material sin ponerme condiciones o limitantes, y siempre está dispuesta a ayudarme... a la que admiro por tener un carácter fuerte con un toque de nobleza.

**Mis sobrinos...** Vilma Amilsa, Claudia Alejandra y Ángel Daniel, con amor.

**Mis cuñados...** Vidal y Ángel.

**Mis amigos...** Lázaro, Víctor, Juan Carlos Cutzal, Bartolo, Noe, Ingrid, Nelson, Ervin, Julio, Gerson Bravo, Jonathan, Juan Carlos García, Oswaldo, Luis... porque me han enseñado que más que ser compañeros de aulas o conocidos, siempre están allí, en los días buenos y en los menos buenos... a todos los que no menciono por nombre y que me han dado su amistad aun de forma temporal, brindándome su apoyo... a quienes me han dado la mano en algún momento de mi existencia.

**A la facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.**

## **AGRADECIMIENTOS**

Al ingeniero Manuel Arrivillaga, quien me asesoró de forma dedicada en la realización del presente trabajo, transmitiéndome sus conocimientos y experiencias sin ningún egoísmo.

A Cesar Galicia, Obdulio Portillo, Yoni Roque y Manuel Mateo, que nunca escatimaron sus esfuerzos y me proporcionaron lo necesario para realizar este trabajo; a todo el personal de la Oficina Municipal de Planificación y de la Municipalidad de San Juan Ermita.

A la familia Villeda Jordán, que me recibió en su casa, sin haberme visto antes.

## **RECONOCIMIENTOS**

Al ingeniero Carlos Enríquez, al ingeniero Pedro Pablo Valdez, y a todas las personas que de una u otra forma influyeron en mi vida de forma positiva para lograr mis objetivos; que este trabajo sea una recompensa a todos sus esfuerzos.

# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b> -----	VII
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> -----	XI
<b>GLOSARIO</b> -----	XIII
<b>JUSTIFICACIÓN</b> -----	XV
<b>OBJETIVOS</b> -----	XVII
<b>INTRODUCCIÓN</b> -----	XIX
<b>1. FASE DE INVESTIGACIÓN</b> -----	1
1.1 Monografía -----	1
1.1.1 Caracterización socio – económica de los beneficiarios-----	1
1.1.1.1 Generalidades-----	2
1.1.1.1.1 Temperatura-----	2
1.1.1.1.2 Extensión-----	2
1.1.1.1.3 Colindancias-----	3
1.1.1.2 Vías de comunicación-----	3
1.1.1.3 Población-----	4
1.1.2 Aspectos socio – culturales-----	4
1.1.2.1 Educación -----	5
1.1.2.2 Organización social-----	6
1.1.3 Características geográficas del municipio-----	6
1.1.4 Aspectos demográficos-----	7
1.1.5 Aspectos topográficos-----	8
1.1.6 Servicios existentes en la comunidad-----	8
1.1.6.1 Agua potable-----	8
1.1.6.2 Energía eléctrica-----	8
1.1.6.3 Drenaje sanitario-----	9

1.1.6.4	Transporte-----	9
1.1.7	Aspectos educativos generales-----	9
1.1.8	Otros servicios-----	10
<b>2.</b>	<b>SERVICIO PROFESIONAL: PUENTE VEHICULAR, RÍO CARCAJ-----</b>	<b>11</b>
2.1	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección, viga y losa-----	11
2.2	Estudios preliminares-----	14
2.2.1	Levantamiento topográfico-----	14
2.2.2	Estudio de valor soporte del suelo-----	15
2.2.3	Cálculo de caudales máximos-----	16
2.2.3.1	Método de sección pendiente-----	17
2.2.3.2	Cálculo de caudal máximo-----	18
2.2.4	Análisis estructural -----	19
2.2.4.1	Líneas de influencia-----	19
2.3	Diseño de puente vehicular sobre Río Carcaj-----	22
2.3.1	Datos y especificaciones-----	22
2.3.2	Diseño de la superestructura-----	22
2.3.2.1	Diseño de la losa-----	22
2.3.2.1.1	Cálculo del peralte-----	23
2.3.2.1.2	Cálculo de momentos-----	24
2.3.2.1.3	Cálculo del refuerzo-----	26
2.3.2.2	Diseño de la viga interior-----	30
2.3.2.2.1	Cálculo de peralte y base-----	30
2.3.2.2.2	Cálculo de momentos-----	32
2.3.2.2.3	Cálculo del refuerzo-----	36
2.3.2.2.4	Diseño a corte-----	38
2.3.2.3	Diseño de la viga exterior-----	41
2.3.2.3.1	Cálculo de momentos-----	41

2.3.2.3.2	Cálculo del refuerzo-----	42
2.3.2.3.3	Diseño a corte-----	44
2.3.2.4	Diseño de diafragmas-----	47
2.3.2.4.1	Diseño de diafragma interior-----	48
2.3.2.4.2	Diseño de diafragma exterior-----	49
2.3.3	Diseño de la subestructura-----	50
2.3.3.1	Diseño de la cortina-----	50
2.3.3.2	Diseño de la viga de apoyo-----	56
2.3.3.2.1	Diseño de los apoyos de neopreno-----	57
2.3.3.3	Diseño del ala-----	58
2.3.3.4	Diseño del estribo de concreto ciclópeo-----	58
2.3.4	Diseño del barandal-----	65
2.3.5	Elaboración de planos-----	67
2.3.6	Elaboración de presupuesto-----	68

### **3. SERVICIO PROFESIONAL: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD ALDEA**

	<b>TASHARJÁ CENTRO-----</b>	<b>69</b>
3.1	Estudios preliminares-----	69
3.1.1	Aforos-----	69
3.1.2	Exámenes de calidad del agua-----	70
3.1.3	Topografía-----	70
3.1.4	Censo de población actual-----	71
3.1.5	Período de diseño-----	71
3.2	Cálculo de la población futura-----	71
3.2.1	Método geométrico-----	72
3.3	Descripción del sistema existente-----	72
3.4	Determinación de caudales-----	73
3.4.1	Caudal medio diario-----	73

3.4.2	Caudal de día máximo-----	74
3.5	Diseño de la línea de conducción por gravedad-----	74
3.5.1	Diámetro de la tubería-----	75
3.5.2	Selección del tipo de tubería-----	77
3.5.3	Obras de arte-----	78
3.5.3.1	Diseño de paso aéreo-----	78
3.6	Diseño estructural del tanque de almacenamiento-----	93
3.6.1	Tipología del tanque-----	93
3.6.2	Diseño del tanque-----	93
	Dimensionamiento-----	93
	Diseño de losas-----	94
	Diseño de vigas y columnas-----	96
	Diseño de zapatas-----	98
	Diseño de muro-----	102
3.7	Presupuesto-----	105
3.8	Desinfección-----	106
3.9	Programa de operación y mantenimiento-----	106
3.9.1	Costos-----	107
3.9.2	Propuesta de tarifa-----	109
3.10	Evaluación socio-económica-----	109
3.10.1	Valor presente neto-----	109
3.10.2	Tasa interna de retorno-----	109

#### **4. RIESGOS, VULNERABILIDAD Y ASPECTOS GENERALES DE**

##### **UNA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL-----111**

4.1	Descripción del entorno ambiental del puente sobre Río Carcaj----	111
4.1.1	Riesgo de impacto ambiental-----	112
4.1.2	Vulnerabilidad del entorno-----	112
4.1.3	Aspectos a considerar para no causar daños-----	112

4.2	Descripción del entorno ambiental de la línea de conducción	
	aldea Tasharjá Centro-----	113
4.2.1	Riesgo de impacto ambiental-----	114
4.2.2	Vulnerabilidad del entorno-----	114
4.2.3	Aspectos a considerar para no causar daños-----	114
<b>CONCLUSIONES-----</b>		<b>115</b>
<b>RECOMENDACIONES-----</b>		<b>117</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA-----</b>		<b>119</b>
<b>APÉNDICES-----</b>		<b>121</b>



# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1.	Ubicación del puente sobre río Carcaj-----	14
2.	Ubicación del municipio de San Juan Ermita y distribución de tipos de suelos-----	16
3.	Sección de río Carcaj, aldea Quequezque-----	19
4.	Líneas de influencia para reacciones en vigas simples-----	20
5.	Líneas de influencia para fuerzas cortantes en vigas simples-----	21
6.	Líneas de influencia para momentos flexionantes en vigas simples-----	21
7.	Líneas de influencia para reacciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes en vigas con voladizos-----	21
8.	Geometría de la superestructura del puente-----	23
9.	Diagrama de carga distribuida y momentos de losa-----	25
10.	Franja de diseño de losa-----	27
11.	Sección típica de losa-----	29
12.	Detalle de sistema de drenajes-----	29
13.	Posición crítica del camión para producir el momento máximo-----	32
14.	Diagrama de cuerpo libre para carga viva-----	33
15.	Diagrama de cuerpo libre para carga muerta-----	35
16.	Detalle de armado de viga interior-----	38
17.	Diagrama de cuerpo libre por carga muerta para corte en viga interior----	39
18.	Diagrama de cuerpo libre por carga viva para corte en viga interior-----	39
19.	Diagrama de cuerpo libre para carga muerta-----	41
20.	Detalle de armado de viga exterior-----	44
21.	Diagrama de cuerpo libre por carga muerta para corte en viga exterior---	44

22.	Diagrama de cuerpo libre por carga viva para corte en viga exterior-----	45
23.	Geometría y refuerzo del diafragma interior-----	48
24.	Geometría y refuerzo del diafragma exterior-----	49
25.	Geometría y refuerzo de la cortina y la viga de apoyo-----	50
26.	Sobrecarga del suelo-----	51
27.	Diagrama de empuje-----	51
28.	Diagrama de fuerza longitudinal-----	52
29.	Armado de cortina y viga de apoyo-----	56
30.	Geometría y diagrama de presiones del estribo-----	59
31.	Cargas de diseño para postes-----	66
32.	Detalle de armado de poste y barandal-----	67
33.	Diagrama de flechas y tensiones-----	80
34.	Geometría de columna de apoyo-----	84
35.	Refuerzo de la columna de apoyo-----	86
36.	Diagrama de distribución de corte en zapata de paso aéreo-----	88
37.	Diagrama de perímetro afectado por punzonamiento en zapata de paso aéreo-----	89
38.	Armado de zapata de paso aéreo-----	90
39.	Armado de losa de tanque de almacenamiento-----	96
40.	Armado de viga de apoyo de tanque de almacenamiento-----	97
41.	Armado de columna de tanque de almacenamiento-----	98
42.	Diagrama de área de distribución de corte-----	100
43.	Diagrama de perímetro afectado por punzonamiento-----	101
44.	Armado de zapata de tanque de almacenamiento-----	102
45.	Geometría de muro de tanque de almacenamiento-----	103
46.	Entorno ambiental de puente sobre río Carcaj-----	111
47.	Entorno ambiental de línea de conducción aldea Tasharjá Centro-----	113

## TABLAS

II. Momento de volteo-----	60
III. Momento estabilizante-----	60
IV. Momento de volteo en sentido horizontal-----	64
V. Presupuesto puente vehicular río Carcaj-----	68
VI. Caudales por el método volumétrico-----	70
VII. Distribución y ubicación de accesorios-----	76
VIII. Valores de tensiones horizontales y máximas-----	80
IX. Valores de tensiones horizontales y máximas corregidos-----	81
X. Variación de la longitud de las péndolas según su ubicación-----	83
XI. Momentos estabilizantes para muro en tanque de almacenamiento-----	103
XII. Presupuesto línea de conducción de agua potable Tasharjá Centro-----	105
XIII. Programa de operación y mantenimiento-----	107



## LISTA DE SÍMBOLOS

$l_d$	Longitud de desarrollo
$F_y$	Límite de fluencia del acero
HS-15-44	Carga de diseño de un camión de 15Ton, norma de 1944.
$M_{CV}$	Momento por carga viva
$M_{CM}$	Momento por carga muerta
$M_U$	Momento último
$A_s$	Área de acero
$\rho$	Cuantilla de acero
#	Número
@	A cada
W	Carga distribuida
Fd	Factor de distribución
$\forall$	Para todo
$\sum$	Sumatoria
G40,60	Grado de acero
$V_{CM}$	Corte por carga muerta
$V_{CV}$	Corte por carga viva
$V_U$	Corte último
e	Excentricidad
$P_{max,min}$	Presión máxima y mínima
Q	Caudal
l/h/d	Litros por habitante al día
hf	Pérdidas de energía por fricción
C	Coefficiente de rugosidad de tubería
$\emptyset$	Diámetro



## GLOSARIO

<b>Alabeo</b>	Pandeo o curvatura que sufre una estructura ya sea en sentido vertical, horizontal o por torsión.
<b>Latitud</b>	Ángulo medido desde el Ecuador en dirección a cualquiera de los dos polos.
<b>Longitud</b>	Distancia de un lugar respecto al primer meridiano, calculada en grados sobre el Ecuador.
<b>Muerto</b>	Elemento enterrado de dimensiones cúbicas, cuya función es soportar las tensiones provenientes del cable principal del paso aéreo.
<b>Pesticidas</b>	Venenos y productos de origen químico que sirven para evitar plagas en los cultivos y son dañinos para la salud humana.



## JUSTIFICACIÓN

La realización de los proyectos se justifica por las siguientes razones.

- a. Los habitantes de la aldea Quequezque carecen de un puente vehicular que les permita cruzar de forma segura el río Carcaj, mientras que la población de la aldea Tasharjá Centro no es abastecida de agua potable de forma óptima debido al mal estado de la línea de conducción, la caja distribuidora de caudales, la captación y el tanque de distribución.
- b. En la estación lluviosa y debido a las condiciones topográficas de la aldea Quequezque, la creciente del río baja con demasiada fuerza, representando un peligro significativo tratar de cruzar el río en esas condiciones.
- c. El diseño de una nueva línea de conducción de agua para la aldea Tasharjá Centro, así como de todos los elementos que complementan a la misma, ayudará a aprovechar el caudal de la fuente en su totalidad para abastecer de agua a la población de una manera adecuada.



## OBJETIVOS

- **General**

Desarrollar el diseño del puente sobre el río Carcaj y la línea de conducción de agua de la aldea Tasharjá Centro, dándole con esto una solución técnica a un servicio de vital importancia como es el abastecimiento de agua potable, por un lado, y la continuidad permanente de la única vía de acceso a la aldea Quequezque, por el otro.

- **Específicos**

1. Aprovechar, por medio de una planificación adecuada, el caudal que produce la fuente que abastece la línea de conducción actual de la aldea Tasharjá Centro.
2. Proveer a los vecinos de la aldea Quequezque, de un puente que les permita cruzar de forma segura el río Carcaj en la estación lluviosa.



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo consolida la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), y se enfoca básicamente a las actividades de planificación y diseño de proyectos que tendrán a bien satisfacer necesidades prioritarias en el municipio de San Juan Ermita.

Con este trabajo, se pretende desarrollar o mostrar detalles que son de gran importancia para mejorar las condiciones de vida, referente a vías de comunicación y transporte para la aldea Quequezque, así como también realizar el diseño y cálculo hidráulico de la línea de conducción de agua de la aldea Tasharjá Centro, aplicando conceptos y métodos correspondientes a la rama de la ingeniería civil en ambos casos.

Todo lo que se plantea en este trabajo está basado en un diagnóstico derivado de un sondeo realizado en la población por la Municipalidad de San Juan Ermita para establecer a priori posibles soluciones a los problemas de mérito. Por tanto, conforme se avance en el desarrollo de la investigación y del trabajo, las soluciones podrán ser más objetivas, reales y profundas, esperando que al momento de ejecutar los proyectos, los mismos sean funcionales, y se puedan dejar establecidas las bases necesarias para planificar y ejecutar nuevos proyectos, que ayuden a satisfacer necesidades y demandas de la población beneficiada en los aspectos de servicios e infraestructura, y en la medida de lo posible, contribuir con ello al bienestar social de dichas comunidades.

# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1 Monografía**

La aldea Quequezque se encuentra ubicada a 17 kilómetros del municipio de San Juan Ermita, de los cuales dos kilómetros son de asfalto y quince de terracería; por su parte, la aldea Tasharjá Centro se ubica frente a la aldea Quequezque y únicamente la separa de la misma el camino de terracería que conduce al municipio de Olopa.

Estas dos comunidades son de las más alejadas de la cabecera municipal y por ende el acceso a las mismas es difícil, pero en cambio, cuentan con extensiones agrícolas y recursos hidrológicos que proporcionan a la población una fuente adecuada para suplir sus necesidades básicas.

### **1.1.1 Caracterización socio – económica de los beneficiarios**

La población de ambas comunidades conserva rasgos y características propias de la etnia Copanch´Ortí, pero no utilizan ningún traje típico propio de dicha etnia y el idioma que hablan es el español. Por ser una población de escasos recursos económicos la mayoría de familias se dedican a la agricultura contando para ello con un promedio de cinco tareas de tierra en las cuales cultivan maíz y frijol principalmente, y en menor grado café, cebolla y banano.

La mayor parte de esos productos son utilizados para el consumo familiar, aunque el frijol y el café también los venden a través del mercado del departamento de Chiquimula o bien por intermediarios que se dedican al comercio local.

### **1.1.1.1 Generalidades**

#### **1.1.1.1.1 Temperatura**

La temperatura de las aldeas Quequezque y Tasharjá Centro se mantiene en promedio entre 15°C y 25°C casi todo el año, ya que ambas aldeas están a una altura aproximada de 1,260 MSNM, aunque en los meses de diciembre y enero el clima se torna un poco frío debido a que el entorno ambiental es montañoso y semi-boscoso.

En las dos comunidades se encuentran bien definidas la estación seca y la lluviosa. La primera ocurre en el periodo de noviembre a mayo y la segunda de mayo a octubre, y en esta última tiende a hacer un poco de calor debido a la evapotranspiración que ocurre en las horas en que el sol está fuerte.

Fuente: Insivumeh, estación meteorológica Gualán; estación hidrológica Camotán.

#### **1.1.1.1.2 Extensión**

La extensión territorial de la aldea Quequezque es de aproximadamente 3 km<sup>2</sup>, incluyendo bosque, áreas agrícolas y terrenos para viviendas, mientras que la aldea Tasharjá Centro tiene una área aproximada de 2 km<sup>2</sup>, en las mismas condiciones de la aldea Quequezque. Las áreas demasiado montañosas se consideran parte del municipio pero no de ninguna comunidad en específico.

### 1.1.1.1.3 Colindancias

La aldea Quequezque colinda al norte con la aldea Tasharjá y parte del municipio de Jocotán, al este con la aldea Tituque del municipio de Olopa, al sur con la aldea El Guayabo del municipio de Olopa, y al oeste con el caserío El Matazano de la aldea Chispn Jaral. La aldea Tasharjá Centro colinda al norte y al este con el municipio de Jocotán, al sur con las aldeas Quequezque y Los Encuentros, y al oeste con las aldeas Churischn y Río Arriba.

### 1.1.1.2 Vías de comunicación

La aldea Quequezque cuenta con una única vía de comunicación que est compuesta por una carretera de terracería de 18 kilómetros con el orden de recorrido siguiente:

<b>Tramo</b>	<b>Longitud</b>
San Juan Ermita - Veguitas.	2 Km.
Veguitas - San Antonio Lajas.	8 Km.
San Antonio Lajas - Chispan Jaral.	5.8 Km.
Chispan Jaral - Quequezque.	2.2 Km.

Tanto en los períodos de gobiernos municipales pasados como en el actual se ha tratado de construir otra vía de acceso que permita acercar a la comunidad al municipio de Olopa, pero nunca se ha logrado llevar a cabo el proyecto debido a la negativa de algunas personas para otorgar los permisos de paso necesarios para su realización.

La vía de comunicación principal hacia la aldea Tasharjá Centro tiene 17 kilómetros con el orden de recorrido siguiente:

<b>Tramo</b>	<b>Longitud</b>
San Juan Ermita - Veguitas.	2 Km.
Veguitas - Encuentros.	12 Km.
Encuentros - Tasharjá Centro.	3 Km.

Aunque a esta aldea también se puede llegar por una vía alterna que rodea la parte opuesta del municipio de San Juan Ermita, pasando por las aldeas Lagunetas, Carrizal y Churischán. Las comunidades beneficiadas tienen acceso en moto o vehículo de doble tracción en un 90% del año debido a que la topografía del terreno es demasiado quebrada y eso permite que el suelo se erosione en la parte más copiosa de la estación de lluvias.

### **1.1.1.3 Población**

La aldea Quequezque cuenta con una población de 269 habitantes, de los cuales 133 son mujeres y 136 son hombres, mientras que la aldea Tasharjá tiene un total de 455 habitantes en sus 3 divisiones, de los cuales 226 son mujeres y 229 hombres. Estas poblaciones no hacen distinción de rangos de edades debido a que en los estudios de los proyectos que se realizarán se considera que todas las personas que viven en las comunidades involucradas serán beneficiadas de igual forma.

(Fuente: Censo OMP 2004).

### **1.1.2 Aspectos socio – culturales**

El matrimonio es una de las instituciones más firmes en las comunidades. Otras tradiciones importantes de las comunidades son la danza del torito pinto que se celebra el 25 de diciembre y la jalada de gallos que se celebra el 24 de junio en honor a San Juan Bautista.

También existen las costumbres religiosas, que incluyen la celebración del día de la cruz el día 3 de mayo, procesiones cuando hay actividades religiosas como los viernes de cuaresma, en semana santa y en las celebraciones del patrón o patrona de cada comunidad, y en el mes de diciembre, las posadas, los nacimientos y la navidad. En cada una de las comunidades rurales se celebra el día del patrón protector. También se celebran el día de los santos y de difuntos, el 1 y 2 de noviembre. La fiesta oficial de todo el municipio es del diecisiete al veintiuno de diciembre. El centro siempre es la cabecera municipal. El 24 de junio también se celebra una procesión especial con San Juan Bautista, una eucaristía solemne, competencias deportivas y un baile.

#### **1.1.2.1 Educación**

La comunidad de Quequezque cuenta con una escuela de educación primaria y a ella tiene acceso toda la población en edad escolar que vive en la aldea; luego de completar dicho ciclo de educación los que cuentan con los medios y recursos necesarios continúan estudiando el ciclo básico en el instituto NUFED (Núcleos Familiares de Educación) de la aldea Tasharjá o bien en la tele secundaria de la aldea Los Encuentros.

La aldea Tasharjá Centro cuenta con servicios de educación primaria y básica a los cuales tiene acceso toda la población en edad escolar. Una vez completado el ciclo de educación básica algunos viajan al municipio de Jocotán o al departamento de Chiquimula para estudiar el ciclo diversificado y obtener el título de educación media, esto debido a que en la cabecera municipal tampoco existe ningún instituto público o colegio particular que imparta carreras de nivel medio.

### **1.1.2.2 Organización social**

Dentro de su propia organización e interacción social las comunidades se encuentran divididas de la manera siguiente: los hombres son los encargados de llevar el alimento a la familia y cuando estos han adquirido un compromiso con una mujer ya no ayudan a los padres en las labores agrícolas.

Las mujeres son las encargadas de elaborar los alimentos; la mayoría trotea tres veces al día, juntando posteriormente leña y en los casos en los que no tienen agua potable la acarrear de llena cantaros o fuentes aledañas. Cuando es tiempo de cosecha los niños ayudan a los padres lo que provoca un abstencionismo escolar, mientras que las niñas son las encargadas de cuidar a sus hermanos menores y en algunos casos ayudan con los quehaceres domésticos.

### **1.1.3 Características geográficas del municipio**

El municipio de San Juan Ermita pertenece al departamento de Chiquimula y se encuentra ubicado en el centro del mismo, contando con un área aproximada de 90 km<sup>2</sup> y una población actual de 12900 habitantes entre el casco urbano, las aldeas y los caseríos.

Las colindancias municipales son: al norte con el municipio de Jocotán, al este con los municipios de Jocotán y Olopa, y al oeste con la cabecera departamental de Chiquimula y con el municipio de San Jacinto; el casco urbano está ubicado a una altura de 569 MSNM, en una latitud 14° 45' 47" y una longitud 89° 25' 50".

Para poder llegar desde la cabecera departamental al municipio se utiliza la ruta CA-10 llegando a la altura de la aldea Vado Hondo en el kilómetro 177.

Luego se toma la ruta CA-11 que se dirige a la frontera El Florido (entre Guatemala y Honduras), y en el kilómetro 191 se encuentra el casco urbano del municipio. Para llegar desde la ciudad de Guatemala se toma la ruta CA-9 norte hasta la altura del kilómetro 136 en el municipio de Río Hondo, siguiendo luego por la ruta CA-10 hasta llegar al kilómetro 170 en la ciudad de Chiquimula, y una vez allí, el recorrido restante será el de la cabecera departamental al municipio.

#### 1.1.4 Aspectos demográficos

San Juan Ermita tiene una población de 12,903 habitantes de los cuales el 11 por ciento está ubicado en el área urbana y el 89 por ciento en el área rural, el 49 por ciento es de género masculino y el 51 por ciento de género femenino, el 17 por ciento es indígena y el 83 por ciento es no indígena. El 19 por ciento de la población está comprendida entre uno y cinco años, el 24 por ciento está comprendida entre los seis y catorce años, el veinte por ciento entre los quince y veinticuatro años y el 37 por ciento es mayor de veinticinco. La tasa de crecimiento poblacional es de 2.11 por ciento anual y la densidad poblacional es de 140 habitantes por km<sup>2</sup>. (Ver cuadro 1).

**Tabla I: Demografía Municipio de San Juan Ermita**

Población, Estructura Poblacional	Total	Porcentaje (%)	Hombres	Porcentaje (%)	Mujeres	Porcentaje (%)
Población de la cabecera	1,356	11	664	49	692	51
Población del área rural	11,547	89	5,657	49	5,889	51
<b>Población total del municipio</b>	<b>12,903</b>	<b>-</b>	<b>6321</b>	<b>49</b>	<b>6,581</b>	<b>51</b>

Fuente: Centro de Salud San Juan Ermita 2004.

### **1.1.5 Aspectos topográficos**

La topografía de todo el municipio es accidentada, con pendientes pronunciadas, que oscilan entre el 35 y 50 por ciento. Del total del territorio municipal aproximadamente un 75 por ciento se considera quebrado y un 25 por ciento entre ondulado y plano.

### **1.1.6 Servicios existentes en la comunidad**

#### **1.1.6.1 Agua potable**

El municipio de San Juan Ermita cuenta con 1,851 viviendas que tienen servicio de agua domiciliar y representan el 75.7 por ciento del total. El resto de viviendas se abastecen de la forma siguiente:

Pozo	17 viviendas
Río	34 viviendas
Llena cantaros	82 viviendas
Otras formas	460 viviendas

#### **1.1.6.2 Energía eléctrica**

El municipio, así como todas las aldeas y caseríos del mismo cuentan con el servicio de energía eléctrica. Independientemente del tipo de vivienda, se dan casos en que existen conexiones multidomiciliares en los caseríos de bajos recursos económicos, en los cuales los propietarios de las viviendas pagan partes iguales de la tarifa de consumo y de esa forma sostienen el servicio.

