



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

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE ALDEA EL
TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA, Y DISEÑO DE PUENTE
VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECERA MUNICIPAL DE AGUA
BLANCA, JUTIAPA**

**Marco Vinicio Menéndez Ruano
Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**

Guatemala, mayo de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE ALDEA EL
TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA, Y DISEÑO DE PUENTE
VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECERA MUNICIPAL DE AGUA
BLANCA, JUTIAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MARCO VINICIO MENÉNDEZ RUANO

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruíz
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. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE COMITÉ 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 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE ALDEA EL
TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA, Y DISEÑO DE PUENTE
VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECERA MUNICIPAL DE AGUA
BLANCA, JUTIAPA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 31 de agosto de 2005.

Marco Vinicio Menéndez Ruano

DEDICATORIA A:

- Dios** Fuente de sabiduría y guía para conducirme por el camino correcto, y haberme permitido alcanzar una de mis metas.
- Mis padres** Enrique Menéndez (Q.E.P.D.) y Merbila Ruano, que gracias a ellos he alcanzado esta meta.
- Mis hermanos** Luis, Isela, Carlos, por brindarme su apoyo y ayuda incondicional en todos los momentos de mi vida.
- Mis sobrinos y primos** Como un testimonio de superación.
- Toda la familia** Por el aprecio mostrado hacia mi persona.
- Mis amigos** Samuel Colocho, Roberto Sequén, Alejandro Gudiel, Miguel Arévalo, Edy Carranza, Eberto, por brindarme su amistad, la cual es invaluable, deseándoles éxitos.

AGRADECIMIENTOS A:

**Facultad de
Ingeniería, USAC**

Por permitirme la formación académica dentro de sus aulas, como un buen profesional.

**Municipalidad de
Agua Blanca,
Jutiapa**

Por abrirme las puertas en la realización de mi E.P.S., y brindarme el apoyo necesario.

Ing. Alfredo Arrivillaga

Por su asesoría, apoyo técnico y moral brindado en la realización del presente trabajo de graduación.

Mis Catedráticos

A los cuales les debo mi formación como profesional a través de sus enseñanzas.

Mis compañeros

Por la amistad y colaboración brindada en la realización del presente trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
LISTADO DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI

1. MONOGRAFÍAS DE ALDEA EL TEMPISQUE Y EL MUNICIPIO DE AGUA BLANCA.

1.1 Monografía de Agua Blanca.....	1
1.1.1 Ubicación.....	1
1.1.2 Límites y colindancias.....	3
1.1.3 Aspectos Climáticos.....	3
1.1.4 Etnia.....	3
1.1.5 Idioma.....	4
1.1.6 Topografía del terreno.....	4
1.1.7 Economía.....	4
1.1.8 Tipo de vivienda.....	5
1.1.9 Demografía y situación social.....	5
1.1.10 Servicios	6
1.1.11 Actividad económica.....	6
1.1.12 Vías de acceso.....	6
1.1.13 Suelo.....	7

2. BASES DE DISEÑO

2.1 Datos de población actual.....	9
2.2 Período de diseño.....	9
2.3 Tasa de de crecimiento.....	10
2.4 Dotación de sistema de agua potable.....	10
2.5 Cálculo de población futura.....	11

3. DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA EL TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA

3.1 Descripción general del proyecto.....	13
3.2 Estudio Topográfico.....	13
3.2.1 Planimetría.....	13
3.2.2 Altimetría.....	14
3.3 Diseño Hidráulico.....	14
3.3.1 Consideraciones generales según normas.....	14
3.3.2 Caudal domiciliar.....	15
3.3.2.1 Factor de retorno.....	16
3.3.3 Caudal de conexiones ilícitas.....	16
3.3.3.1 Intensidad de lluvia.....	17
3.3.3.2 Coeficiente de escorrentía.....	17
3.3.4 Caudal de Infiltración.....	18
3.3.5 Caudal comercial.....	18
3.3.6 Caudal industrial.....	19
3.3.7 Factor de caudal medio.....	19
3.3.8 Factor de Harmond.....	20
3.3.9 Caudal de diseño.....	20
3.4 Pendientes.....	21

3.5 Velocidades de diseño	22
3.5.1 Mínimas y máximas	22
3.5.2 Fórmula de Manning.....	22
3.5.3 Factor de rugosidad.....	23
3.6 Cotas invert	23
3.7 Diámetros de tuberías	24
3.8 Profundidad de la tubería	24
3.9 Cálculo de un tramo del alcantarillado como ejemplo	25
3.10 Cuadros de resumen del cálculo hidráulico	28
3.11 Propuesta de planta de tratamiento	32
3.12 Presupuesto del proyecto	34
3.13 Cronograma de ejecución	35
3.14 Evaluación socio-económica	35
3.14.1 VPN.....	35
3.14.2 TIR.....	36

4. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECERA MUNICIPAL DE AGUA BLANCA, JUTIAPA.

4.1 Descripción del proyecto	39
4.2 Criterio y especificaciones para el diseño del puente.	39
4.3 Estudio hidrológico	40
4.3.1 Características de la quebrada Tecuán.....	40
4.3.2 Método Racional.....	41
4.4 Levantamiento topográfico	42
4.5 Evaluación de la calidad del suelo	43
4.5.1 Valor soporte.....	43
4.5.2 Teoría de ensayo triaxial.....	43
4.5.3 Límites de Atterberg e índice de liquidez.....	45

4.6 Descripción de la solución propuesta.....	46
4.7 Análisis Estructural.....	47
4.7.1 Método de líneas de influencia.....	47
4.8 Diseño de puente vehicular de acceso a la cabecera municipal de Agua Blanca, Jutiapa.....	49
4.8.1 Datos de diseño.....	49
4.8.2 Diseño de la superestructura.....	49
4.8.3 Diseño de losa.....	50
4.8.3.1 Cálculo de peralte.....	50
4.8.3.2 Cálculo de momentos.....	51
4.8.3.3 Cálculo de refuerzo.....	53
4.8.3.3.1 Refuerzo transversal cama inferior.....	53
4.8.3.3.2 Refuerzo de acero transversal cama superior	54
4.8.3.3.3 Refuerzo longitudinal cama superior e inferior	55
4.8.4 Diseño de acera.....	56
4.8.4.1 Cálculo de momento.....	56
4.8.4.2 Refuerzo transversal cama inferior.....	57
4.8.4.3 Refuerzo longitudinal cama inferior y superior.....	58
4.8.4.4 Refuerzo transversal cama superior.....	59
4.8.5 Diseño de barandal.....	59
4.8.6 Diseño de vigas principales.....	60
4.8.6.1 Cálculo de momentos.....	61
4.8.6.1.1 Momento por sobrecarga.....	61
4.8.6.1.2 Momento debido al impacto.....	63
4.8.6.1.3 Momento por carga muerta.....	64
4.8.6.1.4 Momento total.....	66
4.8.6.2 Cálculo de refuerzo.....	66
4.8.6.3 Diseño a corte.....	69
4.8.6.3.1 Esfuerzo por carga última.....	69

4.8.6.3.2	Esfuerzo por sobrecarga.....	69
4.8.6.3.3	Esfuerzo debido al impacto.....	71
4.8.6.3.4	Esfuerzos cortantes totales.....	71
4.8.6.4	Cálculo de refuerzo.....	72
4.8.6.4.1	Cálculo de espaciamiento.....	73
4.8.7	Diseño de diafragmas.....	74
4.8.7.1	Sección de diafragmas.....	74
4.8.7.2	Corte.....	76
4.8.8	Diseño de subestructura.....	77
4.8.9	Diseño de asiento o base (neopreno).....	77
4.8.10	Diseño de cortina.....	78
4.8.10.1	Cálculo de empuje del suelo (E)	79
4.8.10.2	Cálculo de fuerza longitudinal.....	80
4.8.10.3	Cálculo de fuerza de sismo.....	80
4.8.10.4	Cálculo de refuerzo.....	81
4.8.10.5	Corte.....	82
4.8.10.6	Diseño de la viga de apoyo.....	83
4.8.11	Diseño del estribo.....	83
4.8.11.1	Cálculo del momento de volteo.....	84
4.8.11.2	Cálculo del momento estabilizante.....	85
4.8.11.3	Revisión del muro sin superestructura.....	86
4.8.11.4	Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	87
4.8.12	Presupuesto de puente vehicular.....	91
4.8.13	Cronograma de ejecución.....	92

5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

5.1 Obras de arte	93
5.2 Tubería	93
5.3 Puente vehicular	94
5.3.1 Mantenimiento de la superestructura.....	94
5.3.2 Mantenimiento de la subestructura.....	99

6. ANÁLISIS DE RIESGO Y VULNERABILIDAD

6.1 Generalidades	103
6.2 Amenazas existentes	104
6.2.1 Terremotos	104
6.2.2 Huracanes.....	106
6.2.3 Inundaciones.....	107
6.2.4 Deslizamientos.....	108
6.3 Estimación de la vulnerabilidad	109
6.4 Mitigación de desastres	109
6.4.1 Medidas de prevención y mitigación de desastres.....	109

7. ASPECTOS DE ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

7.1 Objetivos del estudio de impacto ambiental	111
7.2 Principios de evaluación	111
7.2.1 Impacto ambiental no significativo (evaluación rápida).....	111
7.2.2 Impacto ambiental significativo (evaluación general).....	112
7.3 Manejo y disposición final de desechos	113
7.4 Descripción del ambiente físico	114

7.5 Plan de gestión ambiental.....	114
7.6 Identificación de impacto ambientales.....	116
7.6.1 Impactos proyectados	116
7.6.1.1 En construcción.....	116
7.6.1.2 En operación.....	117
CONCLUSIONES.....	119
RECOMENDACIONES.....	121
BIBLIOGRAFÍA.	123

ANEXOS

1	Costos unitarios de sistema de drenaje	125
2	Costos unitarios de puente vehicular de Agua Blanca...	137
3	Planos constructivos, Plantas, perfiles, detalles.....	149

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Ubicación y localización de la cabecera municipal de Agua Blanca y aldea El Tempisque.....	2
2	Armado de losa.....	56
3	Armado de acera.....	59
4	Baranda de concreto.....	60
5	Diagrama de cargas para obtener momentos máximos	62
6	Diagrama de cargas para obtener momento a seis metros del apoyo.....	63
7	Diagrama de carga muerta.....	65
8	Detalle de armado al centro de la viga.....	67
9	Detalle de armado a seis metros del apoyo de la viga...	68
10	Diagrama de cargas para obtener corte máximo...	70
11	Diagrama de cargas para obtener corte a seis metros del apoyo.....	70
12	Diagrama de corte real.....	72
13	Diagrama de corte de diseño.....	72
14	Ubicación de diafragmas en viga principal.....	74
15	Detalle de armado de diafragma interior.....	75
16	Detalle de armado de diafragma exterior.....	76
17	Geometría de la cortina y viga de apoyo.....	78
18	Diagrama de presiones.....	79
19	Geometría y diagrama de presiones del estribo.....	84

TABLAS

I	Coeficiente de rugosidad (n).....	23
II	Resumen del cálculo hidráulico	28
III	Resumen del presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario.....	34
IV	Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado sanitario	35
V	Valor soporte permisible según tipo de suelo	44
VI	Cálculo del momento de volteo.....	85
VII	Cálculo del momento estabilizante.....	85
VIII	Cálculo del momento estabilizante sin carga viva	89
IX	Presupuesto.....	91
X	Cronograma de ejecución.....	92
XI	Impactos ambientales negativos generados durante la ejecución.....	117
XII	Impactos ambientales negativos generados durante la operación.....	117

LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada cierta distancia
A	Área
AASHTO	Asociación oficial Americana de Carreteras y transportes
ACI	Instituto Americano del Concreto
As	Área de acero
Ap	Área de aplastamiento
b	Base
C	Coefficiente de escorrentía
d	Peralte
E	Empuje
e	Excentricidad
E.P.S	Ejercicio Profesional Supervisado
Est	Estribo
S	Fuerza de sismo
f'c	Resistencia del concreto
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
Fqm	Factor de caudal medio
FH	Factor de Harmond
fy	Resistencia del acero
H	Altura de viga
Ha	hectárea
Hab/casa	Habitantes por casa
HS-20-44	Sobrecarga, camión de tres ejes
I	Impacto
Kg-m	Kilogramos metro
Kg/cm ²	Kilogramos sobre centímetros cuadrados

L	Luz libre entre vigas
L/ seg	Litros sobre segundo
Lts/hab/dia	Litros por habitantes por día
m	Metros
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
mm/hr	Milímetros hora
msnm	Metros sobre el nivel del mar
Mt	Momento total
Mu	Momento último
M²	Metros cuadrados
M³/seg	Metros cúbicos por segundo
P	Carga última
P_o	Población actual
P_f	Población futura
Q	Caudal
Qm	Caudal medio
R	Radio hidráulico
Ra	Reacción en el apoyo a
Rb	Reacción en el apoyo b
S	Luz eficaz entre vigas
T	Espesor de losa
ρ	Cuantía de acero
V	Velocidad
V_{máx}	Corte máximo
V_{rc}	Corte que resiste el concreto
V_s	Valor soporte del suelo
W_c	Peso del concreto armado
W_{cc}	Peso del concreto ciclópeo

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Aforo	Medición del volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir alturas.
Caudal	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
Diafragma	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas en la superestructura.
Empuje	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.

Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la superestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Presión	Fuerza o carga por unidad de área.
Puente	Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como un factor de seguridad.
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

La aldea El tempisque, del municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa, se ubica a dos kilómetros de la cabecera municipal.

Dentro de las necesidades de la comunidad, está la realización de un sistema de alcantarillado sanitario, y un puente vehicular en la cabecera, para mejorar la calidad de vida de los habitantes.

El presente trabajo de graduación contiene siete capítulos, el primero consiste en la monografía del lugar, que es un aspecto importante para el diseño de los proyectos. En el segundo describe las bases para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, según normas del INFOM, y el cálculo de la población futura. El tercero se refiere al diseño de alcantarillado sanitario, topografía, diseño hidráulico según normas, y bases de diseño, teniendo como propuesta una planta de tratamiento y, una evaluación socio-económica del proyecto, presupuesto, y cronograma de ejecución de la obra. El cuarto contiene el diseño de un puente vehicular de 30 metros de largo, el cual consta de topografía, estudio hidrológico, evaluación de la calidad del suelo, análisis estructural, su respectivo cálculo, presupuesto, y cronograma de ejecución.

El quinto define la operación y mantenimiento de los proyectos. En el sexto se desarrolla un breve estudio de riesgo y vulnerabilidad, y por último el séptimo tiende a dar los principios de una evaluación de impacto ambiental en las áreas afectadas por la realización de los proyectos, además de proyectar impactos tanto en construcción como en operación.

OBJETIVOS

General

Mejorar la calidad de vida, y condiciones de salud de la aldea, El Tempisque, y contribuir al tránsito vehicular de la cabecera municipal, asimismo se tendrá más desarrollo comercial, que beneficiará a la población de Agua Blanca.

Específicos

- 1 Desarrollar una investigación monográfica, y diagnosticar las necesidades de servicios básicos, y conocer todos los aspectos socioculturales de los habitantes del lugar.
- 2 Realizar el diseño del proyecto, que servirá para la implementación de un sistema de alcantarillado sanitario, adecuado a las condiciones de salud, socioeconómicas, y culturales de los habitantes.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación fue realizado con el apoyo de la municipalidad de Agua Blanca, el cual consiste en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea El tempisque, y el diseño de un puente vehicular de 30 metros de largo en la cabecera municipal, del municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa.

Se tiene una investigación de las necesidades primordiales de la comunidad del tempisque, y la cabecera, como resultado de una planeación estratégica para la ejecución de proyectos de infraestructura en la zona.

Los proyectos surgen como una solución a las necesidades de la población, es por ello que el trabajo de graduación contiene los estudios necesarios para la ejecución de los proyectos propuestos, y así colaborar con la comunidad.

Se realizó un análisis de riesgo y vulnerabilidad, impacto ambiental, proyectados en las comunidades, esto ayuda a contemplar las amenazas naturales que puedan afectar, que en su mayoría son por causa de fenómenos naturales; por consiguiente los estudios contribuyen a la realización de un proyecto óptimo y seguro para la comunidad.

1. MONOGRAFÍAS DE ALDEA EL TEMPISQUE Y EL MUNICIPIO DE AGUA BLANCA

1.1 Monografía de Agua Blanca

1.1.1 Ubicación

El municipio de Agua Blanca se encuentra a 162 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala, y a 42 kilómetros de la cabecera Departamental de Jutiapa.

Está ubicada a 14°29'43" latitud norte, y 89°38'56" longitud oeste del meridiano de GREENWICH, a una altura de 897 msnm.

Aldea el Tempisque

Aldea del municipio de Agua Blanca. Localizada al norte con caserío tres ceibas, y al este a 3 kilómetros por carretera de tercería con la cabecera municipal de Agua Blanca.

Figura 1. Ubicación y localización de la cabecera municipal de Agua Blanca y aldea el Tempisque

ESCALA 1:50,000

Fuente: IGN

1.1.2 Límites y colindancias

Colinda al norte con los municipios de Ipala, y Concepción Las Minas del departamento de Chiquimula; al sur con la República de El Salvador; al oeste con Asunción Mita, y Santa Catarina Mita, del departamento de Jutiapa, y San Manuel Chaparrón, Jalapa; al este con Concepción las Minas, Chiquimula, y el Salvador.

1.1.3 Aspectos Climáticos

Según datos proporcionados por el INSIVUMEH estación localizada en el municipio de Asunción Mita, y aldea Montúfar del departamento de Jutiapa, a partir de enero de 1990 hasta Abril del 2005 la temperatura promedio es la siguiente:

Temperatura máxima = 36

Temperatura media = 27

Temperatura mínima = 18

Por lo que el clima en la cabecera municipal de Agua Blanca, y la aldea el Tempisque es calido seco.

1.1.4 Etnia

En base a datos del X censo poblacional de 1994, se determinó que existían 100 personas indígenas que representaban menos del uno por ciento del total de la población; los resultados de la investigación efectuada en año

2002, confirmaron que predomina significativamente la población no indígena con el 98 %, y el 2 % de la población indígena con 329 personas.

1.1.5 Idioma

En la cabecera municipal, y en la aldea El Tempisque debido que la población en su totalidad es ladina, solo se habla castellano.

1.1.6 Topografía del terreno

Su topografía presenta un terreno quebrado en un 61%, que alcanza alturas que van desde 800 a 1500 msnm, con presencia de cerros, y volcanes Monterrico, Ixtepeque.

Los cerros son: Colorado, Las Arenas, Montoso, de los Pinos, San Gaspar, y Pino Redondo.

1.1.7 Economía

En Agua Blanca la productividad es variada, se destaca en su mayoría, la producción de tomate, arroz, y maíz.

La ganadería es una de las principales fuentes de ingresos, así como las remesas familiares que son enviadas.

Agua Blanca cuenta con comercio variado, en el área urbana.

1.1.8 Tipo de vivienda

Según investigaciones previas se tiene un registro, que el tipo de vivienda en Agua Blanca tiene las siguientes características: lo más utilizado en paredes es adobe, seguido de madera, y bajareque, especialmente en comunidades rurales, en las unidades habitacionales de la cabecera predomina el adobe, y ladrillo.

En lo que respecta a materiales de techo, predomina la teja, y lámina.

1.1.9 Demografía y situación social

En la actualidad se registran cambios en cuanto a los porcentajes de población urbana, y rural. Al comparar datos del censo de población de 1994 con la muestra, se observa que la población urbana aumentó de 17.5% a 24.4% en este periodo. La migración obedece en parte a que la población busca un mejor acceso a servicios de educación, y salud principalmente.

En el área urbana del municipio se encuentra ubicada el 24% del total de la población, la cual está integrada por 49% del sexo masculino, y 51% femenino.

La mayor parte de los habitantes, el 76%, se concentran en área rural, integrada por un 50% de hombres, y 50% de mujeres, lo que evidencia un balance proporcional en cuanto a géneros.

1.1.10 Servicios

Los servicios con que se cuentan son: transporte público, energía eléctrica tanto domiciliar como de alumbrado público aunque el último cubre aproximadamente un 50%, el servicio de teléfono domiciliar y se cuenta con señal de telefonía móvil, asimismo existen puestos de salud, escuelas de pre-primaria, primaria, y básicos, cementerio en la cabecera municipal, la Policía Nacional Civil y el Juzgado de Paz.

En la aldea El Tempisque se cuenta con escuela primaria, centro de salud, letrinas, agua potable, energía eléctrica, y salón comunal.

1.1.11 Actividad económica

La actividad agrícola, y ganadera, son de las principales fuentes de ingresos en el municipio, genera ingresos a familias al finalizar la temporada de cosecha.

1.1.12 Vías de acceso

En la cabecera municipal se cuenta con dos entradas principales, la primera proveniente de municipio de Santa Catarina mita, y la segunda proveniente del municipio de Ipala.

El acceso a la aldea El Tempisque es por la cabecera municipal, contando con una carretera de tercería en buen estado.

En el área urbana se pueden clasificar en tres formas de acuerdo al material con el que hallan sido construidas: asfalto, adoquín, y pavimento rígido.

1.1.13 Suelo

De acuerdo al plan maestro de los recursos naturales, el Municipio se encuentra en el sistema de suelos del norte bajo; que se clasifican como tierras agrícolas de segunda, por su uso potencial, las cuales oscilan entre planas a suavemente onduladas, con inclinaciones menores del 8%, y de uso intensivo a muy intensivo. Existen algunas restricciones de tipo genético natural, tales como problemas de erosión, y sedimentación.

Los suelos en su mayoría son pedregosos, áridos faltos de agua, y franco arcillosos, de topografía regular, aunque hay áreas significativas con terreno regular, plano, y tierra fértil, propia para la agricultura, que es explotada, con cultivos de maíz, frijol, maicillo, y arroz. Han sufrido el efecto de la erosión como consecuencia de la deforestación, y la falta de técnicas apropiadas de conservación. Esto obedece a la ampliación de la frontera agrícola, donde la tierra es dedicada a los cultivos anuales, principalmente el maíz. Para el año 1982 el Municipio se ubicaba en la zona con una alta susceptibilidad a la erosión del suelo.

2. BASES DE DISEÑO

2.1 Datos de población actual

La cantidad de habitantes en la aldea El Tempisque es de 756, tomando en cuenta una densidad de vivienda de 6 hab/casa, actualmente la aldea cuenta con 126 casas.

2.2 Período de diseño

Un sistema de alcantarillado sanitario se proyecta a modo de atender las necesidades de una comunidad durante un determinado periodo.

En la fijación del tiempo para el cual se considera funcionará el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente factible, por lo que el periodo de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente en un 100 por ciento para la población de diseño.

El periodo de diseño se basa tomando en cuenta factores como:

- Población de diseño.
- Vida útil de tuberías y estructuras.
- Comportamiento en los primeros años.
- Costos y tasa de interés.