### **1.1.6.3 Drenaje Sanitario.**

El casco urbano cuenta con un sistema de drenaje sanitario de tuberías de PVC que conducen las aguas servidas hacia una fosa séptica para un tratamiento primario, y luego estas se descargan al río Quebrada Negra. Aparte de la cabecera municipal, en algunas de las aldeas de la misma se cuenta con sistema de drenajes similares, pero en la mayoría de los casos las aguas servidas corren a flor de tierra provocando contaminación y enfermedades de tipo común como la diarrea o la infección intestinal.

### **1.1.6.4 Transporte**

El municipio cuenta con tres líneas de transporte que cubren el recorrido Chiquimula-frontera El Florido, con turnos de salida de media hora. Los más beneficiados con el servicio son los vecinos del casco urbano y los de las aldeas que se localizan en la orilla de la ruta CA-11. Las aldeas que están más alejadas del casco urbano también tienen el servicio de una línea de transporte que cubre las rutas Chiquimula-Olopa y Chiquimula-aldea Chispan Jaral. En las comunidades en las que no se cuenta con ninguna línea de transporte la gente se traslada a pie, o bien en las motos o vehículos que son propiedad de los mismos vecinos, aunque esto resulta un poco difícil debido a la escasa cantidad de vehículos particulares que transitan por los caminos locales.

### **1.1.7 Aspectos educativos generales**

En el municipio de San Juan Ermita en general, la educación es regular porque de 9475 habitantes mayores de 6 años que tiene el municipio 4541 saben leer y escribir, mientras que 4855 son analfabetos.

Esto se da principalmente en las aldeas, pues debido a sus bajos recursos económicos estas personas se vieron en la necesidad de trabajar desde pequeños, aunque ahora se les está dando cursos de alfabetización por medio del MINEDUC.

(Fuente: censo escolar MINEDUC 2004).

### **1.1.8 Otros servicios**

En la cabecera municipal existe el servicio telefónico domiciliar prestado por Telgua y el celular prestado por empresas privadas, así como también el servicio de televisión por cable propio de una empresa local.

## 2. SERVICIO PROFESIONAL: PUENTE VEHICULAR, RÍO CARCAJ

### 2.2.3 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección, viga y losa.

**Diseño.** Para el diseño del puente vehicular se utilizan las normas “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway, and Transportation Officials (AASHTO).

**Cargas.** Para el diseño del puente se utilizó la carga viva de diseño HS-15-44 debido a que el mismo se localiza en una ruta en la cual no pasan vehículos con una capacidad de carga mayor a 15 toneladas.

**Recubrimientos.** AASHTO 5.12.3-1. Se utiliza a partir del rostro de la barra de acero: 7.5cm para cimientos y muros, 5cm. para la cama superior de las losas, 2.5cm para la cama inferior de las losas y 5cm para columnas y vigas siempre y cuando estas no se encuentren bajo condiciones corrosivas. De lo contrario, el recubrimiento de las columnas y las vigas será de 7.5cm. En este caso se utilizará el recubrimiento de 5cm para vigas y columnas.

**Longitud de desarrollo.** AASHTO 5.11.4.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requiere por diseño, la cual es la mayor entre la profundidad efectiva de la sección del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz libre del elemento  $L/20$ .

**Empalmes.** AASHTO 5.11.2.3 y 5.11.3.1. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso no debiendo ser mayores de 300 mm o los siguientes valores según el tipo de empalme:

Empalmes Clase A..... 1,0 d

Empalmes Clase B..... 1,3 d

Empalmes Clase C..... 1,7 d

Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal  $F_y$  de la barra, evitando localizarlos en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse de forma alterna a cada 60 cm.

**Ganchos.** AASHTO 5.10.2.1 y 5.10.2.2. Los ganchos deberán hacerse en frío con un equivalente a 6 diámetros de la varilla en su lado libre para ganchos de 180° y 12 diámetros de la varilla para ganchos de 90°, tanto para armadura longitudinal como transversal.

Se deberán usar ganchos sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa formación de rótulas plásticas. El ángulo de doblado deberá ser de 135° y tendrán una prolongación de 6 veces el diámetro de la varilla o 75mm cualquiera sea el valor que resulte menor de los indicados.

**Para la superestructura se deben tomar en cuenta los siguientes requisitos:**

- La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.

- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

**Para la subestructura se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:**

- Deberá evitarse la explotación de bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones.

- Las excavaciones serán estrictamente del tamaño necesario para acomodar los estribos del puente.

- Deberá proporcionarse un drenaje adecuado a los estribos para evitar sobrepresiones por humedad en la estructura.

- Los estribos deberán ser diseñados para la capacidad soporte establecida por el estudio de suelos.

## 2.2 Estudios preliminares

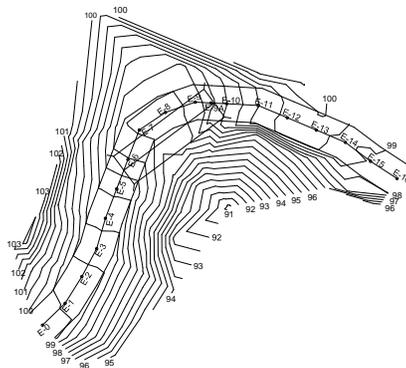
### 2.2.3 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico resulta fundamental para el diseño del puente porque nos proporciona los datos de planimetría y altimetría necesarios para conocer la sección del río. En este caso se realizó una topografía de segundo orden aplicando el método de las dobles deflexiones y nivelación diferencial. El equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 Brújula marca Keuffer y Eisser
- 1 Cinta métrica de 50m.
- 1 Estadal de 4m.
- 2 plomadas.
- Estacas (90 aproximadamente).
- 1 nivel de mano.

Del levantamiento se dibujaron los planos de curvas de nivel y secciones transversales, para obtener con ello la ubicación final del puente. (Ver apéndices).

**Figura 1. Ubicación del puente sobre el río Carcaj.**

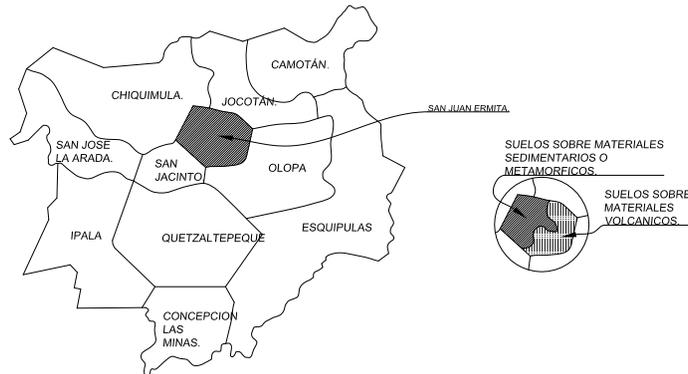


### **2.2.3.1 Estudio de valor soporte del suelo**

Conocer el valor soporte del suelo que ha de cargar una estructura es muy importante ya que al final, de ese valor soporte dependerá el que la estructura se sostenga o que sufra hundimientos que pueden ser desde diferenciales hasta hacer que la misma colapse. Es por eso que la exploración del suelo debe realizarse hasta una profundidad tal que permita revelar toda la información necesaria para que la estructura se sostenga de una forma segura.

**Según Charles S. Simons**, los suelos del municipio se dividen en dos clases: suelos sobre materiales volcánicos y suelos sobre materiales sedimentarios o metamórficos (ver figura 2), así que partiendo de esta referencia y mediante observaciones directas en el lugar donde se ubicará el puente se pudo ver que la estratigrafía del suelo es constante en el talud de la carretera, habiendo en el mismo gran cantidad de roca y limo arcilloso de un color corinto, y debido a las condiciones bajo las que se debe realizar el proyecto, luego de tener una ubicación exacta de los estribos del puente se procedió a excavar dos pozos hasta una profundidad de 2.00m para obtener las muestras de suelo. Por tratarse de un suelo limo-arcilloso duro con un contenido de humedad de aproximadamente 16% en condiciones naturales, un valor soporte de suelo aceptable es de 20 Ton/m<sup>2</sup> de acuerdo con los valores teóricos siguientes, aunque dependiendo del factor de seguridad que se asuma al diseñar el puente se tendrá el área de contacto del estribo con el suelo que nos permita que la estructura del puente sea estable.

**Figura 2. Ubicación del municipio de San Juan Ermita y distribución de tipos de suelos.**



Charles S. Simmons, **Clasificación de los suelos de Guatemala**, 1ra. edición, p369 y p 371.

Material del suelo	Valor soporte (T/m <sup>2</sup> )	Observaciones
Roca sana no interperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	---
Roca intermedia	215	---
Roca agrietada, porosa	22-86	---
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena granulometría
Suelos gravillosos	86	Compactados con más del 10% de grava
Suelos gravillosos	64	Flojos, mala granulometría
Suelos gravillosos	43	Flojos, con mucha arena
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Jadenon Vinicio Cabrera Seis, **Guía Teórica y Práctica del Curso de Cimentaciones 1**, Tesis 1994, p 44.

### 2.2.3 Cálculo de caudales máximos

El cálculo de caudales máximos que puede llegar a transportar el río es de suma importancia para conocer el lugar exacto en donde se ubicarán los estribos del puente, y de esta forma determinar la geometría de todos los elementos de la subestructura.

El área de descarga del río se calcula en la entrada, en medio y en la salida del puente, y para la ubicación de los estribos se toma el área máxima entre las tres anteriores. Tomando en cuenta que las crecidas de los ríos tienen periodos de retorno variables, una de las formas más seguras de saber cual es la crecida extra máxima del río es investigando con las personas de mayor edad del lugar para obtener la información requerida. Estas crecidas extra máximas son las que ocurren cuando la estación lluviosa es más copiosa y la precipitación pluvial supera el promedio de otros años. Para conocer sus periodos de retorno se aplican métodos estadísticos, pero para este caso se utilizará el método de sección – pendiente debido a las ventajas que ofrece.

### **2.2.3.1 Método de sección pendiente**

Este método se puede aplicar con un buen margen de seguridad para estimar las crecidas de ríos en donde no se tienen datos suficientes para efectuar un cálculo confiable. Para su aplicación se necesita conocer la altura máxima alcanzada por una corriente de crecida extra-máxima, y una vez determinada esta altura se obtiene el valor del área “A” de la sección de la corriente y aplicando la formula  $Q=V \times A$  se obtiene el caudal máximo. La velocidad de la corriente se obtiene por medio de la formula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \times (R^{2/3} \times S^{1/2})$$

Donde:

V = velocidad de la corriente en m/s

n = coeficiente de rugosidad del suelo

R = radio hidráulico = área de la sección/perímetro mojado

S = pendiente del terreno

Para determinar la pendiente del terreno se obtuvo la distancia entre dos puntos del río y la diferencia de altura de los mismos, obteniéndose una pendiente  $S=9.22\%$  en una longitud de 17.56m.

El área "A" de la sección del río se calculó partiendo de la altura alcanzada por la corriente en su crecida extra-máxima, subdividiendo la sección en trapecios, calculando el área parcial de cada uno y aplicando una sumatoria de áreas  $A_i$ , obteniendo una área total "A" $=9.78m^2$ .

El coeficiente de rugosidad "n" se obtuvo por tablas para un tipo de superficie arenosa con rocas y poca maleza, siendo su valor de 0.20. El perímetro mojado se midió de forma directa tomando como orillas del río los límites de la crecida extra-máxima, encontrando una longitud de 18.42m.

### 2.3.1.1 Cálculo de caudal máximo

Datos:

Área: 9.78m<sup>2</sup>.

Perímetro mojado: 18.42m.

Pendiente: 9.22%.

Coeficiente de rugosidad: 0.20

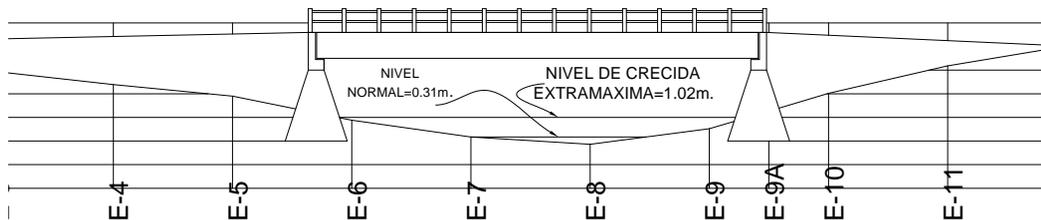
Tipo de superficie: arena con rocas pequeñas y poca maleza.

$$R = \frac{9.78m^2}{18.42m} = 0.53m$$

$$V = \frac{1}{0.20} \times (0.53^{2/3} \times 0.0922^{1/2}) = 0.99m/s$$

$$Q = A \times V = 9.78m^2 \times 0.99m/s = 9.68m^3/s$$

**Figura 3. Sección de río Carcaj, aldea Quequezque.**



## 2.2.4 Análisis estructural

Por medio del análisis estructural es posible conocer todas las fuerzas a las que está sometida una estructura ya sean de tensión, de compresión o de corte, así como también los momentos positivos o negativos actuantes en la misma.

Para realizar el análisis estructural existen diversos métodos que proporcionan resultados confiables, pero para este caso se utilizará el método de las líneas de influencia para la calzada de un puente.

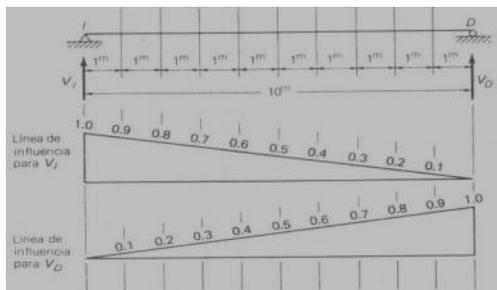
### 2.2.4.1 Líneas de influencia

El concepto de línea de influencia, utilizado por primera vez por el profesor E. Winkler, de Berlín, en 1867, muestra gráficamente la forma en que el movimiento de una carga unitaria a lo largo de una estructura, influye en cierto efecto mecánico en la misma. Entre los efectos que pueden considerarse están las reacciones, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas axiales y deflexiones.

La línea de influencia puede definirse como la grafica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma, y se utiliza primordialmente para calcular ciertas fuerzas y determinar posiciones de cargas vivas que produzcan fuerzas críticas o máximas.

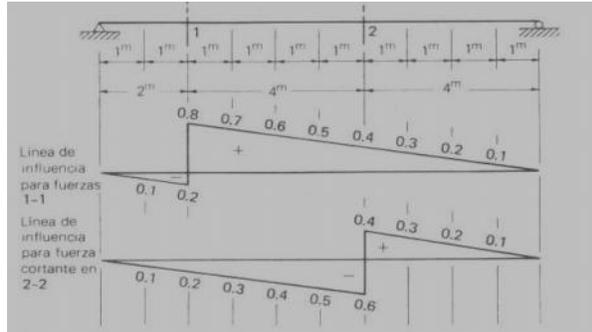
El procedimiento para dibujar los diagramas de las líneas de influencia consiste simplemente en la graficación de los valores de la función en estudio, como ordenadas correspondientes a diversas posiciones de la carga unitaria a lo largo del claro, y finalmente, en unir por líneas los extremos de dichas coordenadas. Existen varias fórmulas usuales para el análisis estructural de vigas simples que han sido deducidas a partir de las líneas de influencia. Para este caso, una vez conozcamos todas las cargas a las que estarán sometidas las vigas, tanto muertas como vivas, encontraremos las reacciones en los puntos de apoyo, y partiendo de esas reacciones se trazarán las líneas de influencia para las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes. En las figuras siguientes se presentan las graficas de líneas de influencia para reacciones, fuerzas de corte y momentos con diferentes condiciones de apoyo, para prever de una forma más clara el tipo de análisis que se realizará en las vigas del puente.

**Figura 4. Líneas de influencia para reacciones en vigas simples**



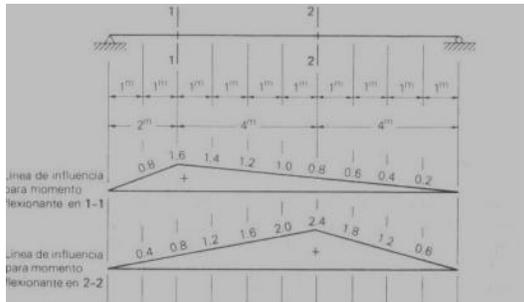
Jack C. McCormac, **Análisis estructural**, 3ra. edición, p182.

Figura 5. Líneas de influencia para fuerzas cortantes en vigas simples



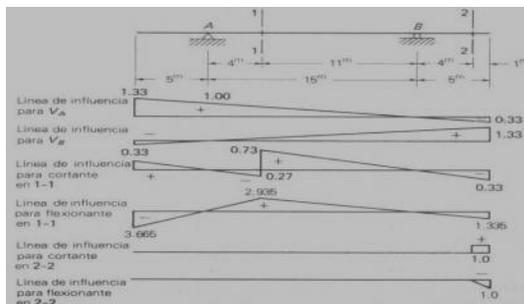
Jack C. McCormac, **Análisis estructural**, 3ra, edición, p183.

Figura 6. Líneas de influencia para momentos flexionantes en vigas simples



Jack C. McCormac, **Análisis estructural**, 3ra, edición, p184.

Figura 7. Líneas de influencia para reacciones, fuerzas cortantes y momentos flexionantes en vigas con voladizos.



Jack C. McCormac, **Análisis estructural**, 3ra, edición, p185.

## **2.3 Diseño de puente vehicular sobre Río Carcaj.**

La superestructura del puente será de concreto armado y estará conformada por una losa plana, tres vigas, un diafragma interno y dos externos, aceras peatonales y barandales. La subestructura estará compuesta por dos estribos de concreto ciclópeo con vigas de apoyo y cortinas de concreto reforzado.

### **2.3.1 Datos y especificaciones**

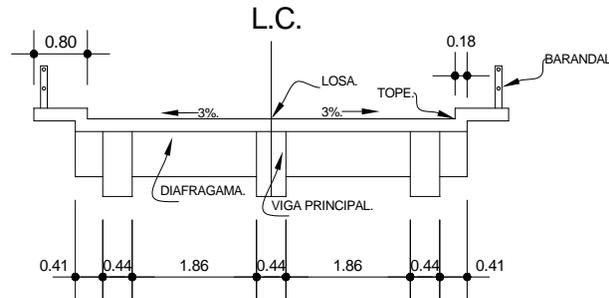
Ancho útil:	5.50m
Ancho total:	7.10m
Número de carriles:	2
Carga viva:	HS-15-44
Luz útil:	17.90m
Luz total:	19.20m
Bombeo:	3%

### **2.3.2 Diseño de la superestructura**

#### **2.3.2.1 Diseño de la losa**

La losa del puente se diseñará aplicando las normas AASHTO. Para ello es necesario determinar como trabaja la losa; por medio de un predimensionamiento se ha dividido la losa en dos paneles de 1.86m de ancho por 17.90m de largo. De la relación  $m/n$  se tiene que  $1.86/17.90 = 0.101$ , en donde "m" es el lado menor de la losa y "n" el lado mayor de la misma. Como la relación es menor que 0.5 se tiene que la losa trabaja en un solo sentido, que es el corto, y por lo tanto el refuerzo principal será perpendicular al tráfico.

**Figura 8. Geometría de la superestructura del puente**



En la sección de definiciones de AASHTO 2.2 se aclara que una luz libre es un espacio horizontal o vertical sin obstrucciones. Para el diseño de la losa se utilizará la luz libre que según la geometría de la figura 8 es de 1.86m.

### 2.3.2.1.1 Cálculo del peralte

El espesor de las losas para puentes de concreto armado va desde 15cm (espesor mínimo) hasta 25cm (espesor máximo), según AASHTO. Como al predimensionar la losa se tiene que  $e = p/180$  da un espesor de losa de 22cm, tomaremos el espesor calculado tratando de dar un recubrimiento adecuado a la armadura para que la misma no quede expuesta a la intemperie por problemas de desgaste en la capa de rodadura.

Proponiendo varillas # 4 se tiene que:

Peralte "d" = espesor de losa – recubrimiento – D/2.

Peralte "d" =  $0.22 - 0.025 - 0.0127/2 = 0.19\text{m} = 19\text{cm}$ .

**Integración de cargas:** entre las cargas de diseño tendremos cargas muertas, vivas y de impacto; la carga de impacto será aplicada directamente al momento producido por carga viva.

Carga muerta:  $W = W_{losa} + W_{barandal}$

$$W = 528 + 90 = 618 \text{ kg/m}$$

Carga viva:  $P = 0.8 \times (HS - 15 - 44) = 12000 \text{ kg}$ .

### 2.3.2.1.2 Cálculo de momentos

Para el cálculo del momento por carga viva, AASHTO 4.6.2 distingue dos casos: con refuerzo principal perpendicular al tráfico y con refuerzo principal paralelo al tráfico. La ecuación para el momento por carga viva es:

$$M_{cv} = 0.8 \times \left( \frac{S + 2}{32} \right) \times P$$

donde:

s = distancia libre entre vigas, en pies

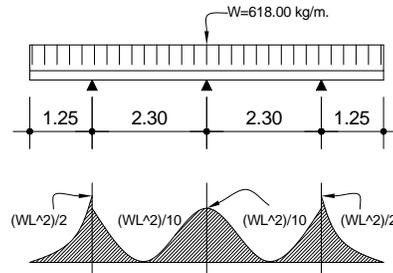
P = carga del camión, en libras

$$M_{cv} = 0.8 \times \left( \frac{6.10 + 2}{32} \right) \times 26455.47$$

$$M_{cv} = 5357.23 \text{ lb - pie} = 740.66 \text{ kg - m}$$

Para el cálculo del momento por carga muerta aplicaremos las ecuaciones  $\frac{WL^2}{2}$  y  $\frac{WL^2}{10}$ , ya que de acuerdo a la figura 8 se tiene una losa entre apoyos y dos voladizos, y se tomara como momento de diseño el que resulte mayor.

**Figura 9. Diagrama de carga distribuida y momentos de losa**



Para la losa entre apoyos tenemos:

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{10} = \frac{618 \times 2.30^2}{10} = 326.92 \text{ kg} - \text{m}$$

Para los voladizos tenemos:

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{2} = \frac{618 \times 1.25^2}{2} = 482.81 \text{ kg} - \text{m}$$

Por lo tanto, el valor de  $M_{CM}$  es de 482.81 kg-m.

De acuerdo con AASHTO 3.6.2.2, el momento por carga viva debe ser incrementado en un porcentaje menor o igual al 30% por el efecto producido por las cargas de impacto o frenado. Para este caso el valor del coeficiente de impacto está dado por la ecuación:

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Donde:

L = luz libre entre los apoyos del puente, en pies

I = carga de impacto, en %

$$I = \frac{50}{58.73 + 125} = 0.272 = 27.2\%$$

Como el porcentaje por carga de impacto es menor que 30% que da AASHTO como permisible, calculamos el valor del momento por carga viva más carga de impacto, así:

$$M_{CV} + I = 740.66kg \times (1 + 0.272) = 942.12kg - m$$

La fórmula que integra todos los elementos para producir el momento último, de acuerdo con AASHTO y para los sistemas inglés e internacional es:

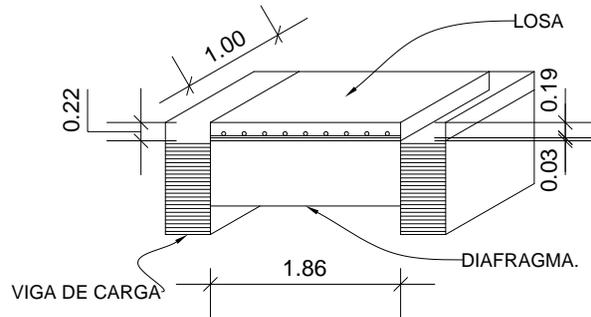
$$M_U = 1.3 \times \left( M_{CM} + \frac{5}{3} \times (M_{CV} + I) \right)$$

$$M_U = 1.3 \times \left( 482.81 + \frac{5}{3} \times (942.12) \right) = 2668.91kg - m$$

### 2.3.2.1.3 Cálculo del refuerzo

Las losas de un puente pueden representarse como vigas rectangulares con una base relativamente grande con respecto a su altura, pero para simplificar el diseño de las mismas, se hacen todos los cálculos para una franja unitaria, es decir, una tira de un metro de ancho cortada perpendicularmente a las vigas de carga. Como la acera del puente y el mordiente tienen el mismo espesor que la losa, esta última se diseñará como una viga rectangular según se ilustra en la figura 10.

**Figura 10. Franja de diseño de losa.**



$$A_s = \left[ b \times d - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_u \times b}{0.003825 f'_c}} \right] \times \left( \frac{0.85 f'_c}{F_y} \right)$$

Datos:

$$M_u = 2571.41 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$F_y = 2810 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

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

$$b = 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[ 100 \times 19 - \sqrt{(100 \times 19)^2 - \frac{2668.91 \times 100}{0.003825 \times 210}} \right] \times \left( \frac{0.85 \times 210}{2810} \right) = 5.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times 100 \times 19 = 9.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} \times b \times d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.019 \times 100 \times 19 = 36.10 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima, se deberá utilizar el  $A_{s_{\min}}=9.50\text{cm}^2$  colocando varillas # 4 @ 0.13m, como refuerzo principal en la cama inferior de la losa, es decir, perpendicular al tráfico.

El refuerzo principal de la cama superior se calcula como una área de acero por temperatura con la ecuación siguiente:

$$A_{st} = 0.002 \times b \times t$$

donde "t" es el espesor de la losa y "b" la base de la franja de diseño.

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 22 = 4.40\text{cm}^2$$

Y esta área de acero se cubrirá colocando varillas # 4 @ 0.28m.

El refuerzo longitudinal, tanto de la cama superior como de la inferior se calcula de acuerdo a AASHTO 5.8.3.5:

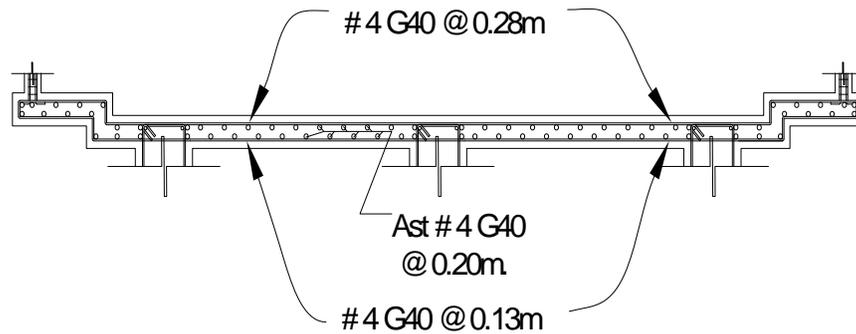
$$A_s = 220 / \sqrt{l} \leq 67\% , \text{ siendo "l" la luz libre entre vigas.}$$

$$A_s = 220 / \sqrt{6.10} = 89.07\% \geq 67\%$$

$$A_s = 0.67 * 9.50\text{cm}^2 = 6.37\text{cm}^2$$

Y esta área de acero se cubrirá colocando varillas # 4 @ 0.20m.

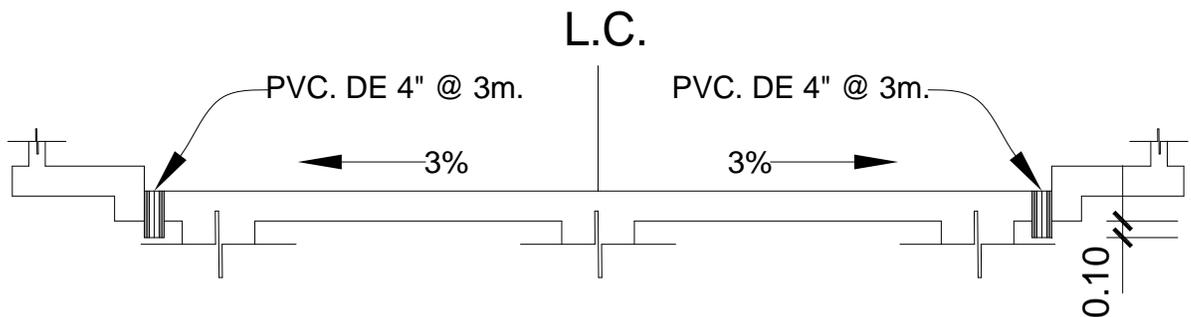
**Figura 11. Sección típica de losa.**



### **Bombeo y drenajes**

Para los drenajes de la superficie de rodadura del puente, primero es necesario proporcionarle a la losa un bombeo transversal de 3%, y luego colocar pedazos de tubo de PVC de 4" de diámetro en ambos lados del puente, como se indica en la figura 11.

**Figura 12. Detalle de sistema de drenajes**



### 2.3.2.2 Diseño de la viga interior

Las vigas de concreto para la superestructura de un puente pueden ser vigas reforzadas para luces cortas o vigas preesforzadas para luces relativamente largas, y de acuerdo al ancho de la superficie de rodadura del puente será la cantidad de vigas a colocar en su sección. Para el diseño de este puente la superestructura cuenta con tres vigas (ver figura 8, en página 23).

#### 2.3.2.2.1 Cálculo de peralte y base

Para el predimensionamiento de las vigas, ACI recomienda un peralte “d” = L/16 para no chequear deflexiones, y una base de 2/5 x d para no chequear alabeo, siendo “L” la luz libre entre apoyos.

$$d = L/16 = 17.90/16 \cong 1.10m$$

$$b = \frac{2}{5} \times d = \frac{2}{5} \times 1.12m = 0.44m$$

#### Integración de las cargas

Para el caso de la carga muerta, cada viga la soportará de acuerdo a su ubicación en la geometría de la superestructura, siendo los elementos que producen dicha carga:

$W_{\text{LOSA}}$	=	528kg/m
$W_{\text{BARANDAL}}$	=	90kg/m
$W_{\text{VIGA}}$	=	1161.60kg/m
$W_{\text{TOTAL}}$	=	1779.60kg/m

Además se debe tomar en cuenta la carga que producen los diafragmas como una carga puntual que se calcula como el producto de la sección de los mismos por el peso específico del concreto, y como se verá en las páginas posteriores, la sección de ambos diafragmas (interiores y exteriores) depende exclusivamente de la altura de la viga principal.

$P_{EXT}$	=	396kg/m
$P_{INT}$	=	594kg/m
$P_{TOTAL}$	=	990kg/m

Para el caso de la carga viva se tienen dos tipos de cargas diferentes:

Carga de camión.

Carga de pista.

Para las superestructuras de luces menores o iguales a 25m, la carga que produce mayores efectos es la carga del camión y no la carga de pista, por lo que esta última no será tomada en cuenta debido a que la luz del puente es menor que 25m, y como el camión puede ocupar una posición indefinida dentro de la superestructura, es recomendable analizar el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producirán sobre las vigas. Las secciones AASHTO 4.6.2.2 y 4.6.2.3 distinguen los dos casos siguientes para la distribución de la carga del camión en las vigas principales:

Puente de una vía:  $Fd = S / 6.5 \forall S \leq 6 \text{ pies}$

Puente de dos vías:  $Fd = S / 6.0 \forall S \leq 10 \text{ pies}$

Siendo "S" el espaciamiento en pies entre los ejes de las vigas.

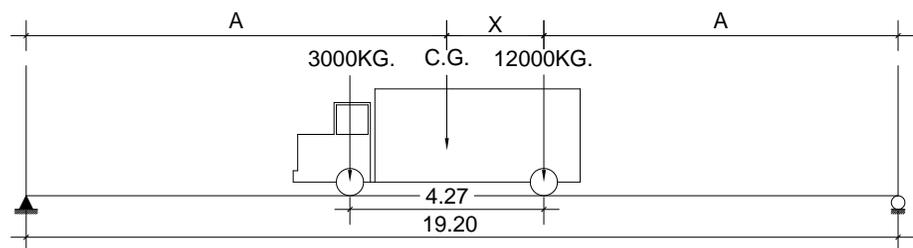
Como para este caso “S=7.55pies” el factor de distribución se calcula de la siguiente forma:

$$Fd = 7.55 / 6 = 1.26$$

### 2.3.2.2.2 Cálculo de momentos

**Momento por carga viva.** De acuerdo con AASHTO, para el cálculo del momento por carga viva se utilizó la carga HS-15-44, y este se calcula cuando el camión se encuentra en el lugar crítico que provoca el máximo momento en la viga. Según se puede observar en la figura 13, el momento crítico ocurre cuando la mayor carga que produce el camión se encuentra tan distante de un apoyo como el centro de gravedad del otro apoyo. (Aquí se toma la luz eficaz del puente).

**Figura 13. Posición crítica del camión para producir el momento máximo**



Para poder encontrar las distancias A y X se hace una sumatoria de momentos con respecto al centro de gravedad del camión.

$$\sum M_{CG} = 0$$

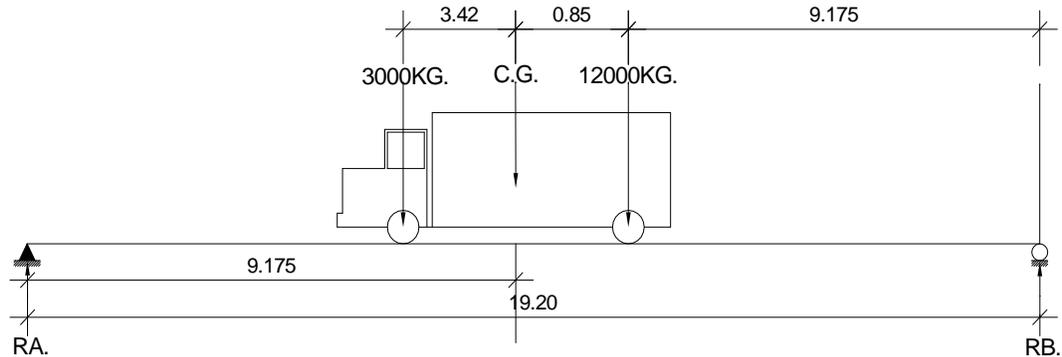
$$12000 \times X - 3000 \times (4.27 - X) = 0 \therefore X \cong 0.85m$$

y luego

$$2 \times A + 0.85 = 19.20m \therefore A = 9.175m$$

Una vez conocidos los valores de A y X, se dibuja el diagrama de cuerpo libre para la carga viva como se muestra en la figura 14.

**Figura 14. Diagrama de cuerpo libre para carga viva**



Para hallar las reacciones RA y RB se asume que la carga del camión actúa de forma total en el centro de gravedad del mismo, y luego hacemos una sumatoria de momentos con respecto a cualquiera de los dos apoyos, así:

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 10.025 \times 15000 = 19.20 \times R_A \therefore R_A = 7832.03kg$$

$$R_B = 15000 - 7832.03 \therefore R_B = 7167.97kg$$

### **Momento máximo**

El momento máximo se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$M_{MAX} = R_B \times (A + X) - P \times X$$

siendo "P" la carga puntual del camión.

$$M_{MAX} = 7167.97 \times (9.175 + 0.85) - 12000 \times 0.85 \therefore M_{MAX} = 61658.90kg - m$$

### **Impacto**

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Donde:

L = luz libre entre los apoyos del puente, en pies

I = carga de impacto, en %

$$I = \frac{50}{58.73 + 125} = 0.272 = 27.2\%$$

El momento por carga viva en las vigas interiores y exteriores está dado por la ecuación:

$$M_{vigas} = M_{CV} \times I \times F_D$$

Donde:  $M_{cv}$  = momento de carga viva

$l$  = impacto del camión

$F_D$  = factor de distribución

$$M_{viga\ interior} = 61658.90 \times 1.272 \times 1.26 \therefore M_{viga\ interior} = 98821.95\text{kg} - m$$

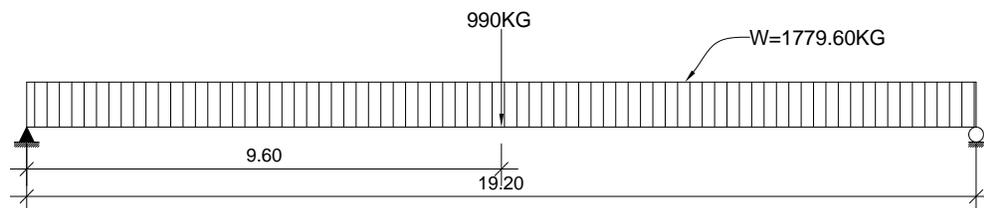
$$M_{viga\ exterior} = 61658.90 \times 1.272 \times 1.00 \therefore M_{viga\ exterior} = 78430.12\text{kg} - m$$

**Momento por carga muerta.** El momento por carga muerta se calcula para una viga simplemente apoyada, según se muestra en la figura 15, con la ecuación:

$$M_{MAX} = \frac{WL^2}{8} + P \times a$$

Donde  $W$  es la carga muerta total producida por la losa y los elementos del puente, y " $P \times a$ " es la carga puntual producida por los diafragmas, asumiendo que esta última actúa al centro de la viga para hacerla crítica.

**Figura 15. Diagrama de cuerpo libre para carga muerta**



$$M_{MAX} = \frac{1779.60 \times 19.20^2}{8} + 990 \times 9.60 \therefore M_{MAX} = 91507.97\text{kg} - m$$

### 2.3.2.2.3 Cálculo del refuerzo

Para el diseño de las vigas se usará acero grado 60 para el refuerzo a flexión y acero grado 40 para el refuerzo a corte (ver figura 16).

**Diseño a flexión.** Calculamos el momento último de la viga con la ecuación:

$$M_U = 1.3 \times \left( M_{CM} + \frac{5}{3} \times (M_{CV} \times I \times F_D) \right)$$

$$M_U = 1.3 \times \left( 91507.97 + \frac{5}{3} \times (98821.95) \right) = 333074.59 \text{ kg} - \text{m}$$

Datos de la viga:

$$M_U = 333074.59 \text{ kg} - \text{m}$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$d = 110 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando la ecuación:

$$A_s = \left[ b \times d - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_u \times b}{0.003825 f'c}} \right] \times \left( \frac{0.85 f'c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left[ 44 \times 110 - \sqrt{(44 \times 110)^2 - \frac{333074.59 \times 44}{0.003825 \times 281}} \right] \times \left( \frac{0.85 \times 281}{4218} \right) = 96.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times 44 \times 110 = 24.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} \times b \times d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.019 \times 44 \times 110 = 91.96 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s$  requerida es mayor que  $A_{s_{\max}}$ , no se cumple con las especificaciones del ACI, pero debido a que la diferencia entre  $A_s$  y  $A_{s_{\max}}$  es mínima la viga no va a quedar reforzada a compresión, siempre y cuando se cumpla con el criterio de utilizar el 33% de  $A_s$  en la zona de compresión de la viga, por lo que se utilizará el área de acero máxima.

$A_s$  tensión = 12 varillas # 10

$A_s$  compresión = 4 varillas # 10 (33% de  $A_s$  tensión)

Además, se colocará un  $A_s$  adicional de  $5.29 \text{ cm}^2$  por cada metro de alto en el eje neutro de la viga. Esta área se cubrirá colocando 5 varillas # 4 G60. De la tabla de la sección 3.7 del código ACI se pueden obtener los diámetros equivalentes para diferentes paquetes de barras.

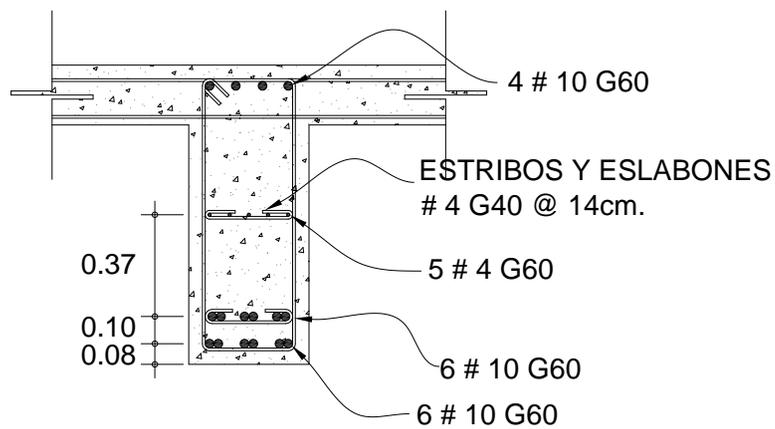
*Tabla 3-7 – Diámetros equivalentes para diferentes paquetes de barras*

Tamaño de las barras, No.	Diámetro de las barras	Paquete de 2 barras	Paquete de 3 barras	Paquete de 4 barras
6	0,750	1,06	1,30	1,50
7	0,875	1,24	1,51	1,75
8	1,000	1,42	1,74	2,01
9	1,128	1,60	1,95	2,26
10	1,270	1,80	2,20	2,54
11	1,410	1,99	2,44	2,82
14	1,693	2,39	2,93	3,39

Fuente: Código ACI 318-2002, sección 3.7

Para este caso se utilizarán paquetes de dos barras en la parte a tensión de la viga, formando un refuerzo de 2 camas inferiores, ya que el ACI sugiere que el espacio entre varillas sea mínimo  $4/3$  del tamaño del agregado grueso. La sección de la viga con su detalle de armado se muestra en la figura 16.

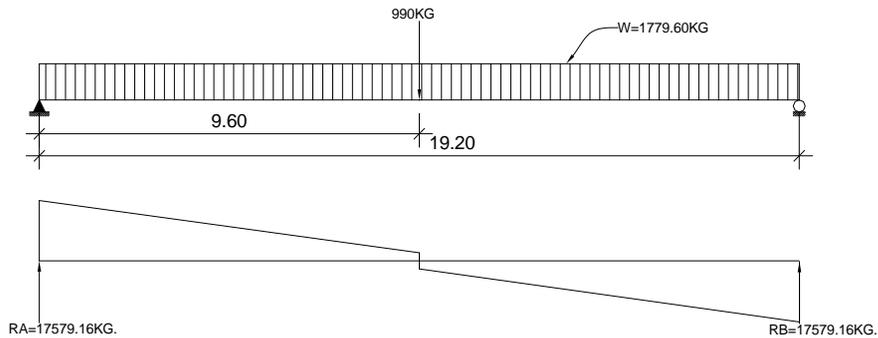
**Figura 16. Detalle de armado de viga interior.**



#### **2.3.2.2.4 Diseño a corte**

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva y carga de impacto; el diseño de la viga se hará con el corte máximo, y este se da cuando la máxima carga del camión se encuentra sobre cualquiera de los dos apoyos de la viga, según se vio en la teoría sobre las líneas de influencia (ver figuras 17 y 18).

**Figura 17. Diagrama de cuerpo libre por carga muerta para corte en viga interior.**



$$R_A = R_B = \frac{WL}{2} + \frac{P}{2} = \frac{1779.60 \times 19.20}{2} + \frac{990}{2} = 17579.16 \text{ kg}$$

El corte por carga muerta "V<sub>CM</sub>" es de 17579.16kg.

La carga viva estará afectada por el factor de distribución, que para la viga interna es de 1.26 y para la viga externa de 1.00.

**Figura 18. Diagrama de cuerpo libre por carga viva para corte en viga interior.**



$$\sum M_A = 0$$

$$R_A \times 19.20 - 15120 \times 19.20 - 3780 \times (19.20 - 4.27) = 0 \therefore R_A = 18129.33 \text{kg}$$

El corte por carga viva “ $V_{CV}$ ” es de 18129.33kg.

### Por impacto

$$V_{CV} \times I = 18129.33 * 1.272 = 23060.51 \text{kg}$$

$$V_U = 1.3 \times \left( V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} + I) \right) = 1.3 \left( 17579.16 + \frac{5}{3} (23060.51) \right) \therefore V_U = 72817.35 \text{kg}$$

La sección 12 del código ACI da la siguiente ecuación para el corte que resiste el concreto:

$$V_{CR} = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

Siendo  $\phi$  el coeficiente para el concreto cuando se está diseñando a corte con un valor de 0.85.

$$V_{CR} = 0.85 (0.53 \sqrt{281} \times b \times d) = 34354.15 \text{kg}$$

El corte actuante “ $V_S$ ” viene dado por la ecuación:

$$V_S = \frac{(V_U - (\phi \times V_{CR}))}{\phi} \therefore V_S = \frac{(72817.35 - (0.85 \times 34354.15))}{0.85} = 51213.32 \text{kg}.$$

Y como el corte actuante es mayor que el corte que resiste la sección de concreto, se deberán colocar estribos a un espaciamiento que viene dado por la fórmula:

$$S = \frac{(2 \times A_v \times F_y \times d)}{V_s}$$

Donde:

$A_v$  = área de la sección de la varilla a utilizar para el estribo.

2 = el número de veces que se cortarían el estribo.

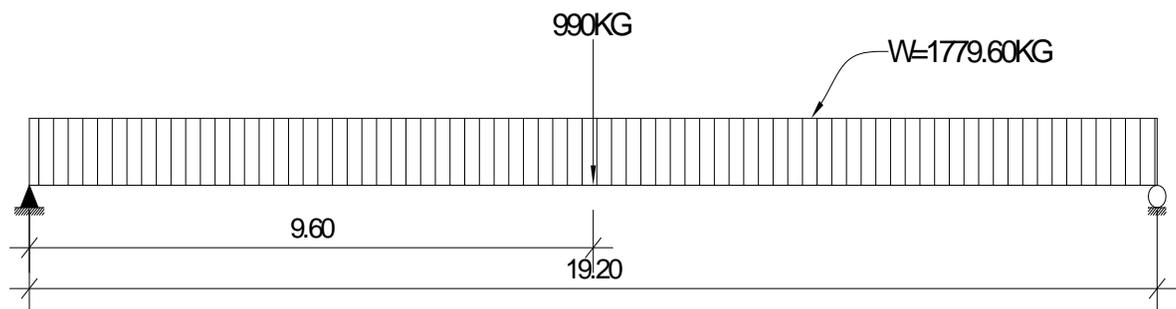
Proponiendo varillas # 4, el área de la sección de la misma es de  $1.27\text{cm}^2$ .

$$S = \frac{(2 \times 1.27 \times 2812 \times 103.39)}{51213.32} \cong 14\text{cm} \text{ (Ver figura 16).}$$

### 2.3.2.3 Diseño de la viga exterior

#### 2.3.2.3.1 Cálculo de momentos

**Figura 19. Diagrama de cuerpo libre para carga muerta**



$$M_{MAX} = \frac{1779.60 \times 19.20^2}{8} + 990 \times 9.60 \therefore M_{MAX} = 91507.97 \text{ kg} - m$$

### 2.3.2.3.2 Cálculo del refuerzo

Para el diseño de las vigas se usará acero grado 60 para el refuerzo a flexión y acero grado 40 para el refuerzo a corte (ver figura 20).

**Diseño a flexión.** Calculamos el momento último de la viga con la ecuación.

$$M_U = 1.3 \times \left( M_{CM} + \frac{5}{3} \times (M_{CV} \times I \times F_D) \right)$$

$$M_U = 1.3 \times \left( 91507.97 + \frac{5}{3} \times (78430.12) \right) = 288892.29 \text{ kg} - m$$

El momento último por carga viva es el que se calculó en la sección  
2.3.2.2.2

Datos de la viga:

$$M_U = 288892.29 \text{ kg} - m$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$d = 110 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando la ecuación:

$$A_s = \left[ b \times d - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{Mu \times b}{0.003825 f'c}} \right] \times \left( \frac{0.85 f'c}{F_y} \right)$$

$$A_s = \left[ 44 \times 110 - \sqrt{(44 \times 110)^2 - \frac{288892.29 \times 44}{0.003825 \times 281}} \right] \times \left( \frac{0.85 \times 281}{4218} \right) = 81.21 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times 44 \times 110 = 24.20 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} \times b \times d$$

$$A_{s_{\max}} = 0.019 \times 44 \times 110 = 91.96 \text{cm}^2$$

Como  $A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$

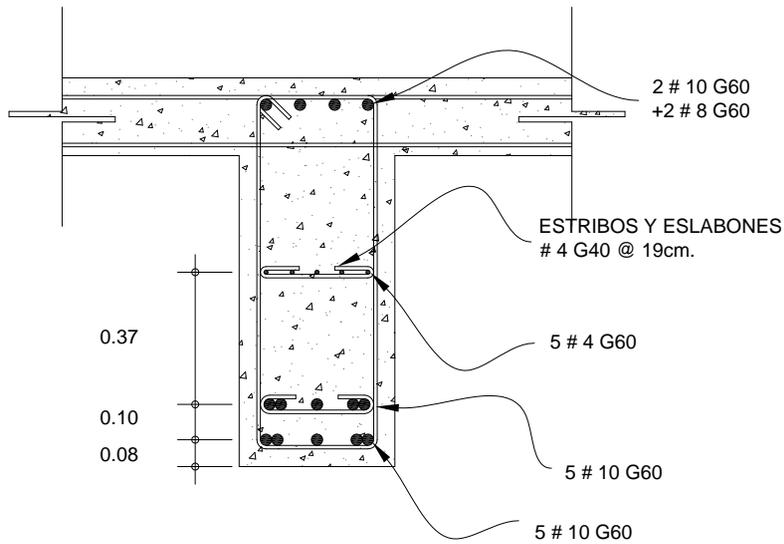
Colocar:

10 varillas # 10 G60 en la cama inferior.

2 varillas # 10 y 2 # 8 G60 en la cama superior.

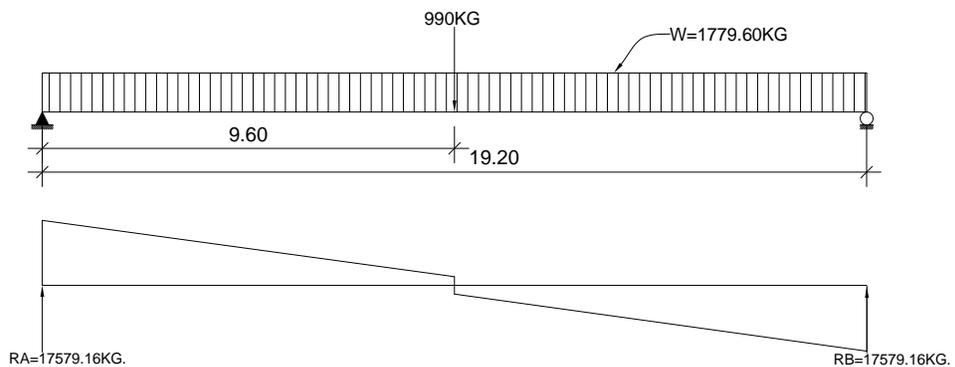
Además, se colocará un  $A_s$  adicional de  $5.29 \text{cm}^2$  por cada metro de alto en el eje neutro de la viga. Esta área se cubrirá colocando 5 varillas # 4 G60 (ver figura 20).

**Figura 20. Detalle de armado de viga exterior.**



**2.3.2.3.3 Diseño a corte**

**Figura 21. Diagrama de cuerpo libre por carga muerta para corte en viga exterior.**

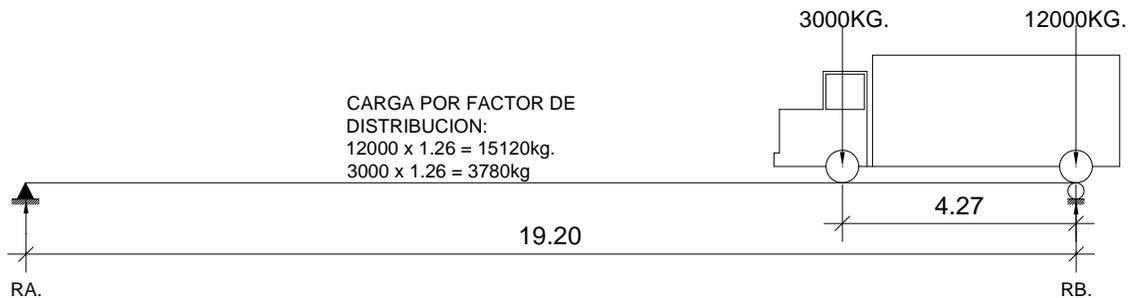


$$R_A = R_B = \frac{WL}{2} + \frac{P}{2} = \frac{1779.60 \times 19.20}{2} + \frac{990}{2} = 17579.16kg$$

El corte por carga muerta "V<sub>CM</sub>" es de 17579.16kg.

La carga viva estará afectada por el factor de distribución, que para la viga externa es de 1.00.

**Figura 22. Diagrama de cuerpo libre por carga viva para corte en viga exterior.**



$$\sum M_A = 0$$

$$R_A \times 19.20 - 12000 \times 19.20 - 3000 \times (19.20 - 4.27) = 0 \therefore R_A = 14332.81\text{kg}$$

El corte por carga viva “ $V_{CV}$ ” es de 14332.81kg.

### Por impacto

$$V_{CV} \times I = 14332.81 \times 1.272 = 18231.33\text{kg}$$

$$V_U = 1.3 \times \left( V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} + I) \right) = 1.3 \left( 17579.16 + \frac{5}{3} (18231.33) \right) \therefore V_U = 62354.12\text{kg}$$

La sección 12 del código ACI da la siguiente ecuación para el corte que resiste el concreto:

$$V_{CR} = \phi (0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d)$$

Siendo  $\phi$  el coeficiente para el concreto cuando se está diseñando a corte con un valor de 0.85.

$$V_{CR} = 0.85 (0.53 \sqrt{281} \times b \times d) = 34354.15 \text{ kg}$$

El corte actuante "V<sub>S</sub>" viene dado por la ecuación:

$$V_S = \frac{(V_U - (\phi \times V_{CR}))}{\phi} \therefore V_S = \frac{(62354.12 - (0.85 \times 34354.15))}{0.85} = 39003.64 \text{ kg.}$$

Y como el corte actuante es mayor que el corte que resiste la sección de concreto, se deberán colocar estribos a un espaciamiento que viene dado por la formula:

$$S = \frac{(2 \times A_V \times F_y \times d)}{V_S}$$

Donde:

$A_V$  = área de la sección de la varilla a utilizar para el estribo.

2 = el número de veces que se cortarían el estribo.

Proponiendo varillas # 4, el área de la sección de la misma es de 1.27cm<sup>2</sup>.

$$S = \frac{(2 \times 1.27 \times 2812 \times 103.39)}{39003.64} \cong 19 \text{ cm (Ver figura 20).}$$

#### **2.3.2.4 Diseño de diafragmas**

De acuerdo con la norma AASHTO 5.13.2.2, cuando la luz de la superestructura es mayor de 40 pies es necesario colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de luz del puente.

Los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura. Normalmente se presentan deformaciones por alabeo y pandeo lateral.

Para este caso se diseñarán tres diafragmas, un interior, que estará en la mitad de la luz del puente, y dos exteriores que se ubicaran en las orillas del puente de forma tal que la distancia entre el eje del diafragma y el final de la losa del puente sea exactamente igual a la altura del mismo.