Se recomienda según UNEPAR considerar periodos de diseño:

Para obras civiles 20 años

En este caso el proyecto fue diseñado a 35 años.

2.3 Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento a utilizar para este proyecto es de 3.5 % según estudios realizado por el Instituto Nacional de Estadística (INE).

2.4 Dotación de sistema de agua potable

La dotación es la cantidad de agua adoptada para servir a una persona en un día, de tal forma que esta pueda satisfacer sus necesidades básicas de higiene física, consumo propio, uso culinario, etc.

La dotación es variable, y esta definida en función de diversos factores que pueden afectar el consumo, como:

- Tipo de comunidad (Rural, urbana o área metropolitana)
- Factores socio – económicos (Nivel de vida, educación, costumbres, valor del agua)
- Tipo de disposición de aguas servidas
- Clima del lugar

La dotación adoptada al diseño del proyecto fue de 90 lts/hab/día, la cual fue el resultado de valorar la demanda de consumo en función de los factores

antes mencionados, dicha dotación se encuentra dentro del rango de 90 lts./hab./día a 120 lts./hab./día, para un área rural con clima cálido, recomendado por la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable, normas de diseño de acueductos rurales utilizadas en el país.

2.5 Cálculo de población futura

Para calcular la cantidad de habitantes que utilizarán el servicio en período establecido, se aplicó el método de incremento geométrico.

Este método tiene como ventaja que las poblaciones en vías de desarrollo crecen a un ritmo geométrico exponencial, por lo tanto, éste método responde más a la realidad de la aldea.

$$P_f = P_0(1 + r)^n$$

Donde,

P_f = población futura

P_0 = población actual

r = Tasa de crecimiento

n = Período de diseño

Para ejemplificar el proceso del cálculo hidráulico, se tomó la población actual total del proyecto, de donde se obtienen los siguientes datos:

$P_0 = 126 \text{ casas} \times 6 \text{ hab/casa} = 756 \text{ habitantes}$

$r = 3.5\%$ según el INE

$n = 35 \text{ años}$

Aplicando la fórmula del método, se obtiene:

$$P_f = 756(1 + 0.035)^{35}$$

$P_f = 2,521$ habitantes

3. DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA EL TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA

3.1 Descripción general del proyecto

La aldea El Tempisque se encuentra en el municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa, en un área cercana a la cabecera municipal.

La población ha sido afectada por enfermedades intestinales, causada por la falta de drenaje, producto de las aguas grises, y negras que son depositadas en letrinas muy cercanas a las viviendas, por lo que el proyecto consistirá en el diseño de sistema de alcantarillado sanitario.

3.2 Estudio topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para localizar la red dentro de las calles, pozos de visita, planta de tratamiento, y en general, ubicar todos aquellos puntos de importancia.

3.2.1 Planimetría

La planimetría en el caso de sistemas de drenaje sirve para tener una visión de la red dentro de la calles, ubicar los pozos de visita así como todos los puntos que sean de importancia como las estaciones.

Para realizar este levantamiento topográfico se pueden utilizar varios métodos como: conservación de azimut, deflexiones, etc. El más utilizado en estos trabajos es el método de conservación de azimut que puede ser una poligonal cerrada o abierta, la poligonal cerrada ofrece la ventaja de garantizar un buen levantamiento, ya que permite conocer el error de cierre, la poligonal abierta cumple con el estudio realizado ya que tenemos calles con trazo irregulares, y es aplicable con satisfacción.

En el estudio realizado se efectuó el levantamiento topográfico por el método de conservación de azimut. El equipo utilizado para el levantamiento fue, cinta métrica, estadal, teodolito, plomada, y las libretas correspondientes.

3.2.2 Altimetría

La altimetría es la parte de la topografía que describe los niveles del terreno, es decir la altura referidas a un plano (horizonte).

Se utilizó el método de nivelación simple.

3.3 Diseño hidráulico

3.3.1 Consideraciones generales según normas

Se realizarán según las Normas Generales para Diseño de Alcantarillados del INFOM -2001, y ASTM.

Se efectuaron investigaciones preliminares, teniendo en cuenta las condiciones sanitarias, sistemas de abastecimiento de agua potables, además de realizar su respectivo estudio topográfico.

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario de aldea el Tempisque, se realizó en base a normas del INFOM, y para la calidad, y resistencia de la tubería, se utilizó tubería NOVAFORT según la norma ASTM F-949 que cumple para el presente diseño.

3.3.2 Caudal domiciliar

La dotación de agua, con que cuentan los habitantes de la aldea El Tempisque es de 90 lts/hab/día aproximadamente, según registros de la municipalidad de Agua Blanca.

El factor de retorno adoptado es de 0.80

El caudal domiciliar se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{dom} = [(Dotación)(No. habitantes)(Factor de retorno)]/86400seg$$

Donde la dotación está en lts/hab/día, y el caudal domiciliar en lts/segundos.

Tomando en cuenta la población total se tiene:

$$Q_{dom} = [(90lts / hab / día)(756hab)(0.80)]/86400seg$$

$$Q_{dom} = 0.63 lts / seg \quad \text{Actual}$$

$$Q_{dom} = [(90 \text{ lts} / \text{ hab} / \text{ día})(2521 \text{ hab})(0.80)] / 86400 \text{ seg}$$

$$Q_{dom} = 2.10 \text{ lts} / \text{ seg Futuro}$$

3.3.2.1 Factor de retorno

El factor de retorno utilizado en el proyecto de la aldea El Tempisque es de 0.80

3.3.3 Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario.

El caudal de conexiones ilícitas se puede calcular por medio de los siguientes métodos:

Método Racional

$$Q_{ci} = \frac{CIA}{360} \quad Q_{ci} = \frac{CI(\% A)}{360}$$

Donde:

Q = Caudal (lts/seg)

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de las condiciones del suelo, y topografía del área a integrar.

I = Intensidad de lluvia (mm/hr)

A = Área que es factible de conectar (Ha)

$$C = 0.65$$

$$I = 93.91 \text{ mm/hr}$$

$$A = 1.4 \text{ Ha}$$

%A = 2 %, porcentaje correspondiente al número de casas que se conectan ilícitamente.

$$Q_{ci} = \frac{(0.65)(93.91)(1.64)(0.02)}{360} * 1000$$

$$Q_{ci} = 5.56 \text{ lts/seg}$$

3.3.3.1 Intensidad de lluvia

Es la cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo, se expresa en milímetros por hora (mm/hora).

La información de intensidad de lluvia se cálculo con datos obtenidos de la estación hidrológica, ubicada en el municipio de Esquímulas, Chiquimula.

La intensidad de lluvia para el área es de 93.91 mm/h

3.3.3.2 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía se puede calcular por medio de la siguiente manera:

$$\text{Área de techos} = \left[\frac{100m^2}{\text{techo} * 126} \right] / 10,000 m^2$$

$$= 1.26 \text{ Ha.}$$

$$\text{Área de patios} = \left[\frac{30m^2}{\text{casa} * 126} \right] / 10,000 m^2$$

$$= 0.38 \text{ Ha.}$$

Área total = Área de techos + Área de patios

$$A_{total} = 1.26 + 0.38 = 1.64 \text{ Ha}$$

$$C = [(1.26 * 0.08) + (0.38 * 0.15)] / 1.64$$

C = 0.65 es el coeficiente de escorrentía.

3.3.4 Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad de la tubería, y de la permeabilidad del terreno, del tipo de junta de la calidad de mano de obra utilizada.

En el diseño de alcantarillado propuesto no se calculó dicho caudal, porque la tubería a utilizar es PVC de 160 psi.

3.3.5 Caudal comercial

Se define como la cantidad de aguas negras que desecha el comercio, esta en función de la dotación de agua asignada para este fin.

En aldea el Tempisque no se cuenta con comercio por lo que este caudal es nulo. Se expresa en litros por segundo.

3.3.6 Caudal industrial

Es la cantidad de agua negras que se desechan de las actividades de la industria, al igual que el anterior está en función de la dotación de agua asignada para este fin. Por no existir ninguna industria en aldea El Tempisque este caudal es nulo, y se expresa en litros por segundo.

3.3.7 Factor de caudal medio

Este caudal expresa el volumen de aguas negras que en promedio escurre por la alcantarilla. Se considera como la suma de todos los caudales anteriormente descritos dividido por el número de habitantes a servir, de acuerdo con las normas vigentes en el país este factor debe ser mayor a 0.0020, y menor que 0.0050, si por alguna razón el valor calculado estuviera debajo de 0.0020 se adoptará este; y si por el contrario el valor calculado estuviere arriba de 0.0050 se tomará como valor para el diseño el de 0.0050. Este factor se expresa en litros por segundo por habitante.

Este factor de caudal medio, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$f_{qm} = \frac{(Q_d + Q_c + Q_{ind} + Q_{ci} + Q_{inf})}{No\ hab\ (lts / seg / hab)}$$

El factor de caudal medio debe estar en el siguiente rango:

$$0.002 < f_{qm} < 0.005$$

$$f_{qm} = \frac{6.18}{756} \quad f_{qm} = 0.008 \text{ entonces se utilizará } 0.0050$$

3.3.8 Factor de Harmond

El factor de Harmond o factor de flujo instantáneo, es un factor de seguridad que involucra al número de habitantes a servir en un tramo determinado. Este factor actúa principalmente en las horas pico, es decir en las horas en que más se utiliza el sistema de drenaje.

Por cada tramo se calcula con la siguiente formula:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}$$

$$P = 756 \text{ habitantes}$$

Donde P es el número de habitantes a servir expresado en habitantes. El valor del factor de Harmond se encuentra entre 1.5, y 4.5, de acuerdo al tamaño de la población.

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{756}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{756}{1000}}}$$

$$FH = 3.87$$

3.3.9 Caudal de diseño

Al caudal de diseño, también se le llama caudal máximo. Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde ésta fluya, primero se tendrán que integrar los valores que se describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{\text{diseño}} = (\text{No. hab})(FH)(f_{qm})$$

Donde:

No. Hab = Número de habitantes acumulados

FH = Factor de Harmond

Fqm = Factor de caudal medio.

$$Q_{\text{diseño}} = (756)(3.87)(0.0050)$$

$$Q_{\text{diseño}} = 14.65 \text{ lts / seg}$$

3.4 Pendientes

Se recomienda que en lo posible la pendiente utilizada en el diseño sea la misma del terreno, para evitar sobre costo por excavación excesiva, pero debe cumplirse con las relaciones hidráulicas, y las velocidades permisibles. Generalmente dentro de las viviendas se sugiere utilizar una pendiente mínima del 2 por ciento, lo que asegura el arrastre de las excretas.

Para este diseño el rango de pendiente oscila entre, 1% para una pendiente mínima, y 15% para una pendiente máxima.

3.5 Velocidades de diseño

3.5.1 Mínimas y máximas

Dentro de la alcantarilla, la velocidad de flujo mínima deberá ser mayor o igual a 0.60 m/s con lo que se asegura que no exista sedimentación de los sólidos que transporta el flujo; como máxima velocidad se permite que sea menor o igual a 3.00 m/s para que el flujo no erosione, y consecuentemente no deteriore la tubería del sistema de drenaje. Cuando la velocidad no se encuentre dentro del rango mencionado deberá modificarse la pendiente para poder estar dentro de los límites. En todo caso se recomienda verificar la velocidad del flujo en la alcantarilla tanto para los caudales de la población actual como para los que puedan producirse con la población futura.

3.5.2 Fórmula de Manning

Esta fórmula es experimental se utiliza para el cálculo de velocidades, esta en función del diámetro, pendiente, y coeficiente de rugosidad.

$$V = \frac{0.03429}{N} * D^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad en m/seg

D = diámetro en pulgadas

N = coeficiente de rugosidad.

3.5.3 Factor de rugosidad

El factor de rugosidad depende del tipo de material con que esté construido un canal, expresa qué tan lisa es la superficie del material por donde se desplaza el flujo, puede variar con el tiempo, en la siguiente tabla se presentan algunos valores para diferentes tipos de superficie, siendo el PVC el material de la tubería que se utilizó para el diseño.

Tabla I. Coeficiente de rugosidad (n)

MATERIAL	Factor de rugosidad	
	Mínimo	Máximo
Superficie de mortero de cemento	0.011	0.030.
Mampostería	0.017	0.030.
Tubos de concreto diam < 24"	0.011	0.016
Tubos de concreto diam > 24"	0.013	0.018
Tubería de asbesto cemento	0.009	0.011
Tubería de PVC	0.006	0.011

3.6 Cotas invert

Se denomina cota invert a la distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo, y el nivel inferior interior de la tubería, debe verificarse que la cota invert sea al menos igual a la que asegure el recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Para calcular las cotas invert se toma como base la pendiente del terreno, y la distancia entre pozos, deben seguirse las siguientes reglas para el cálculo de las cotas invert :

- La cota invert de salida de un pozo, se coloca al menos tres centímetros más baja que la cota invert de llegada de la tubería más baja que llegue al pozo.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra a un pozo, es menor que el diámetro de la tubería que sale, la cota invert de salida estará al menos, una altura igual a la diferencia de los diámetros más baja que la cota invert de entrada.

3.7 Diámetros de tuberías

En el diseño del drenaje, es uno de los elementos que hay que calcular, para lo cual se deben seguir ciertas normas, para evitar que la tubería se obstruya. Según las normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal, y de la Dirección General de Obras Públicas, se debe utilizar para sistemas de drenaje sanitario un diámetro mínimo de 8", cuando se utilice tubería de cemento, y de 6" cuando la tubería sea de PVC; para las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo con tubería de cemento es de 6", y con tubería de PVC el diámetro mínimo es 4".

3.8 Profundidad de la tubería

Para determinar la profundidad de la tubería, se hace mediante el cálculo de las cotas invert, en todo caso debe chequearse que la tubería tenga un recubrimiento adecuado, para no dañarse con el paso de vehículos, y peatones o que se quiebre por la caída o golpe de algún objeto pesado.

La profundidad mínima recomendada se presenta a continuación.

Para tráfico normal (menor a 200 quintales) = 1.00 metro

Para tráfico pesado (mayor a 200 quintales) = 1.50 metros

En este proyecto se utilizó 1 metro, debido a que el tránsito es liviano, y escaso.

3.9 Cálculo de un tramo del alcantarillado como ejemplo

Se diseñará un tramo inicial. Este tramo será del desfogue No. 1 que va del PV1 al PV2.

Se tiene:

Cota inicio = 98.35 cota final = 98.57

Distancia horizontal = 23.84 m.

Entonces:

Pendiente del terreno (%) = $(98.57 - 98.35) / 23.84 * 100 = -0.92 \%$

De acuerdo con el plano de densidad de vivienda, se tienen en el tramo:

5 casas; por ser tramo inicial, el total acumulado es igual 5 casas de la investigación se tiene que la densidad de vivienda es igual 6 hab/vivienda.

No. de hab = 30 habitantes

No. de hab (futuros) = 100 habitantes

Para el caudal de diseño, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_{dis} = (No. hab)(FH)(f_{qm})$$

Donde

Fqm = factor de caudal medio

FH = factor de Harmon

Caso 1 (población actual):

No. de habitantes = 30

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{30}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{30}{1000}}} = 4.35$$

Fqm = 0.0050 lts/seg/hab

Qdis = 30 *4.35*0.0050

Qdis = 0.65 lts/seg.

Caso 2 (población futura):

No. de habitantes = 100

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{100}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{100}{1000}}} = 4.24$$

Fqm = 0.0050 lts/seg/hab

Qdis = 100 *4.35*0.0050

Qdis = 2.12 lts/seg.

Como siguiente paso, se propone un diámetro de tubería, y la pendiente de la tubería (preferiblemente igual a la del terreno), en este caso por ser tramo inicial, y utilizar tubos de pvc se usará tubería 6 " de diámetro, con una pendiente 1.17 %, utilizando la fórmula de Manning, se determina el caudal, y la velocidad del flujo a sección llena:

$$Q = 24.87 \text{ lts/seg.}$$

$$V = 1.36 \text{ m/seg.}$$

Verificamos las relaciones hidráulicas:

Caso 1 (población actual):

$$Q/q = 0.02626$$

$$v/V = 0.43$$

$$d/D = 0.11$$

Caso 1 (población futura):

$$Q/q = 0.0853$$

$$v/V = 0.61$$

$$d/D = 0.20$$

Las relaciones hidráulicas cumplen.

Se calculan las cotas invert de la siguiente manera:

Cota invert inicio = cota terreno inicio – pozo aguas arriba

$$\text{Cota invert inicio} = 98.35 - 1.00 = 97.35$$

Cota invert final = cota terreno final – pozo aguas abajo

$$\text{Cota invert final} = 98.57 - 1.50 = 97.07$$

Volumen de excavación = (altura final – altura inicio) / 2 * distancia horizontal *

$$\text{ancho de zanja} = 26.82 \text{ m}^3$$

3.10 Cuadros de resumen del cálculo hidráulico

Tabla II . Resumen del cálculo hidráulico

De	A	cota inicial	cota final	longitud metros	pendiente terreno	numero de casas acu.	Población Futura	Población Actual	Factor del Caudal de Diseño	Factor de hardmon futuro
1	2	98.35	98.57	23.84	-0.92	5	100	30	0.0050	4.24
2	3	98.57	99.31	35.91	-2.06	6	120	36	0.0050	4.22
3	4	99.31	97.97	29.97	4.47	7	140	42	0.0050	4.20
4	5	97.97	98.87	32.33	-2.78	8	160	48	0.0050	4.18
5	6	98.87	98.95	9.94	-0.80	10	200	60	0.0050	4.15
6	7	98.95	97.69	25.91	4.86	15	300	90	0.0050	4.08
7	8	97.69	97.36	23.81	1.39	16	320	96	0.0050	4.07
9	8	101.09	97.36	53.99	6.91	8	160	48	0.0050	4.18
8	10	97.36	96.03	35.6	3.74	28	560	168	0.0050	3.95
10	11	96.03	97.04	65.88	-1.53	33	660	198	0.0050	3.91
11	12	97.04	97.07	70	-0.04	37	740	222	0.0050	3.88
13	14	104.3	102.75	32.7	4.74	7	140	42	0.0050	4.20
14	15	102.75	101.49	40.94	3.08	10	200	60	0.0050	4.15
15	16	101.49	101.67	68.3	-0.26	16	320	96	0.0050	4.07
16	17	101.67	101.85	45.69	-0.39	21	420	126	0.0050	4.01
17	18	101.85	99.46	38.81	6.16	24	480	144	0.0050	3.98
18	12	99.46	97.07	34.12	7.00	26	520	156	0.0050	3.97
20	19	101.21	100.2	62.09	1.63	6	120	36	0.0050	4.22
19	12	100.2	97.07	47.08	6.65	7	140	42	0.0050	4.20
12	21	97.07	98.57	46.74	-3.21	73	1460	438	0.0050	3.69
22	23	99.8	102.15	31.61	-7.43	5	100	30	0.0050	4.24
23	24	102.15	96.34	65.97	8.81	6	120	36	0.0050	4.22
24	25	96.34	97.93	53.78	-2.96	8	160	48	0.0050	4.18
26	27	99.29	98.64	32.99	1.97	3	60	18	0.0050	4.30
25	27	97.93	98.64	35.87	-1.98	10	200	60	0.0050	4.15
27	21	98.64	98.57	53.96	0.13	17	340	102	0.0050	4.05
21	28	98.57	97.7	33	2.64	94	1880	564	0.0050	3.61
28	29	97.7	98.07	29.91	-1.24	97	1940	582	0.0050	3.60
30	31	96.28	97.78	48.96	-3.06	4	80	24	0.0050	4.27
31	32	97.78	99.29	37.86	-3.99	5	100	30	0.0050	4.24
32	29	99.29	98.07	29.91	4.08	7	140	42	0.0050	4.20
29	33	98.07	97.43	45.07	1.42	107	2140	642	0.0050	3.56
33	34	97.43	96.79	44.9	1.43	107	2140	642	0.0050	3.56
36	35	100.21	99.35	73.45	1.17	7	140	42	0.0050	4.20
35	34	99.35	96.79	23.93	10.70	7	140	42	0.0050	4.20
34	37	96.79	96.59	46.79	0.43	115	2300	690	0.0050	3.54
37	38	96.59	96.39	37.07	0.54	119	2380	714	0.0050	3.53
38	39	96.39	96.88	51.09	-0.96	122	2440	732	0.0050	3.52
39	40	96.88	97.38	44.83	-1.12	123	2460	738	0.0050	3.51
40	41	97.38	97.97	47.74	-1.24	125	2500	750	0.0050	3.51

Continuación

Factor de Hardmon Actual	Caudal l/s actual	Caudal l/s Futuro	díametro pulgadas	s %	área tubería m ²	velocidad sección llena	capacidad llena l/s	relaciones q/Q actual	Relación v/V Actual
4.35	0.65	2.12	6	1.17	0.018241454	1.3634	24.87	0.02626	0.43
4.34	0.78	2.53	6	1.42	0.018241454	1.4993	27.35	0.02857	0.44
4.33	0.91	2.94	6	1.13	0.018241454	1.3400	24.44	0.03720	0.48
4.32	1.04	3.35	6	1.08	0.018241454	1.3090	23.88	0.04340	0.50
4.30	1.29	4.15	6	1.21	0.018241454	1.3823	25.22	0.05114	0.52
4.26	1.92	6.12	6	1.00	0.018241454	1.2603	22.99	0.08331	0.61
4.25	2.04	6.51	6	1.18	0.018241454	1.3643	24.89	0.08194	0.60
4.32	1.04	3.35	6	3.02	0.018241454	2.1860	39.88	0.02599	0.43
4.17	3.51	11.06	6	1.01	0.018241454	1.2651	23.08	0.15195	0.72
4.15	4.11	12.90	6	1.00	0.018241454	1.2592	22.97	0.17885	0.76
4.13	4.59	14.36	6	1.03	0.018241454	1.2759	23.27	0.19702	0.78
4.33	0.91	2.94	6	1.07	0.018241454	1.3016	23.74	0.03829	0.48
4.30	1.29	4.15	6	3.08	0.018241454	2.2071	40.26	0.03203	0.45
4.25	2.04	6.51	6	1.05	0.018241454	1.2917	23.56	0.08654	0.61
4.21	2.66	8.43	6	1.03	0.018241454	1.2760	23.28	0.11408	0.66
4.20	3.02	9.56	6	2.04	0.018241454	1.7949	32.74	0.09229	0.62
4.19	3.26	10.31	6	6.86	0.018241454	3.2947	60.10	0.05432	0.53
4.34	0.78	2.53	6	1.63	0.018241454	1.1109	20.26	0.03857	0.48
4.33	0.91	5.47	6	6.65	0.018241454	2.2457	40.97	0.02219	0.41
4.00	8.77	26.92	8	1.01	0.032429251	1.0580	34.31	0.25551	0.84
4.35	0.65	2.12	6	1.01	0.018241454	0.8763	15.99	0.04086	0.49
4.34	0.78	2.53	6	4.76	0.018241454	1.9002	34.66	0.02255	0.41
4.32	1.04	3.35	6	1.04	0.018241454	0.8888	16.21	0.06392	0.56
4.39	0.39	1.29	6	1.06	0.018241454	0.8971	16.36	0.02412	0.42
4.30	1.29	4.15	6	1.00	0.018241454	0.8726	15.92	0.08101	0.60
4.24	2.16	6.89	6	1.02	0.018241454	0.8793	16.04	0.13485	0.70
3.95	11.13	33.90	12	1.00	0.072965815	1.3826	100.88	0.11033	0.66
3.94	11.46	34.88	12	1.00	0.072965815	1.3847	101.03	0.11346	0.66
4.37	0.52	1.71	6	1.00	0.018241454	0.8713	15.89	0.03299	0.46
4.35	0.65	2.12	6	1.00	0.018241454	0.8726	15.92	0.04104	0.49
4.33	0.91	2.94	6	1.00	0.018241454	0.8723	15.91	0.05714	0.54
3.92	12.57	38.12	12	1.00	0.072965815	1.3815	100.80	0.12470	0.68
3.92	12.57	38.12	12	1.00	0.072965815	1.3841	100.99	0.12446	0.68
4.33	0.91	2.94	6	2.53	0.018241454	1.3860	25.28	0.03596	0.47
4.33	0.91	2.94	6	6.10	0.018241454	2.1514	39.24	0.02317	0.41
3.90	13.45	40.69	12	1.00	0.072965815	1.3857	101.11	0.13301	0.69
3.89	13.89	41.96	12	1.00	0.072965815	1.3813	100.79	0.13777	0.70
3.88	14.21	42.91	12	1.00	0.072965815	1.3814	100.79	0.14101	0.71
3.88	14.32	43.23	12	1.00	0.072965815	1.3852	101.07	0.14170	0.71
3.88	14.54	43.86	12	1.01	0.072965815	1.3863	101.16	0.14373	0.71