Para determinar su altura es necesario conocer la altura de la viga principal, ya que los diafragmas interiores se hacen con una altura aproximada de  $\frac{3}{4}$  de la altura de la viga y los exteriores de media altura de la viga, aunque la altura mínima será de 50cm en cualquier caso, y el ancho usual, independientemente de la altura es de 30cm, esto por facilidad de construcción. El recubrimiento mínimo debe ser de 2 pulg.

Los diafragmas exteriores transmiten su propio peso directamente a los apoyos del puente, y los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como cargas puntuales, y debido a que no están diseñados para soportar cargas provenientes de la losa, en todos los casos se refuerzan con el área de acero mínima.

### 2.3.2.4.1 Diseño de diafragma interior

Viga interior:  $H=1.10m$

$$h = \frac{3}{4}H = \frac{3}{4} * 1.10 \therefore h \cong 0.83m; b = 0.30m$$

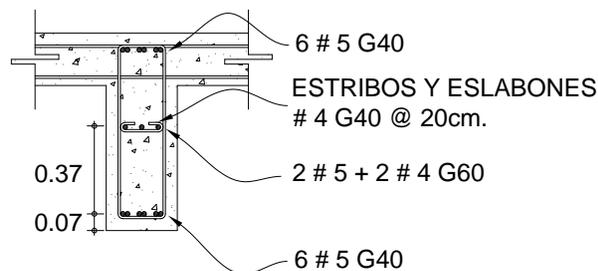
$$A_s = \frac{14.1 \times b \times d}{F_y} = \frac{14.1 * 30 * 78}{2810} \therefore A_s = 11.74cm^2$$

De acuerdo con el área de acero requerida se colocarán 6 varillas # 5 G40 corridas, tanto en la cama superior como en la cama inferior del diafragma.

Los estribos del diafragma deberán ir separados una distancia máxima de  $\frac{1}{2} \times d$ , pero para evitar problemas por fuerzas de corte, en este caso se colocarán a cada 0.20m utilizando el diámetro mínimo, que según ACI es hierro # 3.

Además, se colocará un  $A_s$  adicional de  $5.29cm^2$  por cada metro de alto en el eje neutro del diafragma. Esta área se cubrirá colocando 2 varillas # 5 + 1 varilla # 4, ambas G40 (ver figura 23).

**Figura 23. Geometría y refuerzo del diafragma interior**



### 2.3.2.4.1 Diseño de diafragma exterior

Viga exterior:  $H=1.10m$

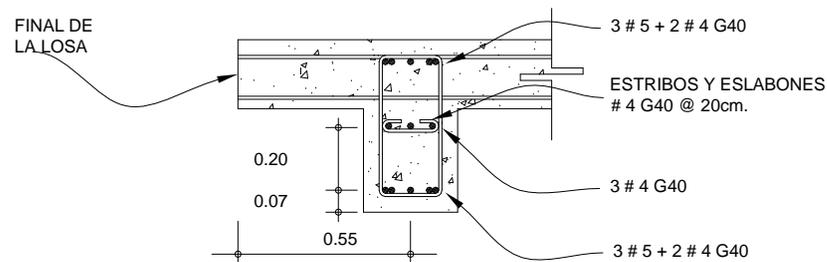
$$h = \frac{1}{2}H = \frac{1}{2} * 1.10 \therefore h \cong 0.55m; b = 0.30m$$

$$A_s = \frac{14.1 \times b \times d}{F_y} = \frac{14.1 * 30 * 55}{2810} \therefore A_s = 8.28cm^2$$

De acuerdo con el área de acero requerida se colocarán 3 varillas # 5 + 2 varillas # 4, ambas G40 corridas, tanto en la cama superior como en la cama inferior del diafragma.

Los estribos del diafragma deberán ir separados una distancia máxima de  $\frac{1}{2} \times d$ , pero para evitar problemas por fuerzas de corte, en este caso se colocarán a cada 0.20m utilizando el diámetro mínimo, que según ACI es hierro # 3. Además, se colocara un  $A_s$  adicional de  $5.29cm^2$  por cada metro de alto en el eje neutro del diafragma. Esta área se cubrirá colocando 3 varillas # 4 G40 (ver figura 24).

**Figura 24. Geometría y refuerzo del diafragma exterior**



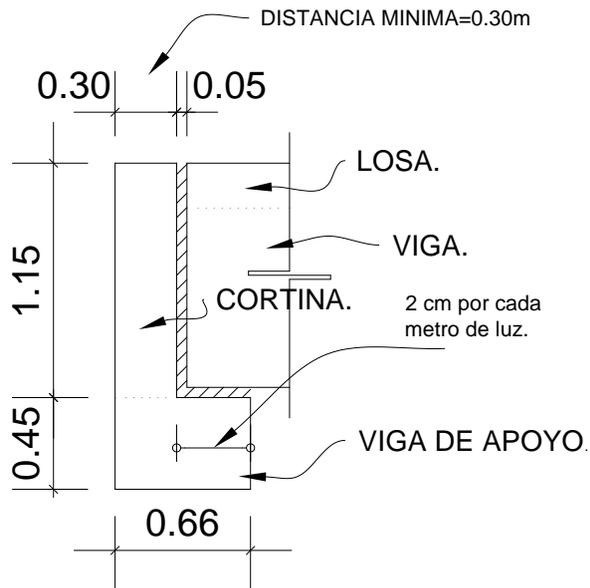
### 2.3.3 Diseño de la subestructura

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir hacia el suelo todas las cargas provenientes de la superestructura, y está conformada por estribos, cortina y viga de apoyo.

#### 2.3.3.1 Diseño de la cortina

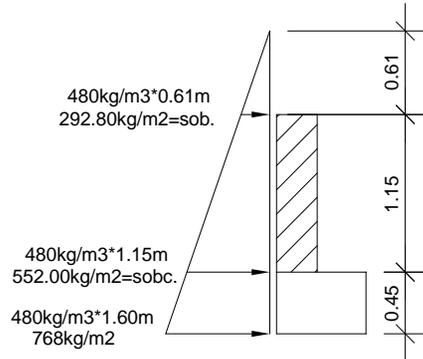
Se prevé que la cortina estará empotrada en la viga de apoyo, y se diseñará a flexión, como viga en voladizo y corte. Las fuerzas que intervienen son: empuje de la tierra, fuerza longitudinal y fuerza de sismo (ver figura 25).

**Figura 25. Geometría de la cortina y la viga de apoyo**



Según AASHTO se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies (0.61m) de alto, con una presión de  $480 \text{ kg/m}^3$  (ver figura 26).

**Figura 26. Sobrecarga del suelo**

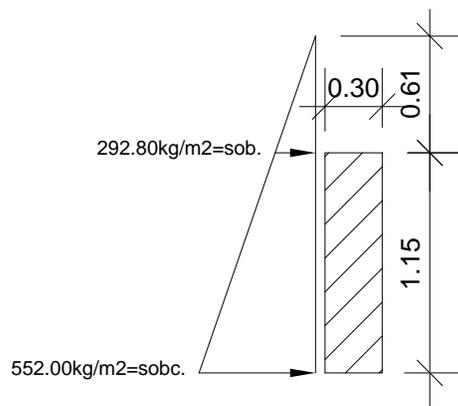


**Cálculo de empuje:** El empuje se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga a 2 pies de alto a lo largo de la cortina más el empuje de la sobrecarga en la base de la misma y aplicado al centro (ver figura 27).

$$F = Sob \times H + Sobc \times \frac{H}{2}$$

$$F = 292.8kg / m^2 \times 1.15m + 552.00kg / m^2 \times \frac{1.15m}{2} = 654.12kg / m$$

**Figura 27. Diagrama de empuje**

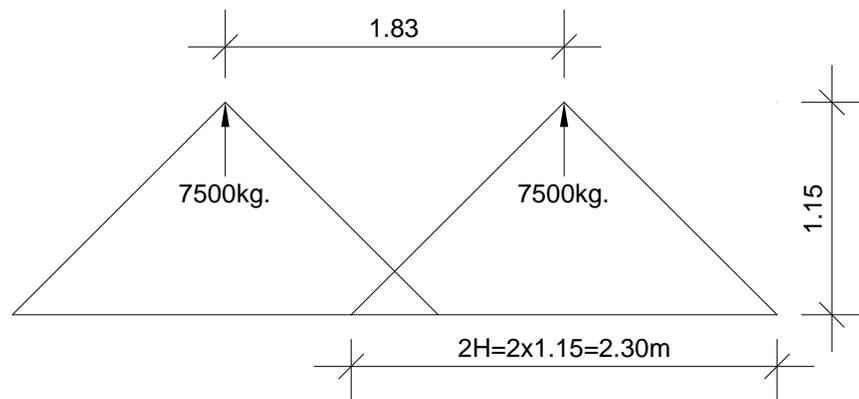


**Cálculo de la fuerza longitudinal:** Según AASHTO, la fuerza longitudinal que será producida por las llantas de un camión en un terraplén o aproche, es transmitida a la cortina de la viga de apoyo de la siguiente manera:

$$Fl = \frac{0.05 \times P}{2H}$$

Donde P es la carga HS-15-44 y actúa a 6 pies (1.83m) sobre el piso, de manera que el brazo será 1.83m+H.

**Figura 28. Diagrama de fuerza longitudinal**



$$Fl = \frac{0.05 \times 15000kg}{2 \times 1.15m} = 576.92kg / m$$

$$\text{Brazo} = 1.83m + 1.15m = 2.98m.$$

**Cálculo de sismo:** El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado siguiendo las especificaciones AASHTO 3.10. Se utilizará un 12% aplicado al centro de la cortina.

Peso propio de la cortina para un metro de ancho:

$$W = 0.30m \times 1.15m \times 1m \times 2400kg / m^3 = 828.00kg$$

$$EQ = 0.12 \times W = 99.36kg$$

Brazo al centro de gravedad =  $H/2 = 0.575m$ .

Finalmente, se deberán calcular los momentos según AASHTO 3.10.8 con las combinaciones de cargas para momento siguientes:

$$1: M = 1.3(Esob + Es + Lf)$$

$$2: M = 1.3(Esob + Es + S)$$

Donde:

Esob: Sobrecarga de segundo grado aplicada al centro de la cortina.

Es: Carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina.

Lf: Fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina.

S: Fuerza del sismo aplicada al centro de la cortina.

Aplicando las ecuaciones 1 y 2:

$$1: M = 1.3((292.80kg \times 1.15 / 2) + (480kg(1.15m + 0.45m))) \times 1.15 / 3 + 576.92kg \times 2.98m)$$

$$1: M = 2836.58kg - m$$

$$2: M = 1.3((292.80kg \times 1.15 / 2) + (480kg(1.15m + 0.45m))) \times 1.15 / 3 + 99.36kg \times 0.575m)$$

$$2: M = 675.86kg - m$$

Por lo tanto se diseñará con el momento producido por la ecuación 1.

### Cálculo del refuerzo

Datos:

$$M_u: 2836.58 \text{kg-m}$$

$$d: 1.09 \text{m}$$

$$b: 0.30 \text{m}$$

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

$$F_y: 2810 \text{kg/cm}^2$$

Evaluando en la formula:

$$A_s = \left[ 100 \times 19 - \sqrt{(100 \times 19)^2 - \frac{2668.91 \times 100}{0.003825 \times 210}} \right] \times \left( \frac{0.85 \times 210}{2810} \right) = 5.69 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 16.35 \text{cm}^2$$

Como el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima se utilizarán  $16.35 \text{cm}^2$ . Esta área se cubrirá colocando 6 varillas # 6 G40.

Luego, se deberá calcular el corte según AASHTO 3.10.8 con las combinaciones de cargas para corte siguientes:

$$1: V = 1.3(F + Lf)$$

$$2: V = 1.3(F + S)$$

Donde:

F: Empuje

Lf: Fuerza longitudinal.

S: Fuerza del sismo.

Aplicando las ecuaciones 1 y 2:

$$1: V = 1.3(654.12 + 576.92) = 1600.35kg$$

$$2: V = 1.3(654.12 + 99.36) = 979.52kg$$

Por lo tanto se toma el corte de la ecuación 1.

$$V_u = 1600.35kg.$$

El corte que resiste el concreto está dado por la ecuación:

$$V_{CR} = \phi (0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

Siendo  $\phi$  el coeficiente para el concreto cuando se está diseñando a corte con un valor de 0.85.

$$V_{CR} = 0.85(0.53\sqrt{281} \times 30 \times 109) = 21347.75kg$$

Como  $V_u < V_{CR}$ , no se tendrán fallas por corte, por lo que los estribos no tendrán ninguna función estructural.

Colocar estribos y eslabones # 3 G40 @ 0.25m (ver figura29).

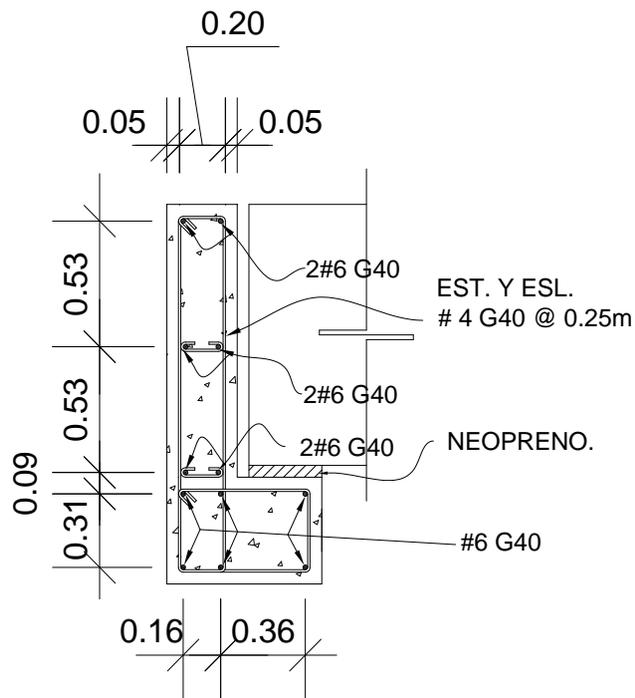
### 2.3.3.2 Diseño de la viga de apoyo

Debido a que la viga se encuentra apoyada sobre el estribo en toda su longitud se diseñará únicamente a compresión, por lo tanto, el refuerzo longitudinal será el área de acero mínima, y los estribos se colocarán a la misma distancia que en la cortina.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1 \times b \times h}{F_y} = \frac{14.1 \times 66 \times 45}{2810} = 14.90 \text{ cm}^2$$

Colocar 6 varillas # 6 G40, con estribos # 3 G40 @ 0.25m (ver figura 27).

**Figura 29. Armado de cortina y viga de apoyo**



### 2.3.3.2.1 Diseño de los apoyos de neopreno.

Los apoyos integrales de neopreno serán rectangulares, formados por placas interpuestas de neopreno puro de dureza "A" de 60, de 13mm de espesor, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t + ab} \quad \text{y para apoyos fijos y móviles} \quad \frac{\Delta L}{T} \leq 0.50$$

Donde:  $\Delta L$  = máximo desplazamiento horizontal  
a, b = dimensiones del apoyo (en centímetros)  
 $\sigma_p, \sigma_a, \sigma_r$  = esfuerzos permisible, admisible y a compresión  
T, t = espesor total del elastómetro y espesor de una lámina

Datos: L=17.90m  
T=4.9cm  
a=36cm  
b=44cm  
R=72.82ton (corte último para la viga interior que es la crítica)  
M<sub>cm</sub>=91.51ton (para la viga interior que es la crítica)  
M<sub>(cv+i)</sub>=98.82ton (para la viga interior que es la crítica)

$$\sigma_p = \frac{8 \times 44 \times 36}{1.3 + 44 \times 36} = 7.99 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{y} \quad \sigma_r = \frac{72817.35}{44 \times 36} = 45.97 \frac{kg}{cm^2}$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo de 100kg/cm<sup>2</sup> por lo que los esfuerzos chequean. Para el desplazamiento horizontal se utilizará la ley de

$$\text{Hooke: } \sigma_f = 1,700 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{y} \quad \Delta e_t = \frac{\sigma_f}{E} L = \frac{1700}{2090000} \times 1790 = 1.46cm$$

La deformación por carga muerta se calcula partiendo del desplazamiento

$$\text{horizontal: } \Delta e_{cm} = \frac{\Delta e_t \times M_{cm}}{M_{cm} + M_{cv+i}} = \frac{1.46 \times 91.51}{91.51 + 98.82} = 1.35 \text{ cm}$$

La deformación por contracción es:  $\Delta c = 0.000165L = 0.295 \text{ cm}$

La deformación por temperatura es:  $\Delta t = 0.000011D^\circ L = 0.295 \text{ cm}$

Las deformaciones máximas son:

$$\text{Contracción: } \Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta t) = 1.35 - (0.295 + 0.295) = 0.76 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación: } (\Delta e_t + \Delta t) - \Delta c = (1.46 + 0.295) - 0.295 = 1.46 \text{ cm}$$

El máximo desplazamiento considerado será 1.46cm; se utilizarán tres placas de elastómetro de 13mm y dos placas de acero de 5mm. (El detalle se puede ver en los planos del puente, hoja ¾ de los apéndices).

### **2.3.3.3 Diseño del ala**

La función de las alas del puente es proteger los estribos y los enfoques del mismo para evitar posibles socavaciones debido a las crecidas del río. Para este caso, las alas se construirán de concreto ciclópeo, con una longitud de 1.50m y un ángulo de 45° respecto al estribo. Debido a que no se trata de elementos estructurales, únicamente se comprueba que resistan el volteo, el deslizamiento y las presiones respectivas, como si se tratara de un muro de contención de dimensiones relativamente pequeñas.

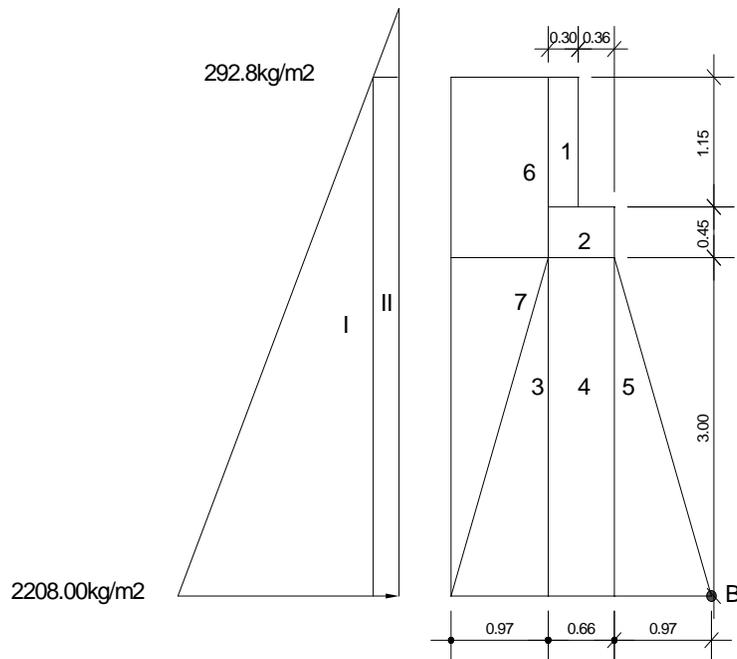
### **2.3.3.4 Diseño del estribo de concreto ciclópeo**

Una vez conocidas las dimensiones del estribo, se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre el estribo y el momento estabilizante producido por el peso propio del mismo.

Datos:	$W_{\text{concreto}}$ :	$2400\text{kg/m}^3$
	$W_{\text{concreto ciclópeo}}$ :	$2700\text{kg/m}^3$
	$W_{\text{suelo}}$ :	$1700\text{kg/m}^3$
	Valor soporte:	$20000\text{kg/m}^2$

Los momentos se calculan con respecto al punto "B" del muro porque se considera que ese sería el punto de apoyo al momento de producirse un volteo por el empuje de la tierra o por la sobrecarga del camión.

**Figura 30. Geometría y diagrama de presiones del estribo**



**Momento de volteo ( $M_V$ ):** Es producido por el empuje de la tierra sobre el estribo y se calcula de acuerdo al diagrama de la figura 30; los resultados se muestran en la tabla II.

**Tabla II: Momento de volteo**

Sección	Empuje(kg)	Brazo(m)	Momento respecto a B.
I	4404.96	1.53	6739.59kg-m
II	1346.88	2.30	3097.82kg-m
	E=5751.84		M <sub>V</sub> =9837.41kg-m

**Momento estabilizante (M<sub>E</sub>):** Es el que produce el peso propio del muro y del relleno. Los cálculos se realizaron partiendo de la figura 30 y los resultados se muestran en la tabla III.

**Tabla III: Momento estabilizante**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.345	828.00	1.48	1225.44
2	0.297	712.80	1.30	926.64
3	1.455	3928.50	1.95	7660.58
4	1.98	5346.00	1.30	6949.80
5	1.455	3928.50	0.65	2553.53
6	1.552	2638.40	2.12	5593.41
7	1.455	2473.50	2.28	5639.58
		W=19855.70kg		M <sub>E</sub> =30548.98kg-m

Una vez calculados los momentos de volteo y estabilizantes, se procede a verificar la estabilidad del muro sin la superestructura para volteo, deslizamiento y presiones con las ecuaciones siguientes:

$$\text{Volteo: } \frac{M_E}{M_V} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{30548.98kg - m}{9837.41kg - m} = 3.11 > 1.50 \quad \text{Resiste volteo.}$$

$$\text{Deslizamiento: } \frac{0.5 \times W}{E} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{0.5 \times 19855.70kg}{5751.84kg} = 1.73 > 1.50$$

Resiste deslizamiento.

Presiones:

$$a = \frac{(M_E - M_V)}{W} = \frac{30548.98 - 9837.41}{19855.70} = 1.04$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.60}{2} - 1.04 = 0.26$$

$$P = \frac{W}{b} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times e}{b} \right) = \frac{19855.70}{2.60} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.26}{2.60} \right)$$

$$P = 7636.81 \times (1 \pm 0.60)$$

$$P_{\max} = 12218.90kg/m^2 < 20000.00kg/m^2 \quad \text{y} \quad P_{\min} = 3054.72kg/m^2 > 0$$

La relación  $3a > b$  queda dentro de los límites establecidos, por lo que la excentricidad generada hace que las presiones queden dentro del rango permisible con respecto al valor soporte del suelo, es decir que el estribo nunca trabajará a tensión ni tendrá hundimientos en el suelo.

El paso siguiente, es el de chequear el comportamiento del estribo con la superestructura y la carga viva. Para este caso se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- La sección de la losa producirá una carga de 3853.49kg/m y estará distribuida en la viga de apoyo.
- La viga de carga (cualquiera de las 3) producirá una carga puntual de 1520.71kg distribuidos sobre la viga de apoyo.
- Los diafragmas aumentarán (debido a su peso propio) en 514kg/m la carga distribuida en la viga de apoyo.
- La carga viva se tomará como una distribuida de 1690.14kg, y se producirá en el momento que el camión pase su eje trasero sobre el estribo.

Luego, la sumatoria de todas las cargas descritas sería:

$$C_m + C_v = 7578.34kg$$

Brazo = 1.30 (punto medio de la base del estribo).

$$M_{E1} = (C_m + C_v) \times \text{brazo} = 7578.34kg \times 1.30m = 9851.84kg - m$$

$$M_{ET} = M_{E1} + M_E = 9851.84 + 30548.98 = 40400.82kg - m$$

Presiones:

$$a = \frac{(M_{ET} - M_v)}{(C_m + C_v + W)} = \frac{40400.82 - 9387.41}{7578.34 + 19855.70} \cong 1.13$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.60}{2} - 1.13 = 0.17$$

$$P = \frac{W + Cm + Cv}{b} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b}\right) = \frac{27434.04}{2.60} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.17}{2.60}\right)$$

$$P = 10551.55 \times (1 \pm 0.39)$$

$$P_{\max} = 14666.64 \text{ kg/m}^2 < 20000.00 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 6436.45 \text{ kg/m}^2 > 0$$

La relación  $3a > b$  queda dentro de los límites establecidos, por lo que la excentricidad generada hace que las presiones queden dentro del rango permisible con respecto al valor soporte del suelo.

El último paso consiste en analizar el comportamiento del muro con sismo pero sin la carga viva. Para realizar el cálculo se toman los momentos de volteo en sentido horizontal.

$$W_1 = W + Cm = 19855.70 + 5888.20 = 25743.90 \text{ kg}$$

$$M_{E2} = M_E + (Cm \times brazo) = 30548.98 + 5888.20 \times 1.30 = 38203.64 \text{ kg} - m$$

La fuerza horizontal se calcula con la ecuación:

$$Fh = 1.08 \times E + 0.08 \times W_1$$

$$Fh = 1.08 \times 5751.84 + 0.08 \times 24506.90 = 8172.54 \text{ kg}$$

**Tabla IV: Momento de volteo en sentido horizontal**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.345	828.00	4.03	3336.84
2	0.297	712.80	3.23	2302.34
3	1.455	3928.50	1.00	3928.50
4	1.98	5346.00	1.50	8019.00
5	1.455	3928.50	1.00	3928.50
6	1.552	2638.40	3.80	10025.92
7	1.455	2473.50	2.00	4947.00
		W=19855.70kg		M <sub>V2</sub> =36488.10kg-m

$$M_{EQ} = 0.08 \times M_{V2} = 0.08 \times 36488.10 \Rightarrow M_{EQ} = 2919.05 \text{ kg} - m$$

$$M_{V3} = (1.08 \times M_V) + (Cm \times 0.08 \times h) + M_{EQ}$$

$$M_{V3} = (1.08 \times 9837.41) + (5888.20 \times 0.08 \times 3.45) + 2919.05 = 15168.60 \text{ kg} - m$$

Comprobando resistencia al volteo:

$$V = \frac{M_{E2}}{M_{V3}} = \frac{38203.64 \text{ kg} - m}{15168.50 \text{ kg} - m} = 2.52 > 1.5 \text{ Resiste el volteo.}$$

Comprobación de resistencia al deslizamiento:

$$D = \frac{0.5 \times W_1}{Fh} = \frac{0.5 \times 25743.90 \text{ kg}}{8172.54 \text{ kg}} = 1.58 > 1.5 \text{ Resiste deslizamiento.}$$

Verificación de presiones:

$$a = \frac{(M_{E2} - M_{V3})}{W_1} = \frac{38203.64 - 15168.60}{25743.90} = 0.89$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.60}{2} - 0.89 = 0.41$$

$$P = \frac{W_1}{b} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b}\right) = \frac{25743.90}{2.60} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.41}{2.60}\right)$$

$$P = 9901.50 \times (1 \pm 0.95)$$

$$P_{\max} = 19307.93 \text{ kg/m}^2 \} 20000.00 \text{ kg/m}^2$$

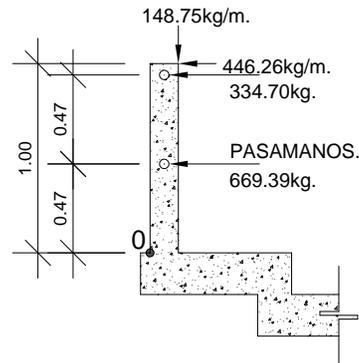
$$P_{\min} = 495.08 \text{ kg/m}^2 \} 0$$

La relación  $3a > b$  queda dentro de los límites establecidos, por lo que la excentricidad generada hace que las presiones queden dentro del rango permisible con respecto al valor soporte del suelo.