Continuación

velocidad v(m/s) actual	verificar v Actual	tirante d/D Actual	verificar d/D actual	relaciones q/Q futuro	relación v/V futuro	velocidad v(m/s) futuro	verificar v futuro	tirante d/D futuro
0.58	correcto	0.11	correcto	0.0853	0.61	0.83	correcto	0.20
0.66	correcto	0.116	correcto	0.0926	0.62	0.94	correcto	0.21
0.64	correcto	0.13	correcto	0.1203	0.67	0.90	correcto	0.23
0.65	correcto	0.142	correcto	0.1401	0.70	0.92	correcto	0.25
0.72	correcto	0.15	correcto	0.1645	0.74	1.02	correcto	0.27
0.76	correcto	0.20	correcto	0.2661	0.85	1.07	correcto	0.35
0.82	correcto	0.19	correcto	0.2615	0.84	1.15	correcto	0.35
0.94	correcto	0.11	correcto	0.0839	0.61	1.32	correcto	0.20
0.91	correcto	0.26	correcto	0.4791	0.99	1.25	correcto	0.49
0.95	correcto	0.29	correcto	0.5616	1.03	1.30	correcto	0.54
0.99	correcto	0.30	correcto	0.6169	1.05	1.34	correcto	0.57
0.62	correcto	0.13	correcto	0.1239	0.68	0.88	correcto	0.24
1.00	correcto	0.12	correcto	0.1030	0.64	1.42	correcto	0.22
0.79	correcto	0.20	correcto	0.2761	0.85	1.10	correcto	0.36
0.85	correcto	0.23	correcto	0.3620	0.92	1.17	correcto	0.42
1.12	correcto	0.21	correcto	0.2920	0.87	1.56	correcto	0.37
1.76	correcto	0.16	correcto	0.1716	0.75	2.46	correcto	0.28
0.54	correcto	0.13	correcto	0.1250	0.68	0.76	correcto	0.24
0.91	correcto	0.10	correcto	0.1336	0.69	1.56	correcto	0.25
0.88	correcto	0.34	correcto	0.7847	1.11	1.17	correcto	0.67
0.43	correcto	0.14	correcto	0.1327	0.69	0.61	correcto	0.25
0.78	correcto	0.10	correcto	0.0731	0.58	1.10	correcto	0.18
0.50	correcto	0.17	correcto	0.2064	0.79	0.70	correcto	0.31
0.38	correcto	0.11	correcto	0.0788	0.59	0.53	correcto	0.19
0.52	correcto	0.19	correcto	0.2606	0.84	0.73	correcto	0.35
0.61	correcto	0.25	correcto	0.4298	0.96	0.85	correcto	0.46
0.91	correcto	0.22	correcto	0.3361	0.90	1.25	correcto	0.40
0.92	correcto	0.23	correcto	0.3453	0.91	1.26	correcto	0.41
0.40	correcto	0.12	correcto	0.1074	0.65	0.57	correcto	0.22
0.43	correcto	0.14	correcto	0.1333	0.69	0.61	correcto	0.25
0.47	correcto	0.16	correcto	0.1848	0.76	0.67	correcto	0.29
0.94	correcto	0.24	correcto	0.3782	0.93	1.29	correcto	0.43
0.94	correcto	0.24	correcto	0.3775	0.93	1.29	correcto	0.43
0.65	correcto	0.13	correcto	0.1163	0.67	0.93	correcto	0.23
0.89	correcto	0.11	correcto	0.0749	0.59	1.26	correcto	0.19
0.96	correcto	0.25	correcto	0.4024	0.95	1.31	correcto	0.44
0.97	correcto	0.25	correcto	0.4163	0.95	1.32	correcto	0.45
0.97	correcto	0.25	correcto	0.4257	0.96	1.33	correcto	0.46
0.98	correcto	0.25	correcto	0.4277	0.96	1.33	correcto	0.46
0.98	correcto	0.26	correcto	0.4336	0.96	1.34	correcto	0.46

Continuación

Verificar d/D Futuro	altura pozo agua arriba	cota invert agua arriba	altura pozo agua abajo	cota invert agua abajo	pendiente tubería	condición pendiente <11%	volumen excavación entre pozo	velocidad
Correcto	1.00	97.35	1.50	97.07	1.17	continuar	26.82	0.83
Correcto	1.50	97.07	2.75	96.56	1.42	continuar	68.68	0.94
Correcto	2.75	96.56	1.75	96.22	1.13	continuar	60.69	0.90
Correcto	1.75	96.22	3.00	95.87	1.08	continuar	69.11	0.92
Correcto	3.00	95.87	3.20	95.75	1.21	continuar	27.73	1.02
Correcto	3.20	95.75	2.20	95.49	1.00	continuar	62.96	1.07
Correcto	2.20	95.49	2.15	95.21	1.18	continuar	46.61	1.15
Correcto	4.25	96.84	2.15	95.21	3.02	continuar	155.49	1.32
Correcto	2.15	95.21	1.18	94.85	1.01	continuar	53.35	1.25
Correcto	1.18	94.85	2.85	94.19	1.00	continuar	119.47	1.30
Correcto	2.85	94.19	3.60	93.47	1.03	continuar	203.18	1.34
Correcto	2.20	102.1	1.00	101.75	1.07	continuar	47.09	0.88
Correcto	1.00	101.75	1.00	100.49	3.08	continuar	36.85	1.42
Correcto	1.00	100.49	1.90	99.77	1.05	continuar	89.13	1.10
Correcto	1.90	99.77	2.55	99.3	1.03	continuar	91.49	1.17
Correcto	2.55	99.3	0.95	98.51	2.04	continuar	61.13	1.56
Correcto	0.95	98.51	0.90	96.17	6.86	continuar	28.40	2.46
Correcto	1.00	100.21	1.00	99.2	1.63	continuar	55.88	0.76
Correcto	1.00	99.2	1.00	96.07	6.65	continuar	42.37	1.56
Correcto	3.60	93.47	5.57	93	1.01	continuar	192.87	1.17
Correcto	0.80	99	3.47	98.68	1.01	continuar	60.74	0.61
Correcto	3.47	98.68	0.80	95.54	4.76	continuar	126.76	1.10
Correcto	0.80	95.54	2.95	94.98	1.04	continuar	90.75	0.70
Correcto	1.80	97.49	1.50	97.14	1.06	continuar	48.99	0.53
Correcto	2.95	94.98	4.02	94.62	1.00	continuar	112.51	0.73
Correcto	4.02	94.62	4.50	94.07	1.02	continuar	206.88	0.85
Correcto	5.57	93	5.03	92.67	1.00	continuar	157.41	1.25
Correcto	5.03	92.67	5.70	92.37	1.00	continuar	144.42	1.26
Correcto	0.80	95.48	2.79	94.99	1.00	continuar	79.09	0.57
Correcto	2.79	94.99	4.68	94.61	1.00	continuar	127.27	0.61
Correcto	4.68	94.61	3.76	94.31	1.00	continuar	113.60	0.67
Correcto	5.70	92.37	5.51	91.92	1.00	continuar	227.36	1.29
Correcto	5.51	91.92	5.32	91.47	1.00	continuar	218.82	1.29
Correcto	1.00	99.21	2.00	97.35	2.53	continuar	99.16	0.93
Correcto	2.00	97.35	0.90	95.89	6.10	continuar	31.23	1.26
Correcto	5.32	91.47	5.59	91	1.00	continuar	229.72	1.31
Correcto	5.59	91	5.76	90.63	1.00	continuar	189.34	1.32
Correcto	5.76	90.63	6.76	90.12	1.00	continuar	287.84	1.33
Correcto	6.76	90.12	7.71	89.67	1.00	continuar	291.91	1.33
Correcto	7.71	89.67	8.78	89.19	1.01	continuar	354.25	1.34

3.11 Propuesta de planta de tratamiento

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales, responden a las necesidades de la comunidad, y cumpliendo con las normas sanitarias.

Se propone un sistema anaerobio de lodos activados con aireación extendida. El proceso de los lodos activados básicamente consiste en un proceso biológico de contacto, en el que los organismos vivos aerobios, y los sólidos orgánicos de las aguas negras, se mezclan íntimamente en un medio favorable para la descomposición aeróbica de los sólidos. Los organismos que poseen los lodos tienen la habilidad de oxidar la materia orgánica de las aguas negras; las partículas en suspensión, y los coloides tienden a coagularse, y a formar un precipitado que sedimenta con bastante rapidez.

Las aguas negras reciben un tratamiento preliminar para eliminar sustancias que puedan interferir en el proceso, lo cual se lleva a cabo mediante rejas, y sedimentación simple. De los tanques de sedimentación las aguas negras fluyen a los tanques de mezclado, y aeración en donde los lodos activos, que regresan de un tanque de sedimentación final, se añaden, generalmente en cantidades que oscilan entre el 20, y 30 % del volumen de las aguas negras de entrada.

El tanque de aeración, la mezcla de aguas negras, y lodos se aérea, y agita mediante la aplicación de aire comprimido o por medio de aparatos mecánicos especialmente diseñados, o utilizando una combinación de los dos métodos. Después de la aeración las aguas negras fluyen hasta tanques de sedimentación final en donde los lodos activados son separados mediante sedimentación.

Las aguas negras contienen sólidos suspendidos, y coloides, de manera que cuando se agitan en presencia de aire, los sólidos suspendidos forman núcleos sobre los cuales se desarrolla la vida biológica pasando gradualmente a formar partículas más grandes de sólidos, y es lo que se conoce como lodos activados.

Los lodos activados están formados por flóculos parduzcos que consisten, principalmente de materia orgánica procedente de las aguas negras, pobladas por millares de bacterias, y otras formas de vida biológica. Los lodos activados, con sus organismos vivos, tienen la propiedad de absorber la materia orgánica coloidal, y disuelta, incluyendo el amoníaco de las aguas negras, con lo que disminuye la cantidad de sólidos suspendidos. Los organismos biológicos usan de alimento a los materiales absorbidos, convirtiéndolos en sólidos insolubles no putrescibles.

En general el proceso de lodos activados está caracterizado por tres etapas, las cuales se entrelazan, y que son las que se describe a continuación.

- Clarificación o floculación
- Reactivación
- Nitrificación

3.12 Presupuesto del proyecto

Tabla III. Resumen del presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario.

PRESUPUESTO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ALDEA EL TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA

RESUMEN

NO.	REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT.	TOTAL
1	Trazo para tubería y pozos	ML	1015.2	18.59	Q 18,872.57
2	Excavación para tubería y pozos	M ³	4737.35	86.73	Q 410,870.37
3	relleno de zanja, apisonado con bailarina	M ³	4737.35	58.1	Q 275,240.04
4	Tubería de PVC diámetro 6 "	tubos	220	1426.85	Q 313,907.00
5	Tubería de PVC diámetro 8 "	tubos	8	2402.37	Q 19,218.96
6	Tubería de PVC diámetro 12 "	tubos	67	2687.89	Q 180,088.63
7	Tapadera de pozo de visita	unidad	41	206.84	Q 8,480.44
8	Andamio	unidad	41	134.39	Q 5,509.99
9	Pozo de visita (H =1 m)	ML	130	2064.87	Q 268,433.10
10	Batiente	unidad	82	135.92	Q 11,145.44
11	Bodega	unidad	1	6171.2	Q 6,171.20
	SUMA TOTAL				Q 1,517,937.73

SUMA TOTAL EN DOLARES (Tipo de Cambio Q7.67 = \$1.00)	\$ = 197,905.83
--	------------------------

(ver costos unitarios de sistema de alcantarillado sanitario, en anexo 1).

3.13 Cronograma de ejecución

Tabla IV. Cronograma de ejecución del sistema de alcantarillado sanitario

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

PROYECTO DE ALCANTARRILLADO SANITARIO DE ALDEA EL TEMPISQUE, AGUA BLANCA, JUTIAPA

UBICACIÓN: ALDEA EL TEMPISQUE.

MUNICIPIO: AGUA BLANCA

DEPARTAMENTO: JUTIAPA

No.	ACTIVIDAD	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6
1	Levantamiento topográfico	■					
2	Limpieza y trazo	■					
3	Excavación		■	■	■	■	
4	Colocación de tubería			■	■	■	■
5	Construcción de pozos de visita				■	■	■
6	Construcción de tapaderas de pozos					■	■
7	Conexiones domiciliarias					■	■
8	Relleno y compactado (Proctor 90 %)						■
9	Limpieza						■
10	Entrega de proyecto						■

3.14 Evaluación socio-económica

3.14.1 VPN

El proceso para calcular valores presentes se conoce como descuento de flujos de efectivo. En este proceso es en realidad lo contrario a la composición del interés.

3.14.2 TIR

La tasa interna de retorno es el método mas celebrado para comparar alternativas de inversión. Bajo cualquier denominación que se le aplique el concepto de TIR proporciona una cifra de porcentaje que indica la ganancia relativa lograda con diferentes empleos de capital, a continuación se mencionan algunas características de la TIR.

- Es uno de los criterios usados para evaluar la viabilidad financiera, y económica de los proyectos.
- Se calcula del valor presente.
- Es una medida de eficiencia que refleja los beneficios del proyecto en términos de rendimiento porcentual de los desembolsos.
- Es la tasa de actualización que hace que el valor presente de los beneficios incrementales netos sea exactamente cero.
- También se le conoce como tasa interna de rendimiento.
- Evita la necesidad de conocer una tasa de interés requerida o mínima antes de llevar a cabo los cálculos.

La TIR se define como la tasa de descuento que iguala el valor presente de los flujos de efectivo con la inversión inicial en un proyecto. En otras palabras, la TIR es la tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero (debido a que el valor presente de los influjos de efectivo es igual a la inversión inicial), o sea el interés que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos.

El criterio por emplear cuando se utilizara la TIR para realizar decisiones de aceptación-rechazo es como sigue: Si la TIR es \geq costo de capital. Se acepta el proyecto; de no ser este caso se le rechaza. Este criterio indica si la empresa esta recibiendo por lo menos, el rendimiento requerido; asimismo, puede saberse si el valor de la empresa se incrementara o, al menos; permanecerá sin cambios.

Como los cálculos de la TIR se inician con un problema expresado en función del valor presente, es necesario prestar atención a los lineamientos de guía correspondientes a tal método. En particular, deben compararse las alternativas sobre la base de resultados equivalentes.

La simbología a emplear:

VP = Valor presente

VR = Valor de rescate, recuperación, reventa

D = Desembolsos

I = Ingresos

n = # de periodos

i = Tasa de interés

crf = Factor de recuperación de capital

$$V_p = 1,603,770.97 \quad V_r = 0 \quad n = 30 \text{ años} \quad D = 0$$

$$i = 12 \%$$

$$(V_p - V_r) * crf + V_r i + D = I$$

$$(1517937.73 - 0) * (0.1241) + 0 + 0 = 0$$

$$188376.07 = 0$$

$$\frac{188376.07}{1517937.73} * 100 = 12.41\%$$

La tasa interna de retorno es = 12.41 % TIR= 12.41 %

La relación beneficio costo (B/C) se define, como su nombre lo indica, por el coeficiente entre los beneficios actualizados, y los costos actualizados, descontados a la tasa de interés social del 12%,

$$Vp \text{ beneficios} = Q1,517,937.73$$

$$Vp \text{ costo} = Q1,517,937.73$$

$$B/C = \frac{Q1,517,937.73}{Q1,517,937.73}$$

$$B/C = 1$$

La relación beneficio costo da como resultado 1, por lo que se debe tomar una decisión apretada, ya que el proyecto no genera ganancia.

4. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECERA MUNICIPAL DE AGUA BLANCA, JUTIAPA.

4.1 Descripción del proyecto

Consiste en el diseño para la construcción de un puente vehicular de concreto armado de una vía con una luz de 30 metros, estará diseñado para soportar una carga viva AASHTO HS 20-44, y un ancho de rodadura de 4.35 metros, y banquetas laterales de 0.90 metros.

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado; consistente en losa plana, 2 banquetas, 2 barandales, 2 vigas principales, y 4 diafragmas.

La subestructura estará conformada por 2 estribos de concreto ciclópeo, aletones, además cuenta con cortinas, y vigas de apoyo de concreto armado.

4.2 Criterio y especificaciones para el diseño del puente

Para el diseño de los diferentes elementos se aplicarán las normas AASHTO Y ACI, utilizando la teoría del esfuerzo último.

Teniendo en cuenta que el ancho del puente es de 4.35 m, y que accesibilidad es buena, el tipo de carga esperada será el de un camión de tres ejes, tipo HS – 20 – 44.

4.3 Estudio Hidrológico

En proyectos sobre puentes, el dato más útil, y necesario es el perfil transversal del cauce es el que corresponde al tirante normal, tirante de creciente máxima, y tirante de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz, y altura del puente.

El tirante normal de un río, es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico, y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje. La creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia, y además se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurren cada año. La creciente máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales que se distancian en muchos años, y que las huellas que éstas dejaron desaparecen con el tiempo, por lo cual es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas.

4.3.1 Características de la quebrada Tecuán

La quebrada Tecuán nace a 2 kilómetros de la ubicación del puente en estudio, el nacimiento se encuentra al sur de la cabecera municipal, la quebrada tiene una pendiente muy leve, por lo que el fluido a veces queda estancado en ciertas partes de ella, el tirante máximo registrado en de 1.00 metro, en la sección transversal del puente.

La quebrada presente caudales máximos, en época de invierno, donde alcanza el tirante máximo en ocasiones.

4.3.2 Método racional

Este es un método hidrometeorológico con el cuál se pueden determinar crecidas por medio del análisis de la frecuencia de lluvias intensas, solamente se puede aplicar cuando se ha adquirido previamente un buen conocimiento de la distribución de lluvia en la cuenca.

En el presente estudio se utiliza una derivación de este método utilizando en lugar de intensidad de lluvia la precipitación máxima caída en 24 horas.

Para el cálculo del tirante máximo extraordinario, fue primero necesario definir el período de retorno con el cual se trabajaría. Por la importancia de este proyecto, el período de retorno escogido fue para 100 años; además, fue indispensable calcular el área de cuenca, intensidad de lluvia para el período antes descrito, y el coeficiente de escorrentía para el punto de estudio donde se ubicaría el puente; también fue necesario encontrar la pendiente desde el punto más alto de la cuenca hasta el punto de estudio, y la rugosidad del río. De todo lo anterior, se obtuvo:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

C = coeficiente de escorrentía

I= intensidad de lluvia en mm/hr

A= área en Ha

Calculando la intensidad de lluvia de la estación Esquípuas, para un periodo de 100 años, y un tiempo de concentración de 1.25 hrs.

$$I = \frac{1205}{(tc + 6)^{0.686}}$$

Donde:

tc = tiempo de concentración

Calculando el caudal máximo por el método racional, teniendo los siguientes datos:

$$I = 309.60 \text{ mm/hr}$$

$$C = 0.40$$

$$A = 200 \text{ Ha}$$

$$Q_{\text{máx}} = \frac{(0.40)(309.60)(200)}{360}$$

$$Q_{\text{máx}} = 68.80 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Teniendo como resultado final la obtención del tirante máximo de 1.00 metro.

4.4 Levantamiento Topográfico

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

Se realizaron los levantamientos siguientes:

- Planimétrico, utilizando ejes paralelos a la quebrada, y realizando radiaciones en varios puntos.
- Altimétrico, utilizando una nivelación simple.

Con la información obtenida se procedió a dibujar el eje, y las secciones transversales.

4.5 Evaluación de la calidad del suelo

La elección del tipo de subestructura, y cimentación que se va a utilizar en el proyecto de un puente depende, en buena medida, de los resultados del estudio de suelos.

De la inspección visual, se determinó que es un suelo arcilloso duro, teniendo este un buen valor soporte.

4.5.1 Valor soporte

El valor soporte, se obtuvo de la siguiente tabla, de donde se verificó un valor de 53 Ton/m², siendo el valor correspondiente al suelo arcilloso duro visto en campo.

Tabla V. Valor soporte permisible según tipo de suelo

MATERIAL DEL SUELO	ton/m²	OBSERVACIONES
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
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

Fuente: Cabrera Seis, Jabenon Vinicio, Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones, Pag 44

4.5.2 Teoría de ensayo triaxial

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo, y en la actualidad son, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación, y de resistencia de los suelos.

Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad, y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales.

Los especímenes son usualmente cilíndricos, y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable.

Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica, y hermética, de lucita, con bases metálicas.

En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión, y de extensión.

4.5.3 Límites de Atterberg e índice de liquidez

Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes.

Los mencionados límites son: Límite líquido (*LL*), Límite plástico (*LP*), y Límite de contracción (*LC*), y mediante ellos se pueden dar una idea del tipo de suelo en estudio.

Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad, y tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla.

Por falta de un estudio de suelos, para el diseño del puente, no se definieron los valores de los límites, así como la plasticidad del suelo en forma experimental, sin embargo en la inspección visual se determinó que el suelo contiene gran cantidad de arcilla de tipo dura, por lo tanto el suelo tiene propiedades de un material plástico.