### 2.3.4 Diseño del barandal

La separación entre los ejes de los postes es variable, pero con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura se utilizó una longitud de 1.48m. Además de la carga del camión estandarizado, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie = 148.75 kg/m y una carga horizontal de 300 lb/pie = 446.26 kg/m.

**Figura 31: Cargas de diseño para postes**



El paso siguiente es calcular el momento resultante de las cargas vivas y muertas con respecto al punto "0".

$$\sum M_0 = 1053.18 \text{ kg} - m$$

Datos para el diseño:

Mu: 1053.18 kg-m

f'c: 210 kg/cm<sup>2</sup>

Fy: 2810 kg/cm<sup>2</sup>

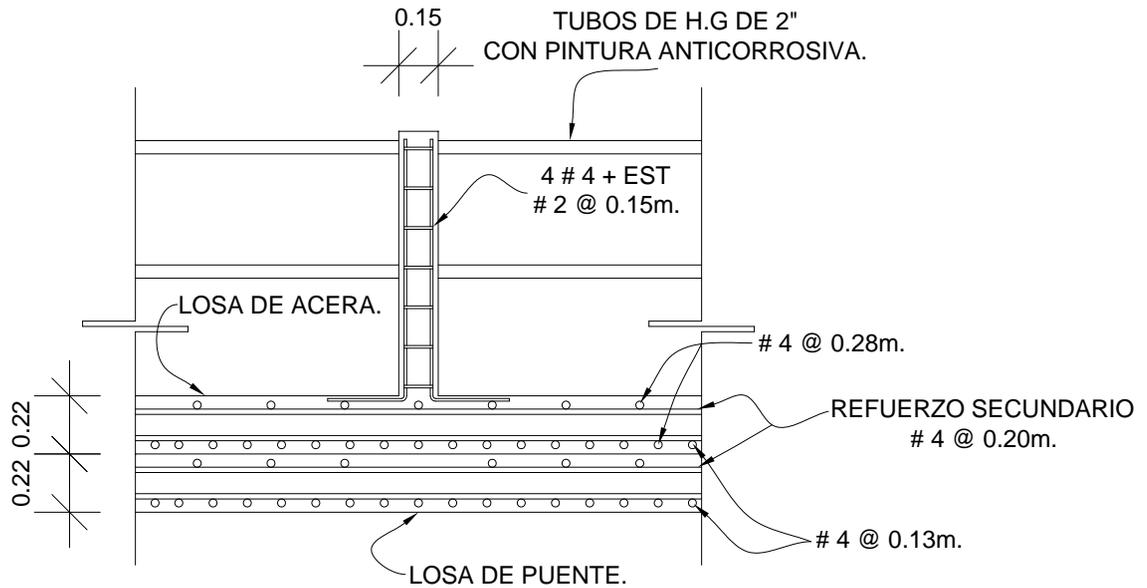
b: 15 cm

d: 12 cm

$$A_s = 4.27 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 4 varillas # 4 y estribos # 3 @ 0.15 m

**Figura 32: Detalle de armado de poste y barandal**



### 2.3.5 Elaboración de planos

Los planos que se elaboraron son:

- Curvas de nivel, perfil de terreno y ubicación del puente.
- Dimensionamiento de la superestructura.
- Armado y refuerzo de la superestructura.
- Sección longitudinal y transversal del puente.
- Detalles de estribos, vigas, barandal y aproches.

(Ver apéndices).

### 2.3.6 Elaboración de presupuesto.

En la integración del presupuesto se consideraron gastos administrativos con un porcentaje de 25% e imprevistos con un 10%; no se ha considerado ninguna utilidad por no tratarse de un proyecto lucrativo, y para la mano de obra, tanto calificada como no calificada se tomará un 60% del costo de los materiales del proyecto porque es el porcentaje aproximado que se maneja a nivel municipal para proyectos de esta magnitud.

La tabla V muestra un resumen del presupuesto por renglones de trabajo y el detalle de los mismos se puede ver en los apéndices.

**Tabla V: Presupuesto puente vehicular río Carcaj**

<b>Actividad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>P.U.</b>	<b>Total.</b>
Preliminares	440.00	m <sup>2</sup>	Q64.50	Q28,380.00
Estribos + alas	68.00	m <sup>3</sup>	Q747.30	Q50,816.40
Viga de apoyo y cortina	14.20	ml	Q1,388.67	Q19,719.11
Apoyos de neopreno	6.00	unidad	Q2,547.06	Q15,282.36
Viga interior	18.72	ml	Q2,124.77	Q39,775.69
Viga exterior	37.44	ml	Q1,895.75	Q70,976.88
Diafragma interior	7.10	ml	Q815.58	Q5,790.62
Diafragma exterior	14.20	ml	Q635.20	Q9,019.84
Losas	132.91	m <sup>2</sup>	Q503.98	Q66,983.98
Drenaje pluvial	1.00	unidad	Q425.00	Q425.00
Barandal	37.44	ml	Q294.87	Q11,039.93
Aproches	298.00	m <sup>3</sup>	Q256.90	Q76,556.20
Subtotal materiales y mano de obra				Q421,558.70
Gastos administrativos				Q63,114.92
Imprevistos				Q25,245.37
Costo total				Q501,896.34

### **3. SERVICIO PROFESIONAL: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD ALDEA TASHARJA CENTRO.**

#### **3.1 Estudios preliminares**

Los estudios preliminares se realizan con el fin de recabar toda la información necesaria respecto a las condiciones bajo las cuales se diseñará el proyecto, para hacer que el mismo funcione de una forma óptima durante su período de diseño.

##### **3.1.1 Aforos**

Debido a que se trata de un proyecto cuyo período de diseño ha llegado al final se realizaron dos aforos, uno directamente en la fuente del proyecto que es donde se desperdicia una gran parte del caudal debido al mal estado de la caja de captación, y el otro en la entrada al tanque de almacenamiento para verificar cuanto caudal llega al mismo y es aprovechado por la población. Para este caso se utilizó el método volumétrico repitiendo el procedimiento 3 veces para luego sacar un promedio de caudales. El caudal total se calculó como la suma del caudal que se desperdicia en la captación más el caudal que llega al tanque de almacenamiento. Como los aforos se hicieron en el mes de octubre, se ha tomado solo un 50% de todos los caudales obtenidos considerando que la fuente tiende a producir menos caudal en los meses de marzo y abril. Los resultados se muestran en la tabla VI.

**Tabla VI: Caudales por el método volumétrico**

<b>Lugar</b>	<b>Q<sub>1</sub>(l/s)</b>	<b>Q<sub>2</sub>(l/s)</b>	<b>Q<sub>3</sub>(l/s)</b>	<b>Q<sub>T</sub>(l/s)</b>
Fuente	0.21	0.22	0.22	0.22
Tanque	0.10	0.09	0.10	0.10

Por tanto, el caudal que produce la fuente es de 0.32 l/s

### **3.1.2 Exámenes de calidad del agua**

Según la Comisión Guatemalteca de Normas COGUANOR se debe realizar los exámenes químico y bacteriológico para determinar si el agua es apta para el consumo humano, pero para este caso, debido al entorno ambiental de la fuente no se realizó el examen químico porque mediante la observación de la fuente se comprobó que el agua tiene un sabor normal, y no existe ningún tipo de olor o turbiedad que haga pensar que existen sólidos, nitritos y otros compuestos químicos dañinos para la salud.

Para el examen bacteriológico se contó con la ayuda del Ministerio de Salud Pública con sede en el centro de salud del municipio de Jocotán, en donde se le practicó el examen a una muestra de 100ml de agua por el método de membranas filtrantes, obteniendo un resultado positivo ya que no creció (en 24 horas) ninguna colonia de bacterias. (ver certificación en apéndices).

### **3.1.3 Topografía**

El levantamiento topográfico se realizó de la misma forma que para el puente vehicular, obteniendo los datos necesarios para dibujar la planta y el perfil de la línea de conducción y de esa forma poder diseñar el proyecto (ver apéndices).

### **3.1.4 Censo de población actual**

El censo se realizó para conocer la cantidad de habitantes que serán abastecidos por la fuente en estudio; para ello se contó con la ayuda del alcalde comunitario y los vecinos, y al final del censo se contabilizó una población actual de 107 habitantes entre hombres, mujeres y niños.

### **3.1.5 Período de diseño**

Para este proyecto se ha considerado un período de diseño de 20 años. Este es el periodo de diseño adoptado por la mayoría de entidades del Estado y organizaciones de salud nacionales e internacionales que impulsan proyectos de agua potable para comunidades rurales.

## **3.2 Cálculo de la población futura.**

Para el cálculo de la población futura es necesario tener datos confiables de la cantidad de habitantes que existen en la comunidad actualmente y la cantidad que ha existido en años anteriores, para así calcular una tasa de crecimiento poblacional que nos permita conocer la cantidad de habitantes que serán abastecidos al final del periodo de diseño.

Según datos del Instituto Nacional de Estadística INE, la tasa de crecimiento poblacional para el departamento de Chiquimula es de 2.112% anual, y como en la comunidad en estudio no se encuentran censos de años pasados, se tomó esta tasa para calcular la población en el año 2026.

### 3.2.1 Método geométrico

La ecuación del método geométrico para calcular poblaciones futuras es la siguiente:

$$Pf = Po \times (1 + r)^n$$

Donde:

r = tasa de crecimiento poblacional

n = periodo de diseño del proyecto

$$Pf = 107 \times (1 + 0.02112)^{20} \cong 163hab.$$

### 3.3 Descripción del sistema existente

Actualmente, la línea de conducción de agua potable por gravedad de la aldea Tasharjá Centro ya no funciona de forma óptima debido a que su período de diseño ha finalizado.

La captación está formada por una caja típica de un metro cúbico con forma de galería de infiltración, pero la misma se encuentra demasiado deteriorada y deja escapar el caudal por las paredes porque la sección del tubo de la línea de conducción no se da cumplimiento para absorberlo todo.

El diámetro del tubo es de 1", de PVC de 160PSI, pero como la caja no cuenta con el mantenimiento adecuado, la tapadera de la misma esta quebrada y deja pasar hojas y arenas provocando que el tubo se tape, y como no existe a lo largo de toda la línea ninguna válvula de limpieza o aire, no es posible limpiar la tubería ni darle el mantenimiento adecuado.

A inmediaciones del sistema actual existe un paso aéreo a punto de colapsar, y debido a que este se encuentra construido con 3 tubos de HG y uno de PVC, en la unión de ambos existe otra fuga de caudal, por lo cual se ha propuesto ampliar la longitud del mismo y construirlo con los materiales adecuados.

Por último se verificó que la línea de distribución se encuentra en buen estado, pero como ocurren demasiadas pérdidas en la captación y la línea de conducción, en la aldea no se tiene agua, razón por la cual se rediseñará el proyecto desde la captación hasta el tanque de distribución.

### **3.4 Determinación de caudales.**

Para saber si la fuente produce suficiente agua para abastecer a toda la población en el final del periodo de diseño, primero se debe conocer la dotación diaria por habitante, y esta se determina en base al tipo de población, clima de la comunidad y costumbres.

Las dotaciones van de 50 a 150 l/h/d en áreas rurales y urbanas, pero la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria ERIS recomienda 50 l/h/d en áreas rurales y 110 l/h/d en áreas urbanas. Para este proyecto se adoptó una dotación de 75 l/h/d.

#### **3.4.1 Caudal medio diario**

El caudal medio diario viene dado por la ecuación:

$$Q_m = \frac{P_f \times dot}{86400}$$

Datos:

Pf = 163 habitantes

Dot = 75 l/h/d

$$Q_m = \frac{163 \times 75}{86400} \therefore Q_m = 0.14 \text{ l/s}$$

### 3.4.2 Caudal de día máximo

Es el mayor caudal demandado por la población en un día cualquiera, y se obtiene de multiplicar el caudal medio diario por un factor llamado de día máximo, y que según UNEPAR puede variar entre 1.2 y 1.5, siendo este el caudal con el que se debe diseñar la línea de conducción.

Aplicando la ecuación:

$$Q_{DM} = Q_m \times F_{DM}$$

$$Q_{DM} = 0.14 \text{ l/s} \times 1.35 = 0.19 \text{ l/s}$$

Por lo tanto, la fuente produce el caudal necesario para la población a servir.

### 3.5 Diseño de la línea de conducción por gravedad

Para el diseño de la línea de conducción se deben tomar en cuenta todas las pérdidas por fricción a lo largo de la tubería, así como las pérdidas menores que se localizan en los accesorios; para conocer dichas pérdidas se utiliza la ecuación de Hazzen y Willians.

$$hf = \frac{1743.811 \times Q^{1.85} \times L}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

Donde:

hf: Perdidas por fricción.

Q: Caudal en litros por segundo.

L: Longitud de la tubería en metros.

C: Coeficiente de fricción de la tubería (PVC=140, HG=100)

D: Diámetro de la tubería.

### 3.5.1 Diámetro de la tubería

Para conocer el diámetro de la tubería es necesario provocar una pérdida por fricción en el tramo en análisis, y la misma será determinada por la diferencia de altura entre la fuente y el punto que se está analizando. Como en este caso la topografía del terreno hace que en el trayecto de la fuente al tanque de almacenamiento todos los puntos estén más bajos que el tanque, se diseñó el sistema en un solo tramo desde la estación E-0 a la estación E-90 (ver planos en apéndices).

Datos:

$$hf = 5.00\text{m}$$

$$L = 1356.55\text{m}$$

$$C = 140$$

$$Q = 0.32\text{l/s}$$

$$5.00 = \frac{1743.811 \times 0.32^{1.85} \times 1356.55}{140^{1.85} \times D^{4.87}} \therefore D = 1.45''$$

Aproximando el diámetro requerido a 1.5" se vuelve a aplicar la ecuación y se obtiene la pérdida por fricción real, considerando la inclusión de un paso aéreo de HG de 30m de longitud.

$$hf = \frac{1743.811 \times 0.32^{1.85} \times 1326.55}{140^{1.85} \times 1.5^{4.87}} \therefore hf = 4.18m \text{ Tubería de PVC}$$

$$hf = \frac{1743.811 \times 0.32^{1.85} \times 30.00}{100^{1.85} \times 1.5^{4.87}} \therefore hf = 0.18m \text{ Tubería de HG}$$

El paso siguiente consiste en averiguar las pérdidas localizadas o menores, y para ello se necesita conocer la cantidad de accesorios y válvulas que se tengan a lo largo de la línea de conducción; las pérdidas se calculan con la misma ecuación buscando en tablas la longitud equivalente en metros (del mismo diámetro de la tubería) para cada tipo de accesorio. La tabla VII muestra la ubicación y el tipo de accesorios que se tienen en toda la línea.

**Tabla VII: Distribución y ubicación de accesorios**

Ubicación	Descripción	Accesorios	Cantidad	Pérdidas (m)
E-31	Válvula de limpieza	Tee recta.	1	0.01
E-55	Válvula de aire	Tee recta.	1	0.01
E-70 a E-73	Paso aéreo	Codos 45°.	4	0.04
E-82	Válvula de aire	Tee recta.	1	0.01
E-84	Válvula de limpieza	Tee recta.	1	0.01

La ubicación exacta del paso aéreo se muestra en los planos de la línea de conducción y será de la estación E-70+5.38 a la estación E-73+5.98, siendo los puntos mencionados los centros de las torres que lo sostendrán.

Todas las pérdidas se verán reflejadas directamente en la altura de la línea piezométrica cuya ecuación es la siguiente:

$$C_p = N_E - hf$$

Donde:

$N_E$  = nivel estático

$hf$  = pérdidas por fricción y localizadas

El paso siguiente consiste en verificar el nivel dinámico para los puntos críticos de la línea de conducción; este nivel sirve para verificar las presiones de servicio cuyo rango debe ser  $10m.c.a \leq P_{servicio} \leq 40m.c.a$ , y se calcula con la ecuación:

$$N_D = C_p - C_T$$

(Ver planos y tablas con cálculos detallados en apéndices).

### **3.5.2 Selección del tipo de tubería**

El tipo de tubería se selecciona en base a la topografía del terreno y para ello es necesario conocer las cotas del punto más alto y del punto más bajo del terreno; estos puntos son la estación E-0 y la estación E-73, con las cotas 1000.00 y 931.34 respectivamente, por lo que una tubería de 125 PSI (88 mca) resiste todas las presiones, pero como el diámetro de la línea de conducción es de 1 ½ " y no se fabrica tubería 125 PSI del diámetro requerido, se colocará tubería PVC de 160 PSI de acuerdo a norma ASTM D-2241.

### 3.5.3 Obras de arte

Las obras de arte son complementarias a la línea de conducción de agua potable y se fabrican dependiendo de la topografía del terreno (cajas rompedoras), de la necesidad de dividir caudales (cajas distribuidoras de caudales), cuando se tienen dos o más fuentes diferentes para un mismo proyecto (cajas unificadoras de caudales), y cuando se necesita salvar accidentes geográficos como quebradas o barrancos (pasos aéreos o de zanjón).

Para este proyecto se tendrá un paso de zanjón para cruzar el camino hacia la aldea Tasharjá Arriba que consistirá en dirigir la tubería por medio de dos codos para atravesar el mismo, y un paso aéreo propio de la línea de conducción para salvar una quebrada con un barranco un tanto profundo (ver los detalles en apéndices).

#### 3.5.3.1 Diseño de paso aéreo

Datos:

Luz del claro:  $S=29.46\text{m}$  (se aproximará a 30m).

Diámetro del tubo:  $\varnothing=1\frac{1}{2}$  "HG. tipo liviano

Peso por pie del tubo: 2.97lb/pie

Peso específico del agua:  $62.4\text{lb/pie}^3$

Se considera que las torres estarán a la misma altura.

Solución:

### **Carga muerta:**

$$C.M._{agua} = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{1.5}{12}\right)^2 \times 62.4lb / pie^3 = 0.77lb / pie$$

$$C.M._{total} = CM_{agua} + P_{tuberia} = 0.77lb / pie + 2.97lb / pie = 3.74lb / pie$$

### **Carga viva:**

Se considera el paso de una persona de 150lb de peso por el tubo.

$$C.V. = 150lb / 20pies = 7.5lb / pie$$

### **Carga de viento:**

Se consideró como una carga crítica asumiendo una velocidad de 60km/h y una presión de 15lb/pie<sup>2</sup>.

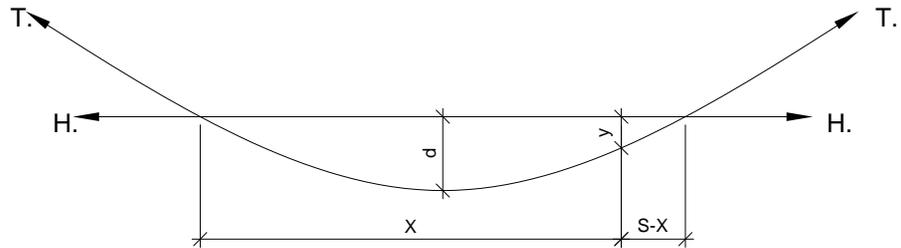
$$W = \phi_{tuberia} \times P_{viento} = \left(\frac{1.5}{12}\right) \times 15lb / pie^2 = 1.88lb / pie$$

La carga última se calcula de acuerdo con la ecuación 9-2 del código ACI 318-02:

$$C.U. = 1.2 \times C.M. + 1.6(C.V. + W)$$

$$C.U. = 1.2 \times 3.74. + 1.6(7.5 + 1.88) = 19.50lb / pie$$

**Figura 33: Diagrama de flechas y tensiones**



Las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

$$H = \frac{W \times S^2}{8 \times d} \quad \text{Tensión horizontal.}$$

$$T = H \times \text{Sec}(\alpha) = H \times \sqrt{1 + \left( \frac{16 \times d^2}{S^2} \right)} \quad \text{Tensión máxima.}$$

Donde:

W = carga última

S = luz

d = flecha

H = tensión horizontal del cable

T = tensión máxima del cable

Proponiendo un valor máximo “d” igual al alto de la columna (1.40m) de apoyo se obtuvieron los siguientes valores:

**Tabla VIII: Valores de tensiones horizontales y máximas**

W (lb/pie)	S (pies)	D (pies)	H (libras)	T (libras)
19.50	96.65	4.59	4960.62	5049.33

El paso siguiente consiste en chequear la columna de apoyo por esbeltez de acuerdo con la ecuación:

$$K = L/D$$

Asumiendo una sección de 0.30m x 0.30m tenemos:

$$K = 1.40/0.30 = 4.66 \quad \text{es una columna corta.}$$

El cable a utilizar es de  $\varnothing \frac{1}{2}$  ", con alma de acero de 6 x 25 hilos y un peso aproximado de 0.48lb/pie, con una resistencia a tensión de 12Ton = 26455lbs., que es mucho mayor que la tensión máxima actuante de 5049.33lbs.

Integrando el valor del peso del cable a la carga muerta tenemos:

$$W = 3.74lb/pie + 0.48lb/pie = 4.22lb/pie$$

$$C.U. = 1.2 \times 4.22 + 1.6(7.5 + 1.88) = 20.07lb/pie$$

**Tabla IX: Valores de tensiones horizontales y máximas corregidos**

W (lb/pie)	S (pies)	D (pies)	H (libras)	T (libras)
20.07	96.65	4.59	5105.62	5196.92

La carga axial de la columna se calcula por el teorema de Pitágoras de la forma siguiente:

$$P_{axial} = \sqrt{T^2 - H^2} = \sqrt{5196.92^2 - 5105.62^2} = 969.86lb$$

### **Longitud del cable principal:**

Para conocer la longitud total del cable se dice que cuando la flecha máxima “d” tiene un valor del 5% de la longitud del claro “s”, la longitud suspendida del cable “l” viene dada por:

$$I = (d / s) \times 100 \text{ en porcentaje.}$$

$$I = (1.40 / 29.56) \times 100 = 4.74\%$$

La longitud vendrá dada por la ecuación:

$$L = S + \frac{8 \times d^2}{3 \times S} = 29.56 + \frac{8 \times 1.40^2}{3 \times 29.56} = 29.74 \cong 30m$$

La longitud recomendada para el tensor es de  $\frac{1}{4} S$ , por lo tanto:

$$S_1 = \frac{1}{4} \times S = 7.39m \cong 7.50m$$

### **Longitud total del cable:**

Como se tienen 2 tensores la longitud final del cable será:

$$L_{total} = L + 2 \times S_1 = 30 + 2 \times 7.50 = 45m$$

### Calculo de las péndolas o tirantes:

La separación óptima de las péndolas es de 2.00m y la longitud de las mismas se calcula con la ecuación:

$$Y = \frac{W \times (S - X)}{2 \times H}$$

La tabla X muestra los resultados obtenidos:

**Tabla X: Variación de longitud de las péndolas según su ubicación**

# Pend.	X (m)	S-X (m)	Y(m)	Cant. Pend.	Long. Cable.
1	1	28.56	0.18	2	0.37
2	3	26.56	0.51	2	1.03
3	5	24.56	0.79	2	1.58
4	7	22.56	1.02	2	2.04
5	9	20.56	1.19	2	2.39
6	11	18.56	1.32	2	2.63
7	13	16.56	1.39	2	2.78
8	15	14.56	1.41	2	2.82

Sumando las longitudes parciales de cable se tiene una longitud total de cable para péndolas de 15.63m; el paso siguiente consiste en calcular las cargas de trabajo de cada péndola de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Q = W \times L = 20.07lb / pie \times 6.56pies = 131.66lb$$

Siendo "L" la separación entre péndolas y "W" la carga ultima.

Para las péndolas se utilizará un cable de Ø ½" con alma de acero de 6 x 19 hilos con una resistencia a la ruptura de 12Ton= 26455lbs., y como las mismas van sujetas al cable principal por medio de abrazaderas su longitud se incrementa en un 15% por lo que serán necesarios 18 metros de cable.

### Torres o soportes:

Datos para diseño:

E: módulo de elasticidad del concreto =  $15100(f'c)^{1/2}$

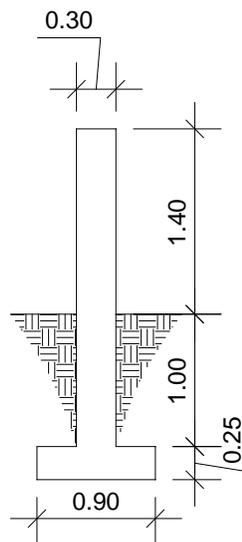
f'c:  $210\text{kg/cm}^2$

Fy:  $2810\text{kg/cm}^2$

Solución:

Se diseña de la siguiente forma para cumplir con los requisitos establecidos para columnas cortas.

**Figura 34: Geometría de columna de apoyo**



Momento de inercia:

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500\text{cm}^4$$

Radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8.66cm$$

La sección 11-2 del ACI 318-02 da la ecuación de Euler para la falla por pandeo de una columna con un extremo empotrado y el otro libre:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2}$$

Donde:

P<sub>c</sub>: carga crítica de la columna

E: módulo de elasticidad del concreto

I: inercia de la sección

Le: longitud efectiva

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 15100 \times \sqrt{210} \times 67500}{140^2} = 7437620.95kg = 7437.62Ton$$

Considerando que la columna está expuesta a una carga relativamente pequeña en comparación con su resistencia se tomará una área de acero de 1.5% del área gruesa, así:

$$A_s = 1.5 \times 900 = 13.50cm^2$$

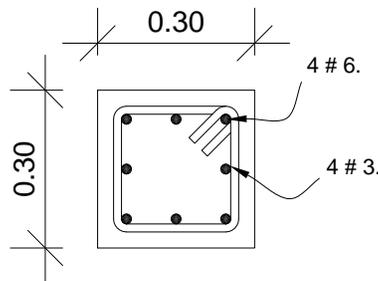
Colocar 4 varillas # 6 + 4 # 3 para cubrir el área requerida (ver figura 35).

Para conocer la separación de los estribos es necesario calcular el corte que resiste la sección de la manera siguiente:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 30 = 5875.53 \text{kg}$$

Este corte se compara con el corte actuante "H" de la tabla IX cuyo valor es de 5105.62lb=2315.89kg. Como el corte que resiste la sección es mayor que el corte actuante, se colocarán estribos # 3 @ 0.15m (ver figura 35).

**Figura 35: Refuerzo de la columna de apoyo**



**Diseño de la zapata:**

Debido a que las cargas que soporta la zapata no son demasiado grandes se adoptó un peralte mínimo de 15cm sobre el refuerzo interior de la misma más 7.5cm de recubrimiento según recomienda el ACI 318-02, pero por seguridad ese peralte será aproximado a 25cm.

El factor de carga última de la zapata se calcula de la siguiente manera:

$$F_{CU} = \frac{W_U}{C_V + C_M} = \frac{19.50}{7.5 + 3.74} = 1.73$$

Cargas que soporta la zapata:

$$P \text{ \u00faltima} = P \text{ axial} = 986.86\text{lb} = 0.45 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso de la columna} = 2.4 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.4 = 0.52 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 0.90 \times 0.90 \times 1.7 \times 1 = 1.38$$

$$\text{Peso de la zapata} = 0.90 \times 0.90 \times 0.25 \times 2.4 = 0.49 \text{ Ton}$$

La carga total que soporta la zapata ser\u00e1 la suma de todas las anteriores, y tendr\u00e1 un valor de 2.84 Ton. Para este caso se asumi\u00f3 un valor soporte del suelo de  $12\text{Ton}/\text{m}^2$  ya que se trata de una arcilla y est\u00e1 cercana a la orilla de una quebrada. Se utilizar\u00e1 concreto de  $210\text{kg}/\text{cm}^2$  y acero de  $2812\text{kg}/\text{cm}^2$ .