4.5 Descripción de la solución propuesta.

Se realizará una demolición previa a la ejecución del puente, la cual se llevara a cabo con maquinaria pesada, siendo los desechos enviados hacia el basurero municipal de Agua Blanca.

Posteriormente se limpiará el área de trabajo, y se ejecutara el trazo del puente, en el punto previsto, teniendo un previo levantamiento topográfico.

El puente vehicular hacia la cabecera municipal, contará con dos banquetas peatonales de 0.90 metros, de concreto armado y, contarán con barandales de concreto armado y tubo galvanizado para seguridad de los peatones, tendrá una losa de 30 metros de largo, 6.15 metros de ancho y, un espesor de 20 centímetros, se colocarán dos vigas principales y 4 diafragmas a lo largo del puente, la subestructura contará con 2 vigas de apoyo y dos cortinas, además de 2 estribos de concreto ciclópeo .

El puente vehicular se ubicará 2 metros hacia la izquierda de la ubicación actual del puente existente, además de elevarlo 2 metros, se colocaran 2 rampas, de entrada y salida al puente.

4.6 Análisis estructural

Es necesario para el diseño estructural del puente, considerando que es la base del diseño, y así poder desarrollarse con el método propuesto.

4.7.1 Método de líneas de influencia

Las líneas de influencia tienen importantes aplicaciones en el diseño de estructuras que resisten grandes cargas vivas. La teoría se aplica a estructuras sometidas a una carga distribuida o a una serie de fuerzas concentradas, y se dan aplicaciones específicas a armaduras de puentes.

Para puentes carreteros mencionamos que las cargas vivas principales sobre claros de puentes son las debidas al tránsito. La carga vehicular más pesada que se encuentra es la causada por una serie de camiones. Las especificaciones para cargas de camión sobre puentes carreteros están contenidas en el código de la American Association of state and Highway Transportation Officials (AASHTO).

Las cargas de impacto son desarrolladas por los vehículos móviles que pueden rebotar o ladearse al circular sobre un puente, provocando un impacto en la cubierta de éste.

El incremento porcentual de cargas vivas debido al impacto se llama factor de impacto. Este factor se obtiene generalmente de fórmulas desarrolladas a partir de evidencia experimental.

Para puentes carreteros, las especificaciones AASHTO requieren que

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

Donde L es la longitud del claro en pies que está sometido a la carga viva.

La influencia máxima en un punto debido a una serie de cargas concentradas se desarrollara una vez que se haya establecido la línea de influencia de una función para un punto es una estructura, el efecto máximo causado por una fuerza viva concentrada se determina multiplicando la ordenada máxima de la línea de influencia por la magnitud de la fuerza. Sin embargo en algunos casos, varias fuerzas concentradas deben colocarse sobre la estructura, serian las cargas de ruedas de un camión. Para determinar el máximo efecto en este caso, puede usarse un procedimiento de tanteos o bien un método basado en el cambio en la función que tiene lugar cuando la carga se mueve, se deben aplicar con la fuerza cortante y momento flexionante.

4.8 Diseño de puente vehicular de acceso a la cabecera Municipal de Agua Blanca, Jutiapa.

4.8.1 Datos de diseño

Los datos y bases de diseño son las siguientes

Sobrecarga	HS-20-44
Ancho útil	4.35 m
Luz útil	30.00 m
Resistencia del concreto	$F_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
Peso del concreto ciclópeo	$W_{cc} = 2,500 \text{ kg/cm}^2$
Peso del concreto armado	$W_{ca} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$
Valor soporte del suelo	$53,000 \text{ kg/m}^2$
Ancho total	6.15 m

4.8.2 Diseño de la superestructura

La superestructura estará compuesta por: losa de rodadura, 2 vigas principales, 2 diafragmas interiores, 2 diafragmas exteriores, banquetas laterales, y barandales.

La sección de las vigas principales se determinara basándose en la luz de las mismas, es decir la longitud total del puente, se recomienda un peralte no menor que $L/16$, y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

$$\text{Peralte} = L / 16 = 30 / 16 = 1.85 \text{ m}$$

$$\text{Base} = \text{Peralte} / 3.5 = 1.85 / 3.5 = 0.55 \text{ m}$$

Por criterio personal las dimensiones serán:

$$\text{Peralte} = 1.85 \text{ m}$$

$$\text{Base} = 0.55 \text{ m}$$

4.8.3 Diseño de losa

4.8.3.1 Cálculo de peralte

La losa del puente se diseñará con respecto a las normas AASHTO; para esto, es necesario determinar como trabaja la losa. En este caso, la losa trabaja solo en el sentido corto, y por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

Por tal razón se debe asignar un espesor adecuado para resistir los efectos que producirán la flexión, y el corte de las cargas muertas, y vivas.

El refuerzo se verificará diseñando para concreto reforzado según ACI.

Según especificación AASHTO 8.9.2 para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito se recomienda:

$$\text{Espesor } T = 1.2 * \frac{L + 3.05}{30} \geq 0.174$$

Donde:

T = espesor

L = luz libre entre vigas

$$T = 1.2 * \frac{1.75 + 3.05}{30}$$

$$T = 0.192 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 20 cm.

4.8.3.2 Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, y viva, sobrecarga de impacto; obteniendo con ellos el momento total, con el cual se procederá al cálculo del refuerzo.

- **El momento debido a la carga muerta según ACI :**

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{10}$$

Dónde:

M_{cm} = momento debido a carga muerta (Kg-m)

W_{cm} = carga muerta (Kg/m)

L = luz libre entre vigas (m)

$$W_{cm} = W_{losa}$$

$$W_{cm} = 2,400 * 0.20 * 1 = 480 \text{ Kg/m}$$

$$W_{cm} = 1.4 * 432 = 672 \text{ Kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{672 * (1.75)^2}{10} = 205.80 \text{ kg} - m$$

- **Momento debido a carga viva según AASHTO 3.2.4.5. caso A**

$$M_{cv} = 0.80 * \left(\frac{L + 2}{32} \right) * P$$

M_{cv} = momento debido a carga viva

L = luz libre entre vigas en pies

P = peso de eje más cargado para camión en libras

$$M_{cv} = 0.80 * \left(\frac{5.74 + 2}{32} \right) * 16,000 = 3096 \text{ lb} - \text{pie} = 428.94 \text{ Kg} - m$$

- **Sobrecarga debido a impacto según AASHTO 1.2.12. grupo C.**

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 0.30$$

Dónde:

I = sobrecarga debido a impacto

L = luz del puente (m)

$$I = \frac{15}{30 + 38} = 0.37 > 0.30$$

Se tomará una sobrecarga de impacto de 0.30.

- **Momento último**

$$Mu = 1.3 * \left[M_{cm} + \frac{5}{3} * (M_{cv} + I) \right]$$

$$Mu = 1.3 * \left[205.80 + \frac{5}{3} * (557.62) \right] = 1475.71 \text{ Kg} - \text{m}$$

4.8.3.3 Cálculo de Refuerzo

4.8.3.3.1 Refuerzo transversal cama inferior

$$d = T - \frac{\phi}{2} - \text{recubrimiento}$$

$$d = 20 - \frac{1.27}{2} - 2.5$$

$$d = 16.86 \text{ cm}$$

$$\frac{As^2 fy^2}{1.7 f'c b} - As fy d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

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

$$d = 16.86 \text{ cm}$$

$$Mu = 1475.71 \text{ Kg} - \text{m}$$

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

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

$$\phi = 0.9$$

$$\beta = 0.85$$

De la sustitución de datos, da como resultado un $As = 3.50 \text{ cm}^2$

Determinando el As_{\min} y As_{\max} se verificará si el As está en el rango.
Según norma ACI se tiene

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.10}{f_y}$$

$$A_{s \max} = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \beta * \left(0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Lo cual da como resultado:

$$A_{s \min} = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 41.67 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor que el área de acero mínimo, utilizar $A_{s \min} = 8.43 \text{ cm}^2$.

Utilizando varilla No.4, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No.4 @ 15 cm, en sentido perpendicular al tráfico.

4.8.3.3.2 Refuerzo de acero transversal cama superior

Según especificación AASHTO 8.20.1, el área total de refuerzo suministra será al menos de $4.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

El refuerzo por temperatura se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * T$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 3, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No. 3 @ 20 cm.

4.8.3.3 Refuerzo longitudinal cama superior e inferior

Según especificación AASHTO 3.24.10.1, se coloca área de acero para suministrar distribución lateral de las cargas vivas concentradas, ubicándolo transversalmente a la dirección del refuerzo principal en todas las losas.

Se utilizará la siguiente formula.

$$A_s = \frac{121}{\sqrt{L}}$$

Donde:

L = luz libre entre vigas

El % deberá ser $\leq 67\%$

$$\% = 121 / (1.75)^{\frac{1}{2}} = 91.46 > 67\% \quad \text{Como no cumple la condición utilizar } 67\%$$

El acero por repartición se determina multiplicando el porcentaje calculado por la cantidad de acero por flexión, con una distribución proporcional en el área equivalente a L / 2 al centro de la sección, en los extremos con una longitud igual a L / 4, se coloca como refuerzo el 50 % del área de acero de L / 2

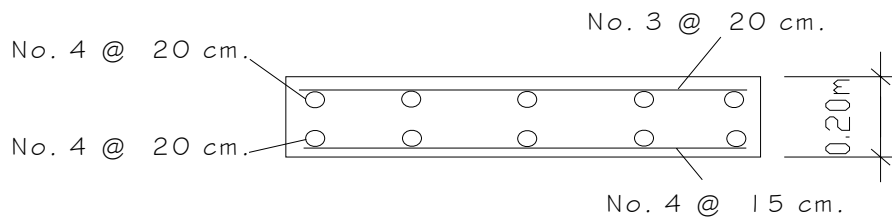
$$A_s \text{ rep} = \% * A_s$$

$$A_s \text{ rep} = 0.67 * 8.43 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 3, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No. 3 @ 20 cm², como se muestra en la figura 2.

Figura 2. Armado de losa



4.8.4 Diseño de acera

4.8.4.1 Cálculo de momento

Para el cálculo del momento se debe de determinar la carga producida por el peso propio de la acera; con lo cual se tiene:

Se asumió un espesor de 15 cm.

Carga muerta:

$$W_{acera} = T * L * W_c = 0.15 * 0.90 * 2400 = 324 \text{ kg / m}$$

$$W_{poste} = 0.20 * 0.20 * 2400 = 96 \text{ kg / m}$$

$$W_{cm} = W_{acera} + W_{poste} = 324 + 96 = 420 \text{ kg / m}$$

$$W_{cmu} = 1.4 * W_{cm} = 1.4 * 420 = 588 \text{ kg / m}$$

Carga viva:

$$W_{baranda (v)} = 149 \text{ kg / m}$$

$$W_{baranda (h)} = 447.27 \text{ kg / m}$$

$$W_{viva} = 300 \text{ kg / m}$$

$$W_{cv} = 896.27 \text{ kg / m}$$

$$W_{cvu} = 1.7 * W_{cv} = 1.7 * 896.27 = 1,523.66 \text{ kg / m}$$

Carga total

$$W_t = W_{cmu} + W_{cvu} = 588 + 1523.66 = 2,111.66 \text{ kg / m}$$

Para el cálculo del momento se aplica la siguiente fórmula:

$$M = W_t * \frac{L^2}{2}$$

$$M = 2,111.66 * 0.90^2 / 2$$

$$M = 855.22 \text{ kg - m}$$

4.8.4.2 Refuerzo transversal cama inferior

Se utilizaran las siguientes formulas:

$$\frac{A_s^2 f_y^2}{1.7 f'c b} - A_s f_y d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.10}{f_y}$$

$$A_{s\max} = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \beta * \left(0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Donde:

b = 100 cm	$f_y = 2,810 \text{ kg / cm}^2$	$\beta = 0.85$	$M_u = 855.22 \text{ kg - m}$
d = 12.5 cm	$f'_c = 281 \text{ kg / cm}^2$	$\emptyset = 0.90$	

$$A_s = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 30.88 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor que el área de acero mínima, entonces se usará el área de acero mínima.