El paso siguiente consiste en chequear la zapata contra hundimiento de acuerdo a la siguiente relaci\u00f3n:

$$\frac{P_T}{A_z} \leq V_{ss} \rightarrow \frac{2.84}{0.9^2} = 3.51\text{Ton}/\text{m}^2 \leq 12\text{Ton}/\text{m}^2$$

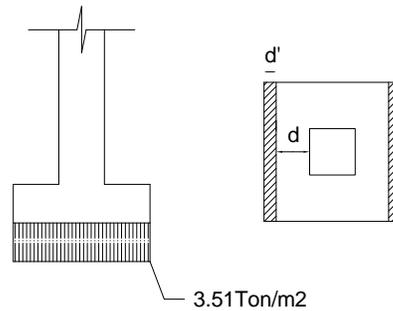
Como el esfuerzo \u00faltimo es menor que el valor soporte del suelo la zapata resiste hundimiento.

### **Dise\u00f1o por corte:**

El refuerzo de la zapata se cubrir\u00e1 con varillas # 5 cuyo di\u00e1metro es de 1.59cm, por lo tanto el peralte efectivo de la zapata ser\u00e1:

$$d = 25\text{cm} - 7.5\text{cm} - \frac{1.59\text{cm}}{2} = 16.70\text{cm}$$

**Figura 36: Diagrama de área de distribución de corte en zapata de paso aéreo**



$$d' = 45\text{cm} - 16.7\text{cm} - \frac{30\text{cm}}{2} = 13.30\text{cm}$$

$$V_R = \left[ \frac{0.53\phi\sqrt{f'c} \times b \times d}{1000} \right]$$

$$V_R = \left[ \frac{0.53 \times 0.85\sqrt{210} \times 90 \times 16.70}{1000} \right] = 9.81\text{Ton}$$

$$V_A = P_T \times Df \times b \times d'$$

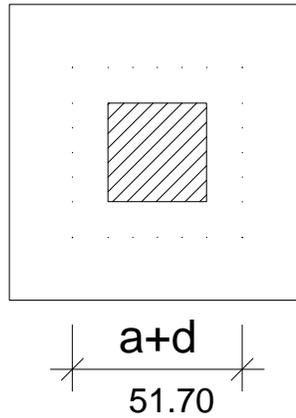
$$V_A = 2.84 \times 1.00 \times 0.90 \times 0.133 = 0.34\text{Ton}$$

Como  $V_A < V_R$  la zapata resiste al corte.

### **Diseño por punzonamiento:**

Existe un perímetro alrededor del núcleo de la columna que es directamente afectado por el punzonamiento; el mismo se denomina “ $b_0$ ” y el procedimiento de diseño es el siguiente:

**Figura 37: Diagrama de perímetro afectado por punzonamiento en zapata de paso aéreo**



El perímetro  $b_0$  viene dado por la ecuación:

$$b_0 = 4(a + d) = 4(30 + 16.70) = 186.80\text{cm}$$

Calculamos el corte resistente por punzonamiento y el corte actuante por punzonamiento de la manera siguiente:

$$V_{R_{punz}} = \left[ 2\phi \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b_0 \times d \right] / 1000$$

$$V_{R_{punz}} = \left[ 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} \times 186.8 \times 16.7 \right] / 1000 = 40.73\text{Ton}$$

$$V_{A_{punz}} = P_T \times A = 2.84 \times 0.9^2 = 2.30\text{Ton}$$

Como  $V_{R_{punz}} > V_{A_{punz}}$  la zapata resiste el punzonamiento.

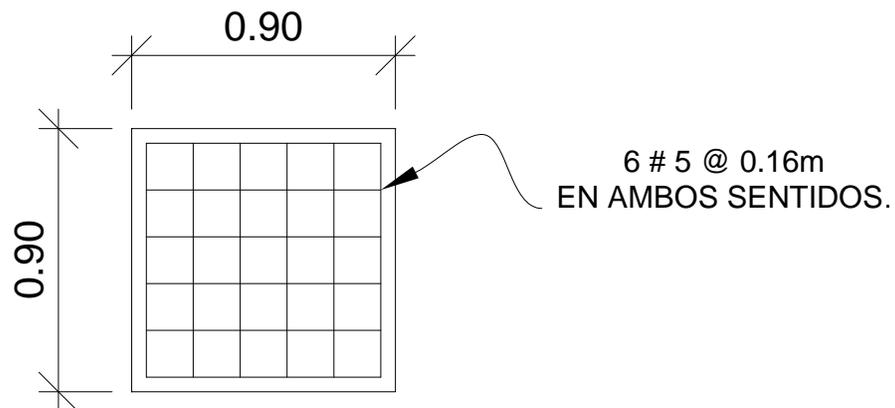
### Diseño por flexión:

Debido a que los momentos a los que se encuentra sometida la zapata son demasiado pequeños comparados con la resistencia de la misma, se trabajará con el área de acero mínima; la misma se obtiene con la ecuación:

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{F_y} \times b \times d = \frac{14.1}{2812} \times 90 \times 16.70 = 7.54 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas # 5 @ 0.16m en ambos sentidos de la zapata (ver figura 38).

**Figura 38: Armado de zapata de paso aéreo**



### Diseño del anclaje o muerto:

El muerto se construirá de concreto ciclópeo con un peso específico de 2.7Ton/m<sup>3</sup> y considerando que la superficie del mismo estará a nivel del terreno.

Datos:

$$T = 2.36\text{Ton}$$

$$H = 2.32\text{Ton}$$

$$V = 0.49\text{Ton (axial)}$$

W = peso del muerto

F = fuerza de fricción

E = empuje

Asumiendo que las dimensiones del muerto son cúbicas, de lado "h" tenemos:

$$W = 2.7 \times h^3$$

$$K = \frac{(1 + \text{Sen}\phi)}{(1 - \text{Sen}\phi)}$$

Siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del suelo con un valor de  $15^\circ$ .

Utilizando la teoría de Rankine para el empuje de suelos se tiene la ecuación:

$$E = \frac{1}{2} \gamma_s \times h^3 \times k = \frac{1}{2} \times 1.7 \times h^3 \times 1.70 = 1.45h^3$$

**Chequeo por volteo:**

Se calculan los momentos resistentes y los momentos de volteo de la manera siguiente:

$$\sum M_{RES} = E \times \frac{h}{3} + W \times \frac{h}{2}$$

$$\sum M_{RES} = 1.45h^3 \times \frac{h}{3} + 2.7h^3 \times \frac{h}{2} = 1.83h^4$$

$$\sum M_{ACT} = V \times \frac{h}{2} + H \times h$$

$$\sum M_{ACT} = 0.45 \times \frac{h}{2} + 2.32 \times h = 2.55h$$

La relación a utilizar es la siguiente:

$$\sum M_{RES} \geq 1.5 \sum M_{ACT} \rightarrow 1.83h^4 = 3.83h$$

Se hace una relación de igualdad para despejar "h" y de esta forma conocer las dimensiones del muerto; el valor obtenido es h=1.28m.

Chequeando con h=1.30m:

$$\sum M_{RES} = 1.45 \times 1.30^3 \times \frac{1.30}{3} + 2.7 \times 1.30^3 \times \frac{1.30}{2} = 5.24$$

$$\sum M_{ACT} = 0.45 \times \frac{1.30}{2} + 2.32 \times 1.30 = 3.31$$

$$5.24 \geq 1.5 \times 3.31$$

El cable a utilizar para los anclajes es de  $\varnothing \frac{1}{2}$ ", con alma de acero de 6 x 19 hilos con una resistencia a tensión de 12Ton=26455lbs, unido a un tubo de HG.  $\varnothing 2$ " tipo liviano.

### **3.6 Diseño estructural del tanque de almacenamiento**

#### **3.6.1 Tipología del tanque**

El tanque se construirá con un sistema de muros de contención por gravedad de concreto ciclópeo y una losa de concreto ciclópeo en la parte inferior, estará enterrado en su totalidad y tendrá una losa de concreto armado en la parte superior, que se ubicará a nivel del terreno.

#### **3.6.2 Diseño del tanque**

##### **Dimensionamiento**

Las dimensiones del tanque se calculan como un porcentaje del caudal medio diario, ya que con el mismo se puede conocer el volumen que se tendría que almacenar en un día en el tanque para cubrir la demanda de la población al momento de hacer reparaciones en la línea de conducción; el porcentaje que se toma es del 25 al 40% según la magnitud del proyecto. Aquí se trabajara con un 40%.

$$V = \frac{0.40(0.14l / s \times 86400s)}{1000} = 4.84m^3$$

Como el volumen obtenido es demasiado pequeño se construirá un tanque de  $10m^3$ , con una altura de 1.60m y 2 lados de 2.50m (dimensiones libres).

## **Diseño de losas**

De acuerdo con el ACI 318-02 el espesor de la losa se calcula con la ecuación:

$$e = P/180$$

De donde:

$$e = \frac{4 * 2.50}{180} \cong 0.06m$$

Pero como el espesor mínimo de la losa debe ser 0.09m y no se quiere tener problemas por recubrimiento se trabajará con una losa de 0.12m=12cm.

### **Carga muerta:**

$$W_D = 2400kg/m^3 \times 0.12m \times 1.00m = 288kg/m$$

### **Carga viva:**

Para la carga viva se tomarán 250kg/m<sup>2</sup> considerando que la losa estará al nivel del terreno y se puede dar el caso de tener varias personas paradas sobre la misma.

$$W_L = 250kg/m^2 \times 1.00m = 250kg/m$$

Calculamos la carga última con la ecuación:

$$W_U = 1.2W_D + 1.6W_L$$

$$W_U = 1.2 \times 288 \text{ kg/m} + 1.6 \times 250 \text{ kg/m} = 745.60 \text{ kg/m}$$

Considerando que se trata de una losa discontinua en sus 4 lados y que está simplemente apoyada sobre una viga en todo su perímetro, se calcula el momento último de acuerdo con la ecuación:

$$M_U = \frac{WL^2}{8}$$

De donde:

$$M_U = \frac{745.60 \times 2.50^2}{8} = 582.50 \text{ kg-m}$$

Proponiendo hierro # 3 se calcula el peralte efectivo "d" de la siguiente manera:

$$d = t - r - \phi / 2 = 12 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - 0.95 \text{ cm} / 2 = 9.02 \text{ cm}$$

Diseñando para una franja de 1 metro calculamos el área de acero con la ecuación:

$$A_s = \left[ 100 \times 9.02 - \sqrt{(100 \times 9.02)^2 - \frac{582.5 \times 9.02}{0.003825 \times 210}} \right] \times \left( \frac{0.85 \times 210}{2812} \right) = 2.61 \text{ cm}^2$$

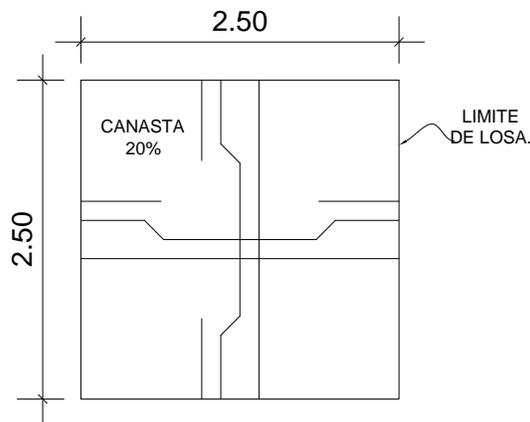
$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times 9.02 \times 100 = 4.51 \text{cm}^2$$

Como el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima, se tomará un área de acero de  $4.51 \text{cm}^2$ ; el área de la sección de la varilla # 3 es de  $0.71 \text{cm}^2$ , por lo que el espaciamiento entre varillas debe ser  $15.74 \text{cm}$ , pero para efectos de construcción se tomarán  $15 \text{cm}$ .

Por simetría colocar varillas # 3 @  $15 \text{cm}$  en ambos sentidos (ver figura 39).

**Figura 39: Armado de losa de tanque de almacenamiento**



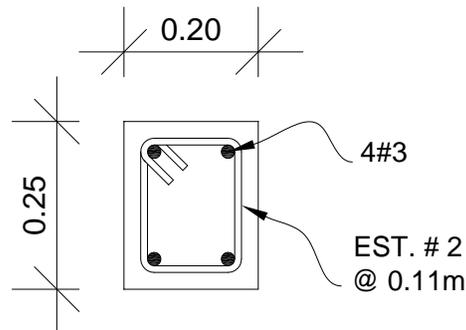
### Diseño de vigas y columnas

La viga de apoyo será de  $20 \text{cm} \times 25 \text{cm}$  de sección, y como estará apoyada directamente sobre el muro de concreto ciclópeo únicamente se diseñará por aplastamiento colocando el área de acero mínima y el espaciamiento máximo entre estribos, así:

$$A_s = \frac{14.1 \times b \times d}{F_y} = \frac{14.1 * 20 * 22.02}{2812} \therefore A_s = 2.21 \text{cm}^2$$

Colocar 4 varillas # 3 + estribos # 2 @ 11cm.

**Figura 40: Armado de viga de apoyo de tanque de almacenamiento**



Las columnas se colocarán con el objeto de transmitir las cargas provenientes de la losa directamente a las zapatas y para este caso se consideró una sección constante de 0.20m x 0.20m localizada en donde se encuentra empotrada la viga de apoyo, aunque esta sección va creciendo conforme la columna se aproxima a su base; para calcular el área de acero de la columna se utilizará la ecuación 10-2 del ACI 318-02:

$$P_u = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + F_y A_{st}]$$

Donde:

P<sub>u</sub>: carga última que soporta la columna.

A<sub>g</sub>: área gruesa (concreto)

A<sub>st</sub>: área de acero

Calculamos la carga última que recibe la columna como una cuarta parte del peso de la W<sub>u</sub> y las vigas de apoyo y le sumamos el peso propio de las mismas, así:

$$P_U = 745.60 \text{ kg/m}^2 * \frac{6.25 \text{ m}^2}{4} + 2400 \text{ kg/m}^3 \times \left[ (0.20 \text{ m})^2 \times 1.90 \text{ m} + 0.20 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \right]$$

De donde:

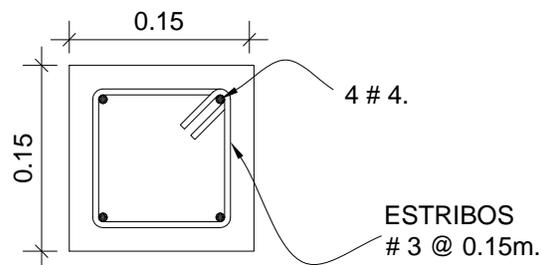
$$P_U = 1647.40 \text{ kg}$$

Luego evaluamos esta carga en la ecuación:

$$1647.40 = 0.80 \times 0.85 \left[ 0.85 \times 210 (0.04 - A_{st}) + 2812 A_{st} \right] \therefore A_{st} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor que el 1% del área gruesa se trabajara con un porcentaje de 1.27% del área de concreto colocando 4 varillas # 4 y estribos # 2 @ 0.15m.

**Figura 41: Armado de columna de tanque de almacenamiento**



### Diseño de zapatas

Debido a que las cargas que soporta la zapata no son demasiado grandes se adoptó un peralte mínimo de 15cm sobre el refuerzo interior de la misma mas 7.5cm de recubrimiento según recomienda el ACI 318-02, pero por seguridad ese peralte será aproximado a 25cm.

El factor de carga última de la zapata se calcula de la siguiente manera:

$$F_{cu} = \frac{P_U}{C_V + C_M} = \frac{1647.70}{390.63 + 882.40} = 1.29$$

Cargas que soporta la zapata:

$$P \text{ última} = P \text{ axial} = 1647.40\text{kg} = 1.65 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 0.60 \times 0.60 \times 1.7 \times 1.60/2 = 0.49$$

$$\text{Peso de la zapata} = 0.90 \times 0.90 \times 0.25 \times 2.4 = 0.22 \text{ Ton}$$

La carga total que soporta la zapata será la suma de todas las anteriores, y tendrá un valor de 2.36 Ton., y para este caso se asumió un valor soporte del suelo de 12Ton/m<sup>2</sup> ya que se trata de una arcilla-limosa. Se utilizará concreto de 210kg/cm<sup>2</sup> y acero de 2812kg/cm<sup>2</sup>.

El paso siguiente consiste en chequear la zapata contra hundimiento de acuerdo a la siguiente relación:

$$\frac{P_T}{A_Z} \leq V_{ss} \rightarrow \frac{2.36}{0.6^2} = 6.55\text{Ton} / \text{m}^2 \leq 12\text{Ton} / \text{m}^2$$

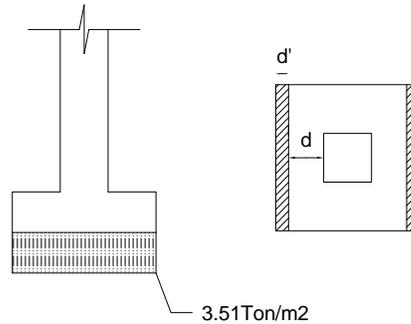
Como el esfuerzo último es menor que el valor soporte del suelo la zapata resiste hundimiento.

**Diseño por corte:**

El refuerzo de la zapata se cubrirá con varillas # 4 cuyo diámetro es de 1.27cm., por lo tanto el peralte efectivo de la zapata será:

$$d = 25\text{cm} - 7.5\text{cm} - \frac{1.27\text{cm}}{2} = 16.87\text{cm}$$

**Figura 42: Diagrama de área de distribución de corte**



$$d' = 30\text{cm} - 16.87\text{cm} - \frac{20\text{cm}}{2} = 3.13\text{cm}$$

$$V_R = \left[ \frac{0.53 \phi \sqrt{f'c} \times b \times d}{1000} \right]$$

$$V_R = \left[ \frac{0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 60 \times 16.87}{1000} \right] = 6.61\text{Ton}$$

$$V_A = P_T \times Df \times b \times d'$$

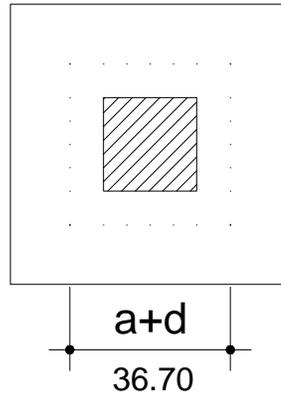
$$V_A = 2.36 \times 1.60 \times 0.6 \times 0.033 = 0.07\text{Ton}$$

Como  $V_A < V_R$  la zapata resiste al corte.

### **Diseño por punzonamiento:**

El procedimiento de diseño es el siguiente:

**Figura 43: Diagrama de perímetro afectado por punzonamiento**



El perímetro  $b_0$  viene dado por la ecuación:

$$b_0 = 4(a + d) = 4(20 + 16.87) = 147.48 \text{ cm}$$

Calculamos el corte resistente por punzonamiento y el corte actuante por punzonamiento de la manera siguiente:

$$V_{R_{punz}} = \left[ 2\phi \times 0.85 \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d \right] / 1000$$

$$V_{R_{punz}} = \left[ 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} \times 147.48 \times 16.87 \right] / 1000 = 32.48 \text{ Ton}$$

$$V_{A_{punz}} = P_T \times A = 2.36 \times 0.6^2 = 0.85 \text{ Ton}$$

Como  $V_{R_{punz}} > V_{A_{punz}}$  la zapata resiste el punzonamiento.

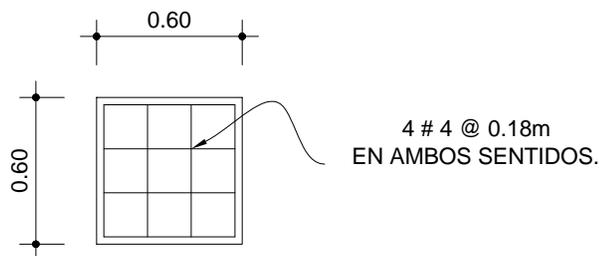
### Diseño por flexión:

Debido a que los momentos a los que se encuentra sometida la zapata son demasiado pequeños comparados con la resistencia de la misma, se trabajará con el área de acero mínima; la misma se obtiene con la ecuación:

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{F_y} \times b \times d = \frac{14.1}{2812} \times 60 \times 16.87 = 5.06 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas # 4 @ 0.18m en ambos sentidos de la zapata (ver figura 44).

**Figura 44: Armado de zapata de tanque de almacenamiento**



### Diseño de muro

El muro se diseña como un muro de contención por gravedad y será de concreto ciclópeo.

Datos para el diseño:

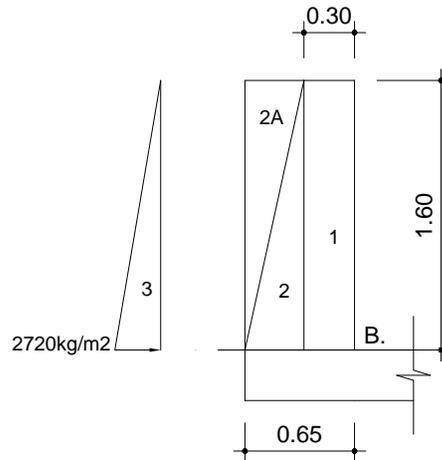
Peso específico del concreto ciclópeo: 2.7Ton/m<sup>3</sup>

Peso específico del suelo: 1.7Ton/m<sup>3</sup>

Valor soporte del suelo: 12Ton/m<sup>2</sup>

Alto del muro: 1.6m

**Figura 45: Geometría de muro de tanque de almacenamiento**



Una vez conocida la geometría del muro se procede a calcular los momentos estabilizantes y los momentos de volteo, sin tomar en cuenta el momento que produce el agua sobre el muro porque se considera que en algún instante el tanque puede estar vacío.

**Tabla XI: Momentos estabilizantes para muro de tanque de almacenamiento**

Figura	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (T)	Brazo (m)	Momento (T-m)
1	0.48	1.296	0.80	1.04
2	0.28	0.756	0.53	0.401
2A	0.28	0.476	1.06	0.504

La suma de momentos estabilizantes es 1.945T-m

El momento de volteo es solo el que produce el empuje del suelo y se calcula así:

$$M_v = 2.720 \times 0.53 = 1.44T - m$$

Chequeo por volteo:

$$\frac{M_E}{M_V} \geq 1.5 \rightarrow 1.945/1.441 = 1.35$$

La relación no se cumple, pero como la diferencia es pequeña y no se consideró el momento estabilizante que produce la losa de concreto ciclópeo del fondo del tanque, se asume que el muro resiste volteo.

Chequeo por deslizamiento:

El chequeo por deslizamiento no se hace porque el muro queda empotrado en la losa del fondo del tanque y para deslizarse tendría que cortarse por completo la base del muro.

Presiones:

$$a = \frac{(M_E - M_V)}{W} = \frac{1.945 - 1.441}{2.05} = 0.24$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{0.65}{2} - 0.24 = 0.085$$

$$P = \frac{W}{b} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{b}\right) = \frac{2.05}{0.65} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.085}{0.65}\right)$$

$$P = 3.15 \times (1 \pm 0.85)$$

$$P_{\max} = 5.83 \text{Ton} / \text{m}^2 \langle 12.00 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$P_{\min} = 0.47 \text{Ton} / \text{m}^2 \rangle 0$$

La relación  $3a \rangle b$  queda dentro de los límites establecidos, por lo que la excentricidad generada hace que las presiones queden dentro del rango permisible con respecto al valor soporte del suelo, es decir que el estribo nunca trabajará a tensión ni tendrá hundimientos en el suelo.

### 3.7 Presupuesto

Para la elaboración del presupuesto se tomaron los mismos lineamientos que para el del puente del río Carcaj. La tabla XII muestra un resumen del presupuesto por renglones de trabajo y el detalle de los mismos, así como los planos del proyecto se puede ver en los apéndices.

**Tabla XII: Presupuesto línea de conducción de agua potable aldea Tasharjá Centro**

Actividad	Cantidad	Unidad	P.U.	Total.
Captación	1.00	unid	Q763.20	Q763.20
Línea de conducción	1356.11	ml	Q26.34	Q35,719.94
Paso aéreo	30.00	ml	Q282.73	Q8,481.90
Muertos o anclajes	2.00	unid	Q1,440.00	Q2,880.00
Tanque de almacenamiento	1.00	unid	Q12,569.76	Q12,569.76
Clorinador (subcontratado)	1.00	unid	Q9,178.16	Q9,178.16
Subtotal materiales y mano de obra				Q70,716.49
Gastos administrativos				Q9,439.55
Imprevistos				Q3,775.93
Costo total				Q83,931.97

### 3.8 Desinfección

Para el proceso de desinfección del agua es importante conocer el porcentaje de potabilidad o contaminación existente en la misma y para el efecto se realizó el examen bacteriológico mencionado en la sección 3.1.2, del cual se obtuvo como resultado que el agua de la fuente es totalmente potable, pero por cuestiones de seguridad y economía se aplicará el tratamiento por medio de un clorinador en la tubería de entrada al tanque.

El porcentaje recomendable de cloro en agua para consumo humano es de 3cm<sup>3</sup>/litro, y como se sabe que el caudal que llega al tanque es de 0.32l/s, la cantidad de hipoclorito para alimentar el clorinador se calcula de la forma siguiente:

Periodo de cloración: 1 mes

Caudal por mes:  $0.32l/s \times 24h \times 3600s/h \times 30d/mes = 829440l$

Cantidad de cloro:  $829440l \times 0.003cc/l = 2488cc \cong 2.5litros$

Se aplicarán 2.5 litros de cloro cada mes al clorinador regulando el mismo para que deje salir aproximadamente 3.5cm<sup>3</sup>/hora.

### 3.9 Programa de operación y mantenimiento

Se deberá capacitar a los miembros del comité de la comunidad con el único objetivo de orientarlos y prepararlos para que puedan organizarse y atender los problemas frecuentes de administración, operación y mantenimiento del proyecto, y la forma como deban solucionar los problemas mayores.

Para este caso se propone el siguiente programa de operación y mantenimiento del proyecto:

**Tabla XIII: Programa de operación y mantenimiento**

Actividad	Frecuencia	Responsable	Herramientas a utilizar
Revisión del clorinador Alimentación de hipoclorito de calcio	1 mes	Fontanero	Guantes
Limpieza y revisión de captación	1 mes	Fontanero	Cepillo de raíz, botas y llaves stillson
Inspección de posibles fuentes de contaminación	3 meses	Fontanero	Machete y azadón
Limpieza e inspección del tanque	3 meses	Fontanero	Cepillo de raíz, botas y llaves stillson
Limpieza, chapeo y revisión de la línea de conducción	4 meses	Fontanero Comunitarios	Machete y azadón
Inspección de cajas de válvulas	4 meses	Fontanero	Llaves stillson y destornilladores
Chapeo e inspección de áreas adyacentes a la captación	6 meses	Fontanero Comunitarios	Machetes
Reforestación en área de captación	1 año	Comunitarios	Piochas y azadones
Aforo de la fuente utilizada	1 año	Fontanero	Cubeta de 5 galones y cronometro
Muestreo para análisis de laboratorio	1 año	Técnico en salud rural	Recipiente estéril

### 3.9.1 Costos

Salario del fontanero:

$$S = (22 \times 34.33 \times 1.35) \times 0.10 = Q101.96 / mes$$

Donde: 22=número de conexiones.

0.1=10% de las conexiones que se considera que revisará el fontanero.

34.33=salario mínimo diario en el campo.

1.35=35% adicional para prever prestaciones.

Repuestos y herramientas:

$$R = (0.004 \times 82808.70) \times (1 + 0.11) / 12 = Q30.64 / mes$$

Donde: 0.004=0.4% para afectar el costo del proyecto por mantenimiento mayor y menor.

82808.70=costo del proyecto sin incluir terrenos y fuentes.

0.11=% de inflación.

1=constante.

12=número de meses del año.

Costo de desinfección:

$$D = 0.32 \times 86.4 \times 3 \times 0.0132 \times 30 = Q32.84 / mes$$

Donde: 0.32=Caudal máximo diario en litros/segundo.

86.4=factor de conversión de l/s a m<sup>3</sup>/día.

3=Cantidad de cloro por litro de agua en cc.

0.0132=Costo del clorinador por unidad de peso aplicado.

30=días del mes para aplicar el tratamiento.

Costo del tesorero:

$$CT = (S + R + D) \times 0.10 = (101.96 + 30.64 + 32.84) \times 0.10 = Q16.54 / mes$$

Donde: S, R, D=cálculos de incisos anteriores.

0.10=% de lo recaudado para el pago del tesorero según Acuerdo Gubernativo No. 293-82.

### **3.9.2 Propuesta de tarifa**

$$T = (S + R + D + CT) / 22 = (101.96 + 30.64 + 32.84 + 16.54) = Q8.27 / mes$$

Esta tarifa se aproxima a Q8.50 al mes, siendo 22 el número de conexiones existentes.

## **3.10 Evaluación socio-económica**

### **3.10.1 Valor Presente Neto (VPN)**

Para este caso el Valor Presente Neto VPN será igual al costo total del proyecto porque este nos dice la cantidad de dinero que hay que invertir para realizarlo.

Como sabemos de la tabla XII, el costo total del proyecto asciende a Q83931.97, y se debe tener en cuenta que cada familia pagará una tarifa de Q8.50 al mes que servirá únicamente para cubrir los gastos de operación y mantenimiento del proyecto.

### **3.10.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)**

Es un método utilizado para comparar alternativas de inversión y viabilidad económico-financiera de los proyectos que se calcula a partir del Valor Presente Neto, y según su valor se puede decir que un proyecto se rechaza o se acepta.

Para este caso hay que considerar que el proyecto se va a ejecutar por medio de fondos municipales y no tiene ningún fin lucrativo, razón por la cual el valor de la TIR es negativo y eso representa que nunca se va a recuperar la inversión en el proyecto porque la tarifa propuesta únicamente cubre gastos de operación y mantenimiento del mismo.

Según cálculos efectuados en el programa Microsoft Excel no existe en ningún tiempo del período de diseño un valor de la TIR que permita recuperar la inversión por lo que el proyecto no es viable con fines lucrativos, pero su realización es necesaria por ser un servicio de vital importancia para evitar problemas de salud.

## **4. RIESGOS, VULNERABILIDAD Y ASPECTOS GENERALES DE UNA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL**

### **4.1 Descripción del entorno ambiental del puente sobre Río Carcaj**

El entorno ambiental del puente sobre el Río Carcaj se caracteriza por ser una zona semi-boscosa en la parte del nacimiento del río, con tipos de árboles variados y vegetación pequeña. El puente se ubica aproximadamente a 100 metros del nacimiento del río, y a la orilla de la carretera existen algunos cafetales en proceso de crecimiento con plataneras que los protegen del sol. Luego de la carretera el terreno tiene pendientes demasiado pronunciadas que lo hacen inapropiado para la agricultura, y como tampoco tiene demasiados árboles se puede decir que es un terreno estéril.

El río, propiamente, es de agua cristalina y su color varia únicamente en la estación lluviosa debido a la turbidez provocada por las crecidas, y el agua del mismo es utilizada para sistemas de riego pequeños en sembradillos ubicados en los alrededores.

**Figura 46: Entorno ambiental de puente sobre río Carcaj**



#### **4.1.1 Riesgo de impacto ambiental**

Existe poco debido a que la aldea Quequezque se encuentra aproximadamente a 1 kilómetro de distancia, y como la carretera ya se encuentra hecha no hay que hacer movimientos de tierra demasiado grandes para realizar el proyecto, no hay que cortar árboles en los alrededores y no es necesario tocar en ningún momento el cauce del río porque el puente no lleva apoyos en el centro del mismo.

#### **4.1.2 Vulnerabilidad del entorno**

En términos generales se puede decir que el entorno ambiental de la aldea Quequezque puede ser vulnerable ante los deslaves por encontrarse al pie de una montaña, pero por otra parte, la montaña se conserva casi intacta, y por la cantidad de árboles y vegetación que crecen en la misma se forma un equilibrio bastante considerable que hasta el día de hoy no ha permitido que se de ningún deslave o desastre similar.

#### **4.1.3 Aspectos a considerar para no causar daños**

Básicamente se trata de aspectos culturales y agrícolas, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

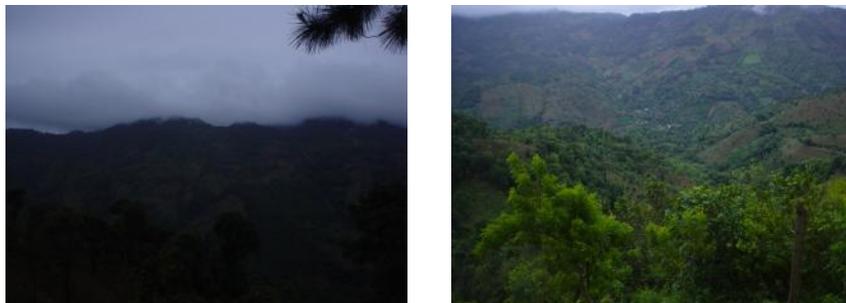
- En ningún momento se debe tirar basura alrededor de los estribos del puente porque la misma sería arrastrada por la corriente río abajo contaminando el agua del mismo.

- Se debe evitar cortar árboles alrededor del nacimiento del río, tanto para proteger la fuente del mismo como para evitar que se pueda erosionar el terreno en la estación lluviosa y que la corriente se salga de su cauce.
- Cuando crezcan los cafetales cercanos y estén en proceso de fumigación se debe tener mucho cuidado de no verter pesticidas de ningún tipo en el río.

#### **4.2 Descripción del entorno ambiental de la línea de conducción aldea Tasharjá Centro.**

El entorno ambiental de la línea de conducción de la aldea Tasharjá Centro es bastante variado, y va de boscoso en la zona alta de la misma para luego pasar por zonas agrícolas con cultivos como maíz, frijol, caña, cafetales y plataneras, y en su último tramo un pinal. El tipo de suelos es variado, contando con grandes extensiones de arcillas y limos principalmente y en el existen especies múltiples de vegetación pequeña; la fuente de agua se encuentra en la parte alta del bosque y según los exámenes realizados es potable totalmente.

**Figura 47: Entorno ambiental de línea de conducción aldea Tasharjá Centro**



#### **4.2.1 Riesgo de impacto ambiental**

Como ya se había mencionado, el proyecto se va a realizar porque el que existe actualmente ha alcanzado el final de su período de diseño. Esto se aclara porque la línea de conducción va a pasar por el mismo lugar donde se encuentra actualmente, razón por la cual no se van a abrir brechas nuevas ni a talar árboles u otros tipos de vegetación.

En conclusión, teniendo el cuidado necesario al momento de ejecutar el proyecto no tiene porque existir ningún impacto ambiental porque el mismo no es de una magnitud demasiado considerable.

#### **4.2.2 Vulnerabilidad del entorno**

Únicamente se puede mencionar que debido a la topografía del terreno (demasiado quebrada) existe riesgo de erosiones en las partes que se utilizan para la agricultura porque allí no hay árboles ni vegetación que permitan que el agua se infiltre en el suelo, pero las personas que se dedican a la agricultura cuidan por cuenta propia los terrenos y se encargan de buscarle cauces al agua en la estación lluviosa para que la misma no arrastre sus cultivos.

#### **4.2.3 Aspectos a considerar para no causar daños**

- No se debe talar árboles en los alrededores de la fuente para evitar que la misma se contamine o se seque.
  
- Al ejecutar el proyecto se debe llevar por la brecha que se encuentra abierta para evitar cortar árboles y vegetación de ningún tipo.

## CONCLUSIONES

1. La utilización de las normas adecuadas para el diseño de puentes de concreto armado, independientemente de la luz libre de éstos, dará como resultado un puente seguro, estable y con un costo óptimo.
2. El conocimiento de los métodos constructivos y procesos de diseño de estructuras, es de suma importancia para dar una interpretación correcta a los resultados obtenidos para este proyecto, y de esta forma saber si dichos resultados, independientemente de ser satisfactorios, implican que un proyecto sea o no viable tanto con fines de servicio como en sus costos.
3. La definición adecuada de todos los parámetros para proyectos de agua potable, es importante, para que se cumpla con las condiciones de servicio requeridas durante todo el período de diseño del proyecto.
4. Una evaluación correcta del entorno ambiental de un proyecto, puede proporcionarnos los pasos necesarios para evitar causar daños en el medio ambiente con la ejecución del mismo.
5. Actualmente, existen múltiples programas de diseño para estructuras y proyectos de agua potable, pero siempre es importante conocer los conceptos básicos que nos permitan interpretar la forma de trabajo de dichos programas, así como los resultados que nos proporcionen los mismos. Para este caso se ha utilizado el programa Softdesk 8, logrando con ello optimizar el tiempo en el dibujo topográfico del puente sobre el Río Carcaj, y de la línea de conducción de agua potable de la aldea Tasharjá Centro.

6. El costo unitario del puente vehicular sobre Río Carcaj es de Q501,896.34, y el de la línea de conducción de agua potable para la aldea Tasharjá Centro es de Q83, 931.97; están dentro del rango de inversión que se maneja para proyectos de infraestructura y servicios en la Municipalidad de San Juan Ermita.
7. La tarifa propuesta para el proyecto de agua de la aldea Tasharjá Centro de Q8.50/mes, cubre un porcentaje de 0.82%, comparada con el ingreso promedio mensual por familia que en el municipio de San Juan Ermita es de Q 1,029.90 al mes, para alguien que trabaja por el salario mínimo en el campo.
8. Debido a que la única vía de acceso a la aldea Quequezque, es intersectada por el río Carcaj en las inmediaciones a su nacimiento, es necesario construir el puente en cuanto existan los recursos necesarios para su ejecución.
9. Teniendo en cuenta que el período de diseño de la línea de conducción de agua potable de la aldea Tasharjá Centro ha llegado a su final, es necesario ejecutar cuanto antes el nuevo proyecto, ya que las condiciones de extrema pobreza en las que viven sus habitantes hace que sean vulnerables en el área de salud.
10. Es aconsejable realizar evaluaciones concientes de la cantidad de recursos naturales disponibles para la realización de los proyectos, y utilizar sólo los que sean necesarios para que se beneficie en lo posible a las comunidades favorecidas, sin dañar el medio ambiente.

## RECOMENDACIONES

1. Para la obtención de mejores resultados en futuros proyectos, es aconsejable que el diseñador, en este caso el estudiante, realice o esté presente en los levantamientos topográficos involucrados con el fin de obtener la mayor cantidad de información posible de las condiciones bajo las cuales se tendrá que ejecutar los proyectos.
2. Para que el funcionamiento de la línea de conducción de agua potable de la aldea Tasharjá Centro sea óptimo, se recomienda desarrollar al pie de la letra el programa de operación y mantenimiento propuesto para el proyecto.
3. Como en los costos de los proyectos se han considerado materiales de primera calidad, se aconseja que al momento de su ejecución, los materiales que se compren sean exclusivamente los que se indican en las especificaciones técnicas correspondientes, para que los resultados de ambos sean los esperados de acuerdo a su planificación.
4. Como en este caso el planificador no será el responsable de la ejecución de los proyectos, es necesario que la persona que verifique dicha ejecución tenga los conocimientos técnicos necesarios, las bases y la experiencia en el desarrollo de proyectos de esta magnitud para no cometer errores, que posteriormente puedan provocar fallas en el funcionamiento de los mismos.



## BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO American Association of State Highway, and Transportation Officials (AASHTO). 2002.
2. ACI American Concrete Institute 318-2002.
3. Itzep Xiloj, Adolfo Estanislao. Diseño de dos puentes vehiculares para el Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac del municipio de Momostenango, departamento de Totonicapán. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2004. 106 pp.
4. Jack C. McCormac. Análisis Estructural 3ra edición, 607 pp. México, 1995.
5. Reyes Valenzuela, Marleny. Tanques de almacenamiento y líneas de conducción para el sistema de agua potable de las aldeas Pozas de Agua, Piletas y El Pino, Jutiapa. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1998. 63 pp.
6. Instituto Nacional de Estadística. Características Generales de Población y Habitación de Chiquimula. Julio 1996, 125 p.p. 2000, 182 p.p.
7. Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía Teórica y Práctica del Curso de Cimentaciones 1. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1994. 126 pp.

8. Simmons, Charles S. Clasificación de Reconocimiento de los Suelos de la República de Guatemala.  
1ra, edición, 1,000 pp.
  
9. [www.quiminet.com/enlaces](http://www.quiminet.com/enlaces). febrero de 2007.

## **APÉNDICES**



**PRESUPUESTO DE MATERIALES PUENTE VEHICULAR RÍO CARCAJ, SAN JUAN ERMITA,  
CHIQUMULA.**

<b>Renglón</b>	<b>Material</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P.U.</b>	<b>P.T.</b>	<b>Sub-total</b>
Preliminares	*****	m2	440.00	Q40.00	Q17,600.00	
						Q17,600.00
Estribos + alas para los dos estribos	Piedra bola	m3	34.00	Q150.00	Q5,100.00	
	Cemento 4000	sacos	280.00	Q45.00	Q12,600.00	
	Arena de río	m3	17.00	Q150.00	Q2,550.00	
	Piedrin 3/4"	m3	23.00	Q150.00	Q3,450.00	
	Tablas de 1.5"x1´x10´	unid	80.00	Q50.00	Q4,000.00	
	Parales de 4"x4"x10´	unid	80.00	Q50.00	Q4,000.00	
	Clavo de 4"	libra	5.00	Q6.00	Q30.00	
	Alambre de amarre	libra	5.00	Q6.00	Q30.00	
						Q31,760.00
Viga de apoyo, cortina y apoyos de neopreno	Hierro # 6 G60	varilla	32.00	Q83.24	Q2,663.68	
para las dos vigas y cortinas	Hierro # 3 G40	quintal	5.00	Q260.00	Q1,300.00	
	Alambre de amarre	libra	10.00	Q6.00	Q60.00	
	Tablas de 1"x1´x10´	unid	60.00	Q40.00	Q2,400.00	
	Clavo de 4"	libra	8.00	Q6.00	Q48.00	
	Cemento 4000	sacos	88.00	Q45.00	Q3,960.00	
	Arena de río	m3	5.00	Q150.00	Q750.00	
	Piedrín 3/4"	m3	7.50	Q150.00	Q1,125.00	
	Planos de 5mmx 0,36m x 0,44m	unid	12.00	Q795.96	Q9,551.52	
	Placas de neopreno de 13mm x 0,36m x 0,44m	unid	18.00	Q318.38	Q5,730.84	
						Q27,589.04
Viga interior	Hierro # 10 G60	varilla	56.00	Q238.96	Q13,381.76	
	Hierro # 4 G40	quintal	2.50	Q260.00	Q650.00	
	Hierro # 3 G40	quintal	8.00	Q260.00	Q2,080.00	
	Alambre de amarre	libra	35.00	Q6.00	Q210.00	
	Tablas de 1.5"x1´x10´	unid	60.00	Q50.00	Q3,000.00	
	Clavo de 4"	libra	8.00	Q6.00	Q48.00	
	Cemento 4000	sacos	82.00	Q45.00	Q3,690.00	
	Arena de río	m3	5.00	Q150.00	Q750.00	
		Piedrin 3/4"	m3	7.00	Q150.00	Q1,050.00
						Q24,859.76



Viga exterior para las dos vigas	Hierro # 10 G60	varilla	84.00	Q238.96	Q20,072.64
	Hierro # 8 G60	varilla	16.00	Q148.24	Q2,371.84
	Hierro # 4 G40	quintal	5.00	Q260.00	Q1,300.00
	Hierro # 3 G40	quintal	12.00	Q260.00	Q3,120.00
	Alambre de amarre	libra	70.00	Q6.00	Q420.00
	Tablas de 1.5"x1'x10'	unid	120.00	Q50.00	Q6,000.00
	Clavo de 4"	libra	16.00	Q6.00	Q96.00
	Cemento 4000	sacos	164.00	Q45.00	Q7,380.00
	Arena de río	m3	10.00	Q150.00	Q1,500.00
	Piedrín 3/4"	m3	14.00	Q150.00	Q2,100.00
					Q44,360.48
Diafragma interior	Hierro # 5 G40	varilla	18.00	Q57.87	Q1,041.66
	Hierro # 4 G40	quintal	0.50	Q260.00	Q130.00
	Hierro # 3 G40	quintal	1.50	Q260.00	Q390.00
	Alambre de amarre	libra	8.00	Q6.00	Q48.00
	Tablas de 1.5"x1'x10'	unid	18.00	Q50.00	Q900.00
	Clavo de 4"	libra	2.00	Q6.00	Q12.00
	Cemento 4000	sacos	16.00	Q45.00	Q720.00
	Arena de río	m3	1.00	Q150.00	Q150.00
	Piedrin 3/4"	m3	1.50	Q150.00	Q225.00
					Q3,616.66
Diafragma exterior para los dos diafragmas	Hierro # 5 G40	varilla	16.00	Q57.87	Q925.92
	Hierro # 4 G40	quintal	3.00	Q260.00	Q780.00
	Hierro # 3 G40	quintal	2.00	Q260.00	Q520.00
	Alambre de amarre	libra	12.00	Q6.00	Q72.00
	Tablas de 1.5"x1'x10'	unid	36.00	Q50.00	Q1,800.00
	Clavo de 4"	libra	4.00	Q6.00	Q24.00
	Cemento 4000	sacos	22.00	Q45.00	Q990.00
	Arena de río	m3	1.50	Q150.00	Q225.00
	Piedrín 3/4"	m3	2.00	Q150.00	Q300.00
					Q5,636.92



Losas	Hierro # 4 G40	quintal	72.00	Q260.00	Q18,720.00	
refuerzos superior, inferior y longitudinal	Alambre de amarre	libra	116.00	Q6.00	Q696.00	
	Tablas de 1"x1'x10'	unid	132.00	Q40.00	Q5,280.00	
	Clavo de 4"	libra	14.00	Q6.00	Q84.00	
	Cemento 4000	sacos	263.00	Q45.00	Q11,835.00	
	Arena de río	m3	13.00	Q150.00	Q1,950.00	
	Piedrín 3/4	m3	22.00	Q150.00	Q3,300.00	
						Q41,865.00
Drenaje pluvial	Tubos PVC 4"	unid	1.00	Q425.00	Q425.00	
						Q425.00
Barandal	Tubos HG de 2"	unid	14.00	Q277.92	Q3,890.88	
ambos lados del puente	Hierro # 4 G40	quintal	4.00	Q260.00	Q1,040.00	
	Hierro # 2 G40	varilla	16.00	Q10.00	Q160.00	
	Alambre de amarre	libra	13.00	Q6.00	Q78.00	
	Tablas de 1"x10'x8"	unid	18.00	Q35.00	Q630.00	
	Cemento 4000	sacos	6.00	Q45.00	Q270.00	
	Arena de río	m3	0.50	Q150.00	Q75.00	
	Piedrín 3/4"	m3	0.50	Q150.00	Q75.00	
	Clavo de 3"	libra	1.00	Q6.00	Q6.00	
	Pintura anticorrosiva	galón	5.00	Q135.00	Q675.00	
						Q6,899.88
Aproches	Material selecto	m3	298.00	Q100.00	Q29,800.00	
los dos extremos del puente	Cemento 4000	sacos	203.00	Q45.00	Q9,135.00	
	Arena de río	m3	12.50	Q150.00	Q1,875.00	
	Piedrín 3/4	m3	16.50	Q150.00	Q2,475.00	
	Electromallas 2.5mG70	unid	36.00	Q126.72	Q4,561.92	
						Q47,846.92
Varios (alquiler de)	Parales telescopicos.	unid	240.00	Q40.00	Q9,600.00	
						Q9,600.00
Parcial					Q262,059.66	
Gastos administrativos					Q63,114.92	
Mano de obra					Q151,475.80	
Imprevistos					Q25,245.97	
Total general					Q501,896.34	



**PRESUPUESTO DE MATERIALES LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE, ALDEA TASHARJÁ CENTRO, SAN JUAN ERMITA, CHIQUIMULA.**

<b>Renglón</b>	<b>Material</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>P.U.</b>	<b>P.T.</b>	<b>Sub-total</b>
Captación	Cemento 4000	sacos	4.00	Q45.00	Q180.00	
	Hierro # 2	varillas	8.00	Q9.00	Q72.00	
	Piedra bola	m3	0.50	Q150.00	Q75.00	
	Arena de río	m3	0.50	Q150.00	Q75.00	
	Piedrín 3/4"	m3	0.50	Q150.00	Q75.00	
						Q477.00
Línea de conducción	Tubos PVC Ø1 1/2" 160PSI SDR 26	unid	244.00	Q90.67	Q22,123.48	
	Válvula de compuerta de Ø 1 1/2"	unid	2.00	Q158.75	Q317.50	
	Válvula de aire de Ø 1 1/2"	unid	2.00	Q107.01	Q214.02	
	Codos PVC Ø 1 1/2" 160PSI	unid	4.00	Q10.20	Q40.80	
						Q22,695.80
Paso aéreo	Codos H.G. Ø 1 1/2" liviano 45º	unid	2.00	Q25.45	Q50.90	
	Tubos H.G. Ø 1 1/2" liviano	unid	7.00	Q220.19	Q1,541.33	
	Tubos H.G. Ø 2" liviano	unid	1.00	Q277.92	Q277.92	
	Cable de 6 x 19 hilos de 12Ton/rup	ml	35.00	Q19.25	Q673.75	
	Cable de 6 x 25 hilos de 12Ton/rup	ml	35.00	Q19.25	Q673.75	
	Cemento 4000	sacos	8.00	Q45.00	Q360.00	
	Arena de río	m3	1.00	Q150.00	Q150.00	
	Piedrín 3/4"	m3	1.50	Q150.00	Q225.00	
	Hierro # 6 G40	varilla	4.00	Q83.24	Q332.96	
	Hierro # 3 G40	quintal	1.00	Q260.00	Q260.00	
	Hierro # 5 G40	varilla	3.00	Q57.87	Q173.61	
	Alambre de amarre	libra	5.00	Q6.00	Q30.00	
	Clavo de 4"	libra	2.00	Q6.00	Q12.00	
	Tablas de 1" x 1' x 10'	unid	12.00	Q45.00	Q540.00	
						Q5,301.22



Muertos o anclajes	Piedra bola	m3	2.50	Q150.00	Q375.00	
	Cemento 4000	sacos	20.00	Q45.00	Q900.00	
	Arena de río	m3	1.50	Q150.00	Q225.00	
	Piedrín 3/4"	m3	2.00	Q150.00	Q300.00	
						Q1,800.00
Tanque de almacenamiento	Hierro # 3 G40	quintal	3.00	Q260.00	Q780.00	
	Hierro # 2 G40	quintal	1.00	Q260.00	Q260.00	
	Piedra bola	m3	6.50	Q150.00	Q975.00	
	Cemento 4000	sacos	70.00	Q45.00	Q3,150.00	
	Arena de río	m3	4.50	Q150.00	Q675.00	
	Piedrín 3/4"	m3	6.00	Q150.00	Q900.00	
	Alambre de amarre	libra	10.00	Q6.00	Q60.00	
	Tablas de 1" x 1' x 8'	unid	10.00	Q40.00	Q400.00	
	Parales de 12' x 4" x 4" (2 de C/U)	unid	8.00	Q60.00	Q480.00	
	Travesaños de 10' x 3" x 3"	unid	4.00	Q40.00	Q160.00	
	Clavo de 4"	libra	3.00	Q6.00	Q18.00	
						Q7,858.00
Clorinador (subcontratado)	***	unid	1.00	Q9,178.16	Q9,178.16	
						Q9,178.16
Varios.	Mordazas de Ø 1/2" para paso aéreo	unid	79.00	Q9.50	Q750.50	
						Q750.50

Parcial	Q48,060.68
Gastos administrativos	Q9,439.81
Mano de obra	Q22,655.55
Imprevistos	Q3,775.93
Total general	Q83,931.97



**Coordenadas de E-0**  
**Y X**  
**100 100**  
**Libreta topográfica de caminamiento central puente río Carcaj.**

EST.	P.O.	D.H. (m)	AZIMUT			PARCIALES		TOTALES		Z
			°	'	''	y	x	Y	X	
0	1	5.0000	46	0	0	3.47329	3.59670	103.4733	103.5967	99.7400
1	2	5.0000	32	0	0	4.24024	2.64960	107.7135	106.2463	99.4100
2	3	5.0000	28	0	0	4.41474	2.34736	112.1283	108.5937	98.9500
3	4	5.0000	16	0	0	4.80631	1.37819	116.9346	109.9718	98.3900
4	5	5.0000	21	0	0	4.66790	1.79184	121.6025	111.7637	97.9000
5	6	5.0000	21	0	0	4.66790	1.79184	126.2704	113.5555	96.8800
6	7	5.0000	21	0	0	4.66790	1.79184	130.9383	115.3474	96.1700
7	8	5.0000	56	0	0	2.79596	4.14519	133.7342	119.4925	95.8600
8	9	5.0000	71	0	0	1.62784	4.72759	135.3621	124.2201	96.5200
9	9a	2.5000	93	0	0	-0.13084	2.49657	135.2313	126.7167	97.2600
9a	10	2.5000	93	0	0	-0.13084	2.49657	135.1004	129.2133	98.0200
10	11	5.0000	93	0	0	-0.26168	4.99315	134.8387	134.2064	99.1800
11	12	5.0000	113	0	0	-1.95366	4.60252	132.8851	138.8090	100.0200
12	13	5.0000	113	0	0	-1.95366	4.60252	130.9314	143.4115	100.0100
13	14	5.0000	113	0	0	-1.95366	4.60252	128.9778	148.0140	99.5600
14	15	5.0000	127	0	0	-3.00908	3.99318	125.9687	152.0072	99.1600
15	16	5.0000	123	0	0	-2.72320	4.19335	123.2455	156.2005	98.8800



**Libreta topográfica de secciones transversales puente río Carcaj.**

EST.	P.O.	D.H. (m)	AZIMUT			PARCIALES		TOTALES		z
			°	'	''	y	x	Y	X	
0	0.1	2.7400	316	0	0	1.97099	-1.90336	101.9710	98.0966	100.2300
0	0.2	2.7500	136	0	0	-1.97818	1.91031	98.0218	101.9103	100.0000
0	0.3	7.7500	136	0	0	-5.57488	5.38360	94.4251	105.3836	96.0400
1	1.1	2.7500	316	0	0	1.97818	-1.91031	105.4515	101.6864	99.8100
1	1.2	7.7500	316	0	0	5.57488	-5.38360	109.0482	98.2131	101.6900
1	1.3	11.7500	316	0	0	8.45224	-8.16224	111.9255	95.4345	103.8700
1	1.4	2.5000	136	0	0	-1.79835	1.73665	101.6750	105.3333	99.7500
1	1.5	7.5000	136	0	0	-5.39505	5.20994	98.0783	108.8066	97.2400
1	1.6	11.8000	136	0	0	-8.48821	8.19697	94.9851	111.7937	94.2100
2	2.1	2.7500	302	0	0	1.45728	-2.33213	109.1708	103.9142	99.3900
2	2.2	7.7500	302	0	0	4.10687	-6.57237	111.8204	99.6739	102.0700
2	2.3	10.4800	302	0	0	5.55355	-8.88754	113.2671	97.3588	104.7500
2	2.4	2.7500	122	0	0	-1.45728	2.33213	106.2562	108.5784	99.3900
2	2.5	7.7500	122	0	0	-4.10687	6.57237	103.6066	112.8187	96.6300
2	2.6	11.9000	122	0	0	-6.30604	10.09177	101.4075	116.3381	94.1300
3	3.1	2.7500	298	0	0	1.29105	-2.42811	113.4193	106.1656	98.9800
3	3.2	7.7500	298	0	0	3.63840	-6.84284	115.7667	101.7509	101.7500
3	3.3	10.9200	298	0	0	5.12663	-9.64179	117.2549	98.9519	104.5200
3	3.4	3.0400	118	0	0	-1.42719	2.68416	110.7011	111.2779	99.0000
3	3.5	8.0400	118	0	0	-3.77455	7.09890	108.3537	115.6926	96.4600
3	3.6	14.0000	118	0	0	-6.57260	12.36127	105.5557	120.9550	93.2100
4	4.1	2.7500	286	0	0	0.75800	-2.64347	117.6963	107.3283	98.4100
4	4.2	7.7500	286	0	0	2.13619	-7.44978	119.0745	102.5220	100.9500
4	4.3	10.2000	286	0	0	2.81150	-9.80487	119.7498	100.1669	104.0600
4	4.4	2.7500	106	0	0	-0.75800	2.64347	116.1803	112.6153	98.4700
4	4.5	7.7500	106	0	0	-2.13619	7.44978	114.8021	117.4216	94.7400
4	4.6	11.4500	106	0	0	-3.15605	11.00645	113.7823	120.9782	91.3100
5	5.1	2.7500	291	0	0	0.98551	-2.56735	122.5880	109.1964	97.9500
5	5.2	7.7500	291	0	0	2.77735	-7.23525	124.3799	104.5285	100.2400
5	5.3	10.2500	291	0	0	3.67327	-9.56920	125.2758	102.1945	103.4200
5	5.4	2.7500	111	0	0	-0.98551	2.56735	120.6170	114.3310	97.9300
5	5.5	7.7500	111	0	0	-2.77735	7.23525	118.8251	118.9989	95.4000
5	5.6	10.5000	111	0	0	-3.76286	9.80259	117.8396	121.5663	92.8800
6	6.1	2.7500	291	0	0	0.98551	-2.56735	127.2559	110.9882	96.9500
6	6.2	7.7500	291	0	0	2.77735	-7.23525	129.0478	106.3203	99.2500
6	6.3	10.8000	291	0	0	3.87037	-10.08267	130.1408	103.4728	101.5100
6	6.4	2.7500	111	0	0	-0.98551	2.56735	125.2849	116.1228	96.9200
6	6.5	7.7500	111	0	0	-2.77735	7.23525	123.4930	120.7907	95.0200
6	6.6	11.9000	111	0	0	-4.26458	11.10961	122.0058	124.6651	91.9300
7	7.1	2.7500	291	0	0	0.98551	-2.56735	131.9238	112.7801	96.3000
7	7.2	2.7500	111	0	0	-0.98551	2.56735	129.9528	117.9147	96.1800
7	7.3	7.7500	111	0	0	-2.77735	7.23525	128.1609	122.5826	95.8800
7	7.4	11.9000	111	0	0	-4.26458	11.10961	126.6737	126.4570	94.4600



EST.	P.O.	D.H. (m)	AZIMUT			PARCIALES		TOTALES		
			°	'	''	y	x	Y	X	Z
8	8.1	11.1600	326	0	0	9.25206	-6.24059	142.9863	113.2519	97.6800
8	8.2	20.0000	326	0	0	16.58075	-11.18386	150.3150	108.3086	100.2700
8	8.3	6.4000	146	0	0	-5.30584	3.57883	128.4284	123.0713	96.0600
8	8.4	11.4000	146	0	0	-9.45103	6.37480	124.2832	125.8673	92.8600
8	8.5	18.0000	146	0	0	-14.92268	10.06547	118.8115	129.5580	89.6300
9	9.1	6.1000	341	0	0	5.76766	-1.98597	141.1298	122.2341	96.7500
9	9.2	2.7500	161	0	0	-2.60018	0.89531	132.7619	125.1154	96.6100
9a	9a.1	4.3600	3	0	0	4.35402	0.22818	139.5853	126.9449	97.8100
9a	9a.2	2.7500	183	0	0	-2.74623	-0.14392	132.4851	126.5728	97.6700
10	10.1	3.6600	3	0	0	3.65498	0.19155	138.7554	129.4048	98.2600
10	10.2	3.6600	183	0	0	-3.65498	-0.19155	131.4454	129.0218	98.2000
11	11.1	2.7500	3	0	0	2.74623	0.14392	137.5849	134.3503	99.3400
11	11.2	5.1800	3	0	0	5.17290	0.27110	140.0116	134.4775	101.1200
11	11.3	2.7500	183	0	0	-2.74623	-0.14392	132.0925	134.0625	99.5000
11	11.4	4.7500	183	0	0	-4.74349	-0.24860	130.0952	133.9578	96.1000
12	12.1	2.7500	23	0	0	2.53139	1.07451	135.4165	139.8835	100.0600
12	12.2	6.1000	23	0	0	5.61508	2.38346	138.5002	141.1925	101.0400
12	12.3	2.7500	203	0	0	-2.53139	-1.07451	130.3537	137.7345	99.9000
12	12.4	4.7500	203	0	0	-4.37240	-1.85597	128.5127	136.9530	96.4400
13	13.1	2.7500	23	0	0	2.53139	1.07451	133.4628	144.4860	100.4600
13	13.2	2.7500	203	0	0	-2.53139	-1.07451	128.4000	142.3370	99.9100
13	13.3	4.7500	203	0	0	-4.37240	-1.85597	126.5590	141.5555	97.2700
14	14.1	2.7500	23	0	0	2.53139	1.07451	131.5092	149.0885	99.7200
14	14.2	2.7500	203	0	0	-2.53139	-1.07451	126.4464	146.9395	99.5600
14	14.3	7.7500	203	0	0	-7.13391	-3.02817	121.8439	144.9858	96.9600
15	15.1	2.7500	37	0	0	2.19625	1.65499	128.1649	153.6622	99.2600
15	15.2	2.7500	317	0	0	2.01122	-1.87550	127.9799	150.1317	99.1600
15	15.3	5.8600	217	0	0	-4.68000	-3.52664	121.2887	148.4806	98.1100
16	16.1	2.7500	33	0	0	2.30634	1.49776	125.5518	157.6983	98.9800
16	16.2	2.7500	213	0	0	-2.30634	-1.49776	120.9392	154.7027	98.6100
16	16.3	5.2500	213	0	0	-4.40302	-2.85935	118.8425	153.3411	95.1100



**TOPOGRAFÍA DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE, ALDEA TASHARJÁ  
CENTRO.**

**Bm=1000.00**

E.	P.O.	Az	Dist.	V.A.	H.I.	P.V.	Cota.	Xp	Yp	Xt	Yt	D ac.	hf	hf ac.	Cp.	ND
0	1	14	16.00	0.08	1000.08	1.38	998.70	3.8707	15.5247	1003.8707	1015.5247	16.00	0.05	0.05	999.95	1.25
1	2	359	16.00	1.68	1000.38	2.57	997.81	-0.2793	15.9976	1003.5915	1031.5223	32.00	0.05	0.10	999.90	2.09
2	3	336	16.00	0.98	998.79	2.64	996.15	-6.5078	14.6167	997.0837	1046.1390	48.00	0.05	0.15	999.85	3.70
3	4	334	16.00	1.05	997.20	3.44	993.76	-7.0140	14.3807	990.0697	1060.5197	64.00	0.05	0.20	999.80	6.04
4	5	354	8.00	2.33	996.09	1.13	994.96	-0.8362	7.9562	989.2335	1068.4759	72.00	0.03	0.23	999.77	4.81
5	6	356	16.00	1.54	996.50	2.22	994.28	-1.1161	15.9610	988.1173	1084.4369	88.00	0.05	0.28	999.72	5.44
6	7	347	16.00	0.98	995.26	1.73	993.53	-3.5992	15.5899	984.5181	1100.0268	104.00	0.05	0.33	999.67	6.14
7	8	353	8.00	1.38	994.91	1.52	993.39	-0.9750	7.9404	983.5431	1107.9672	112.00	0.03	0.35	999.65	6.26
8	9	342	8.00	1.42	994.81	1.63	993.18	-2.4722	7.6085	981.0710	1115.5757	120.00	0.03	0.38	999.62	6.44
9	10	331	8.00	1.22	994.40	2.18	992.22	-3.8785	6.9970	977.1925	1122.5726	128.00	0.03	0.40	999.60	7.38
10	11	329	8.00	0.73	992.95	1.89	991.06	-4.1203	6.8573	973.0721	1129.4300	136.00	0.03	0.43	999.57	8.51
11	12	321	16.00	0.71	991.77	2.18	989.59	10.0691	12.4343	963.0030	1141.8643	152.00	0.05	0.48	999.52	9.93
12	13	319	16.00	1.73	991.32	1.84	989.48	10.4970	12.0754	952.5060	1153.9397	168.00	0.05	0.53	999.47	9.99
13	14	313	8.00	0.75	990.23	2.61	987.62	-5.8508	5.4560	946.6552	1159.3956	176.00	0.03	0.55	999.45	11.83
14	15	315	16.00	0.25	987.87	3.43	984.44	11.3137	11.3137	935.3415	1170.7093	192.00	0.05	0.60	999.40	14.96
				0.05	984.49	3.51	980.98	0.0000	0.0000	935.3415	1170.7093	192.00	0.00	0.60	999.40	18.42
15	16	318	8.00	0.30	981.28	3.14	978.14	-5.3531	5.9452	929.9884	1176.6545	200.00	0.03	0.63	999.37	21.23
16	17	315	8.00	0.08	978.22	3.30	974.92	-5.6569	5.6569	924.3315	1182.3114	208.00	0.03	0.65	999.35	24.43
17	18	322	8.00	0.09	975.01	3.43	971.58	-4.9253	6.3041	919.4062	1188.6154	216.00	0.03	0.68	999.32	27.74
18	19	315	8.00	0.67	972.25	2.20	970.05	-5.6569	5.6569	913.7494	1194.2723	224.00	0.03	0.71	999.29	29.24
19	20	316	16.00	0.33	970.38	1.87	968.51	11.1146	11.5094	902.6348	1205.7817	240.00	0.05	0.76	999.24	30.73
20	21	316	16.00	0.88	969.39	2.53	966.86	11.1146	11.5094	891.5203	1217.2912	256.00	0.05	0.81	999.19	32.33
21	22	314	16.00	1.41	968.27	1.71	966.56	11.5095	11.1145	880.0108	1228.4057	272.00	0.05	0.86	999.14	32.58
22	23	317	32.00	1.91	968.47	1.63	966.84	21.8240	23.4033	858.1868	1251.8090	304.00	0.10	0.96	999.04	32.20
				1.11	967.95	1.76	966.19	0.0000	0.0000	858.1868	1251.8090	304.00	0.00	0.96	999.04	32.85
23	24	301	16.00	0.13	966.32	3.97	962.35	13.7147	8.2406	844.4721	1260.0496	320.00	0.05	1.01	998.99	36.64
24	25	310	16.00	1.01	963.36	3.41	959.95	12.2567	10.2846	832.2154	1270.3342	336.00	0.05	1.06	998.94	38.99
				0.41	960.36	2.75	957.61	0.0000	0.0000	832.2154	1270.3342	336.00	0.00	1.06	998.94	41.33
25	26	317	16.00	0.95	958.56	2.75	955.81	10.9120	11.7017	821.3034	1282.0359	352.00	0.05	1.11	998.89	43.08
26	27	303	16.00	0.55	956.36	3.91	952.45	13.4187	8.7142	807.8847	1290.7501	368.00	0.05	1.16	998.84	46.39
27	28	307	16.00	0.20	952.65	3.59	949.06	12.7782	9.6290	795.1065	1300.3792	384.00	0.05	1.21	998.79	49.73
28	29	322	16.00	0.07	949.13	3.33	945.80	-9.8506	12.6082	785.2559	1312.9873	400.00	0.05	1.26	998.74	52.94
				0.20	946.00	1.61	944.39	0.0000	0.0000	785.2559	1312.9873	400.00	0.00	1.26	998.74	54.35
29	30	330	16.00	0.73	945.12	1.03	944.09	-8.0000	13.8564	777.2559	1326.8437	416.00	0.05	1.31	998.69	54.60
30	31	320	16.00	1.40	945.49	1.55	943.94	10.2846	12.2567	766.9712	1339.1005	432.00	0.05	1.36	998.64	54.70
31	32	340	16.00	2.05	945.99	0.63	945.36	-5.4724	15.0351	761.4989	1354.1355	448.00	0.05	1.42	998.58	53.22
32	33	318	8.00	1.63	946.99	1.31	945.68	-5.3531	5.9452	756.1458	1360.0807	456.00	0.03	1.45	998.55	52.87
33	34	320	16.00	1.73	947.41	1.39	946.02	10.2846	12.2567	745.8612	1372.3374	472.00	0.05	1.50	998.50	52.48
34	35	310	16.00	1.74	947.76	1.43	946.33	12.2567	10.2846	733.6045	1382.6220	488.00	0.05	1.55	998.45	52.12
35	36	335	16.00	1.61	947.94	1.11	946.83	-6.7619	14.5009	726.8426	1397.1229	504.00	0.05	1.60	998.40	51.57



E.	P.O.	Az	Dist.	V.A.	H.I.	P.V.	Cota.	Xp	Yp	Xt	Yt	D ac.	hf	hf ac.	Cp.	ND
36	37	333	8.00	2.01	948.84	0.93	947.91	-3.6319	7.1281	723.2106	1404.2510	512.00	0.03	1.62	998.38	50.47
37	38	355	16.00	1.65	949.56	0.69	948.87	-1.3945	15.9391	721.8161	1420.1901	528.00	0.05	1.67	998.33	49.46
38	39	4	16.00	1.93	950.80	0.83	949.97	1.1161	15.9610	722.9322	1436.1511	544.00	0.05	1.72	998.28	48.31
39	40	351	8.00	1.63	951.60	1.21	950.39	-1.2515	7.9015	721.6807	1444.0526	552.00	0.03	1.75	998.25	47.86
40	41	346	16.00	2.53	952.92	0.63	952.29	-3.8708	15.5247	717.8099	1459.5774	568.00	0.05	1.80	998.20	45.91
41	42	351	8.00	1.93	954.22	1.31	952.91	-1.2515	7.9015	716.5584	1467.4789	576.00	0.03	1.82	998.18	45.27
42	43	0	8.00	1.81	954.72	1.41	953.31	0.0000	8.0000	716.5584	1475.4789	584.00	0.03	1.85	998.15	44.84
43	44	340	8.00	1.71	955.02	1.83	953.19	-2.7362	7.5175	713.8223	1482.9964	592.00	0.03	1.87	998.13	44.94
44	45	331	8.00	1.95	955.14	1.41	953.73	-3.8785	6.9970	709.9438	1489.9934	600.00	0.03	1.90	998.10	44.37
45	46	308	16.00	2.51	956.24	0.33	955.91	12.6082	9.8506	697.3356	1499.8440	616.00	0.05	1.95	998.05	42.14
46	47	296	16.00	1.81	957.72	1.03	956.69	14.3807	7.0139	682.9549	1506.8579	632.00	0.05	2.00	998.00	41.31
47	48	282	16.00	2.63	959.32	0.03	959.29	15.6504	3.3266	667.3045	1510.1845	648.00	0.05	2.05	997.95	38.66
48	49	273	8.00	2.31	961.60	1.81	959.79	-7.9890	0.4187	659.3155	1510.6032	656.00	0.03	2.07	997.93	38.14
49	50	266	32.00	2.03	961.82	1.05	960.77	31.9220	-2.2322	627.3934	1508.3710	688.00	0.10	2.18	997.82	37.05
				1.75	962.52	1.05	961.47	0.0000	0.0000	627.3934	1508.3710	688.00	0.00	2.18	997.82	36.35
50	51	275	16.00	1.79	963.26	1.53	961.73	15.9391	1.3945	611.4543	1509.7654	704.00	0.05	2.23	997.77	36.04
51	52	288	16.00	1.74	963.47	1.05	962.42	15.2169	4.9443	596.2374	1514.7097	720.00	0.05	2.28	997.72	35.30
52	53	280	16.00	2.43	964.85	1.13	963.72	15.7569	2.7784	580.4805	1517.4881	736.00	0.05	2.33	997.67	33.95
53	54	279	16.00	2.25	965.97	1.21	964.76	15.8030	2.5030	564.6774	1519.9910	752.00	0.05	2.38	997.62	32.86
54	55	295	8.00	1.53	966.29	1.50	964.79	-7.2505	3.3809	557.4270	1523.3720	760.00	0.03	2.40	997.60	32.81
55	56	275	16.00	1.63	966.42	2.05	964.37	15.9391	1.3945	541.4879	1524.7665	776.00	0.05	2.46	997.54	33.17
56	57	269	16.00	0.31	964.68	2.66	962.02	15.9976	-0.2792	525.4903	1524.4872	792.00	0.05	2.51	997.49	35.47
57	58	287	16.00	0.71	962.73	1.62	961.11	15.3009	4.6779	510.1894	1529.1652	808.00	0.05	2.56	997.44	36.33
58	59	274	8.00	1.68	962.79	1.33	961.46	-7.9805	0.5581	502.2089	1529.7232	816.00	0.03	2.59	997.41	35.95
59	60	258	8.00	1.63	963.09	1.73	961.36	-7.8252	-1.6633	494.3837	1528.0599	824.00	0.03	2.61	997.39	36.03
60	61	249	16.00	1.03	962.39	2.43	959.96	14.9373	-5.7339	479.4464	1522.3261	840.00	0.05	2.66	997.34	37.38
61	62	238	16.00	0.81	960.77	2.15	958.62	13.5688	-8.4787	465.8777	1513.8474	856.00	0.05	2.71	997.29	38.67
62	63	235	16.00	1.53	960.15	2.17	957.98	13.1064	-9.1772	452.7713	1504.6701	872.00	0.05	2.76	997.24	39.26
63	64	239	16.00	1.71	959.69	1.69	958.00	13.7147	-8.2406	439.0566	1496.4295	888.00	0.05	2.81	997.19	39.19
64	65	247	20.00	1.18	959.18	1.81	957.37	18.4101	-7.8146	420.6465	1488.6149	908.00	0.06	2.88	997.12	39.75
				1.58	958.95	1.99	956.96	0.0000	0.0000	420.6465	1488.6149	908.00	0.00	2.88	997.12	40.16
65	66	275	16.00	0.03	956.99	3.45	953.54	15.9391	1.3945	404.7074	1490.0094	924.00	0.05	2.93	997.07	43.53
				0.04	953.58	3.12	950.46	0.0000	0.0000	404.7074	1490.0094	924.00	0.00	2.93	997.07	46.61
66	67	281	16.00	0.05	950.51	3.73	946.78	15.7060	3.0529	389.0013	1493.0623	940.00	0.05	2.98	997.02	50.24
				0.15	946.93	3.83	943.10	0.0000	0.0000	389.0013	1493.0623	940.00	0.00	2.98	997.02	53.92
67	68	282	16.00	0.23	943.33	3.73	939.60	15.6504	3.3266	373.3510	1496.3889	956.00	0.05	3.03	996.97	57.37
				0.21	939.81	1.87	937.94	0.0000	0.0000	373.3510	1496.3889	956.00	0.00	3.03	996.97	59.03
68	69	290	16.00	0.63	938.57	2.43	936.14	15.0351	5.4723	358.3159	1501.8612	972.00	0.05	3.08	996.92	60.78
69	70	295	8.00	1.14	937.28	2.14	935.14	-7.2505	3.3809	351.0654	1505.2422	980.00	0.03	3.10	996.90	61.76



E.	P.O	Azim	Dist.	V.A.	H.I.	P.V.	Cota.	Xp	Yp	Xt	Yt	D ac.	hf	hf ac.	Cp.	ND
70	71	298	12.80	0.36	935.50	3.92	931.58	-11.3017	6.0092	339.7637	1511.2514	992.80	0.08	3.18	996.82	65.24
71	72	315	6.60	0.29	931.87	3.53	928.34	-4.6669	4.6669	335.0968	1515.9183	999.40	0.04	3.22	996.78	68.44
72	73	321	10.06	0.61	928.95	0.59	928.36	-6.3310	7.8181	328.7658	1523.7364	1009.46	0.06	3.32	996.68	68.32
				2.93	931.29	0.71	930.58	0.0000	0.0000	328.7658	1523.7364	1009.46	0.00	3.32	996.68	66.10
				2.63	933.21	1.87	931.34	0.0000	0.0000	328.7658	1523.7364	1009.46	0.00	3.32	996.68	65.34
73	74	326	30.40	3.35	934.69	0.35	934.34	-16.9995	25.2027	311.7663	1548.9392	1039.86	0.10	3.42	996.58	62.24
				3.43	937.77	0.35	937.42	0.0000	0.0000	311.7663	1548.9392	1039.86	0.00	3.42	996.58	59.16
				3.23	940.65	0.55	940.10	0.0000	0.0000	311.7663	1548.9392	1039.86	0.00	3.42	996.58	56.48
				3.61	943.71	2.07	941.64	0.0000	0.0000	311.7663	1548.9392	1039.86	0.00	3.42	996.58	54.94
74	75	334	9.65	2.93	944.57	0.31	944.26	-4.2303	8.6734	307.5360	1557.6125	1049.51	0.03	3.45	996.55	52.29
75	76	335	7.30	2.89	947.15	0.33	946.82	-3.0851	6.6160	304.4509	1564.2286	1056.81	0.02	3.47	996.53	49.71
				2.55	949.37	1.81	947.56	0.0000	0.0000	304.4509	1564.2286	1056.81	0.00	3.47	996.53	48.97
76	77	332	34.19	2.56	950.12	0.82	949.30	-16.0513	30.1880	288.3996	1594.4165	1091.00	0.11	3.58	996.42	47.12
				3.65	952.95	0.39	952.56	0.0000	0.0000	288.3996	1594.4165	1091.00	0.00	3.58	996.42	43.86
				3.99	956.55	0.31	956.24	0.0000	0.0000	288.3996	1594.4165	1091.00	0.00	3.58	996.42	40.18
77	78	295	30.00	3.31	959.55	0.65	958.90	-27.1893	12.6785	261.2103	1607.0951	1121.00	0.09	3.67	996.33	37.43
				3.81	962.71	0.58	962.13	0.0000	0.0000	261.2103	1607.0951	1121.00	0.00	3.67	996.33	34.20
				2.39	964.52	1.28	963.24	0.0000	0.0000	261.2103	1607.0951	1121.00	0.00	3.67	996.33	33.09
78	79	285	13.90	1.45	964.69	1.71	962.98	-13.4264	3.5976	247.7839	1610.6927	1134.90	0.04	3.71	996.29	33.31
79	80	318	30.80	2.80	965.78	0.73	965.05	-20.6093	22.8889	227.1747	1633.5815	1165.70	0.10	3.81	996.19	31.14
				2.53	967.58	0.87	966.71	0.0000	0.0000	227.1747	1633.5815	1165.70	0.00	3.81	996.19	29.48
80	81	285	26.20	1.93	968.64	1.02	967.62	-25.3073	6.7811	201.8674	1640.3626	1191.90	0.08	3.89	996.11	28.49
				2.93	970.55	1.13	969.42	0.0000	0.0000	201.8674	1640.3626	1191.90	0.00	3.89	996.11	26.69
81	82	276	18.40	1.74	971.16	1.35	969.81	-18.2992	1.9233	183.5682	1642.2859	1210.30	0.06	3.96	996.04	26.23
				1.61	971.42	1.55	969.87	0.0000	0.0000	183.5682	1642.2859	1210.30	0.00	3.96	996.04	26.17
82	83	265	14.80	0.76	970.63	2.75	967.88	-14.7437	-1.2899	168.8245	1640.9960	1225.10	0.05	4.01	995.99	28.11
83	84	263	40.10	0.59	968.47	2.71	965.76	-39.8011	-4.8870	129.0234	1636.1091	1265.20	0.13	4.13	995.87	30.11
				0.50	966.26	2.81	963.45	0.0000	0.0000	129.0234	1636.1091	1265.20	0.00	4.13	995.87	32.42
				0.84	964.29	2.78	961.51	0.0000	0.0000	129.0234	1636.1091	1265.20	0.00	4.13	995.87	34.36
				0.83	962.34	1.65	960.69	0.0000	0.0000	129.0234	1636.1091	1265.20	0.00	4.13	995.87	35.18
84	85	290	25.00	3.53	964.22	0.34	963.88	-23.4923	8.5505	105.5311	1644.6596	1290.20	0.08	4.22	995.78	31.90
				3.93	967.81	0.31	967.50	0.0000	0.0000	105.5311	1644.6596	1290.20	0.00	4.22	995.78	28.28
85	86	296	24.90	3.08	970.58	0.43	970.15	-22.3800	10.9154	83.1511	1655.5750	1315.10	0.08	4.30	995.70	25.55
				3.73	973.88	0.61	973.27	0.0000	0.0000	83.1511	1655.5750	1315.10	0.00	4.30	995.70	22.43
				3.41	976.68	0.34	976.34	0.0000	0.0000	83.1511	1655.5750	1315.10	0.00	4.30	995.70	19.36
86	87	293	10.60	3.43	979.77	0.71	979.06	-9.7574	4.1417	73.3938	1659.7168	1325.70	0.03	4.33	995.67	16.61
87	88	301	17.75	2.75	981.81	0.83	980.98	-15.2147	9.1419	58.1790	1668.8587	1343.45	0.06	4.39	995.61	14.63
				2.25	983.23	0.43	982.80	0.0000	0.0000	58.1790	1668.8587	1343.45	0.00	4.39	995.61	12.81
88	89	302	11.10	2.08	984.88	1.03	983.85	-9.4133	5.8821	48.7657	1674.7408	1354.55	0.03	4.42	995.58	11.73
89	90	2	2.00	1.25	985.10	0.80	984.30	0.0698	1.9988	48.8355	1676.7396	1356.55	0.01	4.43	995.57	11.27

Las pérdidas por accesorios han sido incluidas en sus tramos respectivos.  
ver tabla VI en página 76 para conocer cantidad y ubicación de accesorios.