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará de la siguiente manera:
No. 4 @ 15 cm.

4.8.4.3 Refuerzo longitudinal cama inferior y superior

Para el cálculo del refuerzo longitudinal se utilizara la siguiente fórmula:

$$A_s = 67 \% * A_{s\text{ transversal}}$$

$$A_s = 0.67 * 6.25 = 4.19 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No 4, el armado quedará de la siguiente manera:

No.4 @ 25 cm.

4.8.4.4 Refuerzo transversal cama superior

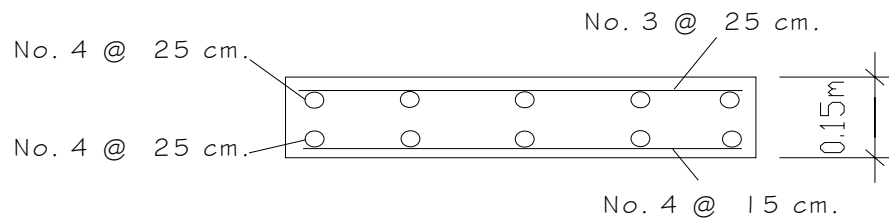
Para el cálculo de acero por temperatura, se utilizo la siguiente formula:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * T$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 15 = 3 \text{ cm}^2$$

Usar No. 3 @ 25 cm.

Figura 3. Armado de acera

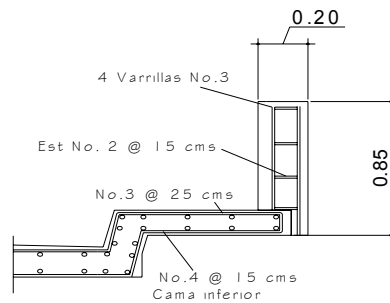


En la figura 3, se muestra el armado de acera del puente.

4.8.5 Diseño de barandal

El barandal estará compuesto por postes de concreto armado colocados a 2.20 metros de separación, y los barandales de tubo de hierro galvanizado de $\text{Ø } 3 \text{ "}$, como se muestra en la figura 4.

Figura 4. Baranda de concreto



El armado del poste, será de la siguiente manera:

Se utilizarán 4 varillas No. 3, con estribo No.2 @ 15 cms.

4.8.6 Diseño de vigas principales

Debido al predimensionamiento de la sección de viga, se establecieron las dimensiones siguientes:

Peralte = 1.85 m

Base = 0.55 m

4.8.6.1 Cálculo de momentos

4.8.6.1.1 Momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre rostros de vigas, $S = 1.75 \text{ m} < 1.80 \text{ m}$, que es el espaciamiento entre llantas del camión; entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$$\frac{S}{1.75}$$

Donde, S es la separación máxima entre vigas.

$$\text{Fracción de carga} = \frac{1.75}{1.75} = 1$$

Cálculo de carga por rueda:

$$\text{Carga rueda trasera} = 0.4 * W_{\text{camion}} * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

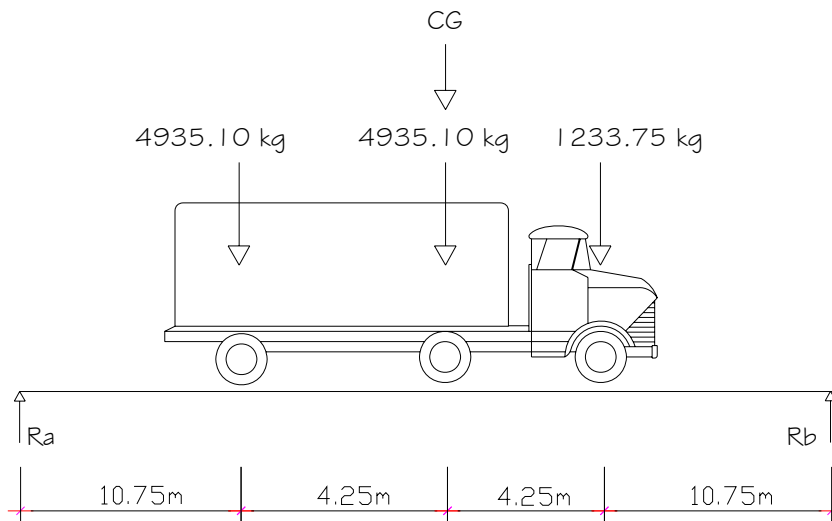
$$\text{Carga rueda trasera} = 0.4 * 7257.50 * 1 * 1.70 = 4,935.10 \text{ kg}$$

$$\text{Carga rueda delantera} = 0.1 * W_{\text{camion}} * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

$$\text{Carga rueda delantera} = 0.1 * 7257.50 * 1 * 1.70 = 1233.75 \text{ kg}$$

Los momentos máximos debidos a la sobre carga se calcula, conforme al siguiente diagrama de cargas:

Figura 5 . Diagrama de cargas para obtener momentos máximos



Analizando por estática el diagrama de cargas anterior.

$$\sum Mb = 0 + \text{hacia la derecha}$$

$$Ra (30) - 4935.10 (19.25) - 4935.10 (15) - 1233.75 (10.75) = 0$$

$$Ra (30) = 182289.98$$

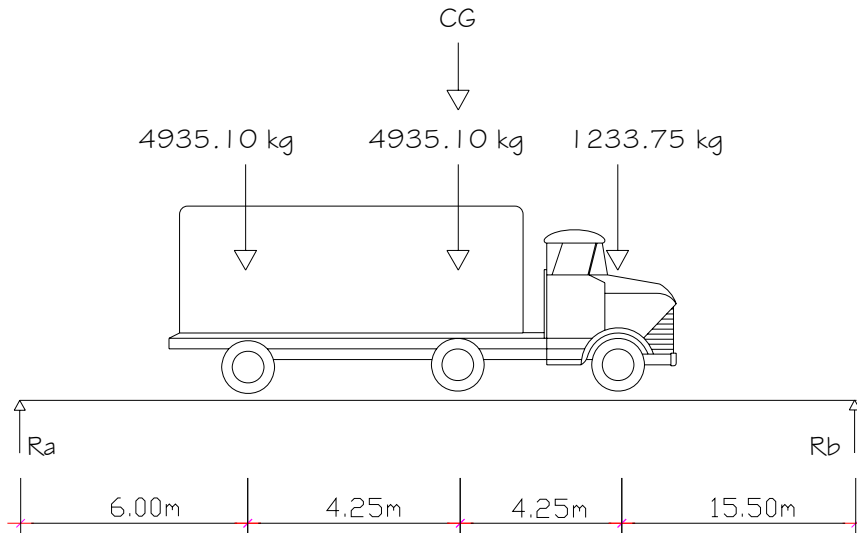
$$Ra = 6,076.33 \text{ kg}$$

$$Mmáx = Ra * Brazo$$

$$Mmáx = 6,076.33 * 15$$

$$Mmáx = 91,144.95 \text{ kg} - m$$

Figura 6. Diagrama de cargas para obtener momento a seis metros del apoyo



Analizando por estática el diagrama anterior, se determina Ra para calcular el momento a 6m del apoyo.

$$\sum Mb = 0 \text{ + hacia la derecha}$$

$$Ra (30) = 4935.10 (24) + 4935.10 (19.75) + 1233.75 (15.50)$$

$$Ra = 7,834.45 \text{ kg}$$

$$M_{6m} = Ra * Brazo$$

$$M_{6m} = 7,834.45 * 6 = 47,006.75 \text{ kg} - m$$

4.8.6.1.2 Momento debido al impacto

$$I = \frac{15}{L+38} \quad L = \text{separación entre apoyos de vigas}$$

$$I = \frac{15}{30+38} = 0.22 \quad \text{Im}áx = 30 \%$$

Como el factor de impacto es menor a 0.3, se utilizó 0.22

$$Mmáx = I * Mmáx_{por\ sobrecarga}$$

$$Mmáx = 0.22 * 91,144.95$$

$$Mmáx = 20,051.89 \text{ kg} - m$$

También se debe calcular el momento a 6 del apoyo

$$Mmáx \text{ a } 6m = I * M_{6m}$$

$$Mmáx \text{ a } 6m = 0.22 * 47,006.75 = 10,341.48 \text{ kg} - m$$

4.8.6.1.3 Momento por carga muerta

El momento debido a la carga muerta, es la sumatoria de todas las cargas que actúan en la viga.

$$W_{losa} = 1 * 0.20 * 2,400 = 480 \text{ kg} / m$$

$$W_{acera} = 0.15 * 0.90 * 2,400 = 324 \text{ kg} / m$$

$$W_{viga} = 0.55 * 1.85 * 2,400 = \underline{2,442 \text{ kg} / m}$$

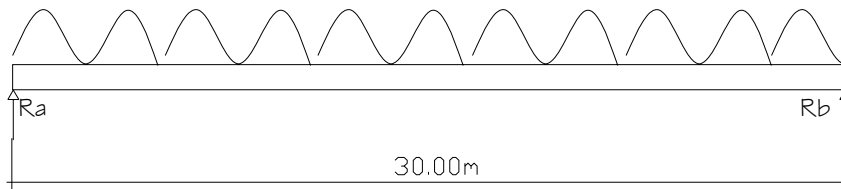
$$W_{cm} = 3,246 \text{ kg} / m$$

$$C_{mu} = 1.4 * \sum C_m$$

$$C_{mu} = 1.4 * 3,246 = 4,544.40 \text{ kg} / m$$

El momento máximo, y el momento a 6 m del apoyo, se calculan respecto al siguiente diagrama de cargas.

Figura 7. Diagrama de carga muerta



Analizando por estática, se obtiene la reacción R_a :

$$\sum M_b = 0 \text{ + hacia la derecha}$$

$$30R_a - 4544.40 (30) (15) = 0$$

$$R_a = 68,166 \text{ kg}$$

Una vez determinada la reacción, se obtiene la ecuación de momentos:

$$M = 68,166X - \frac{4,544.40X^2}{2}$$

Sustituyendo valores en la ecuación de momentos, se encuentra el máximo, y el momento a 6 m del apoyo.

$$M_{\text{máx}} = 511,245 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{6\text{m}} = 327,196.80 \text{ kg} - \text{m}$$

4.8.6.1.4 Momento total

El momento total máximo se obtiene sumando los momentos actuantes en la viga.

$$M_{t\text{máx}} = M_{\text{sobrecarga}} + M_{\text{por impacto}} + M_{\text{carga muerta}}$$

$$M_{t\text{ máx}} = 91,144.95 + 20,051.89 + 511,245 = 622,441.84 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{t\text{ 6m}} = 47,006.75 + 10,341.48 + 327,196.80 = 384,545.30 \text{ kg} - \text{m}$$

4.8.6.2 Cálculo de refuerzo

Para el cálculo de refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M = 622,441.84 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi = 0.9$$

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

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$d = 183.41 \text{ cm}$$

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

$$\frac{As^2 f_y^2}{1.7 f'_c b} - As f_y d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$As_{\text{min}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14.10}{f_y}$$

$$As_{\text{máx}} = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \beta * \left(0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Sustituyendo valores en las formulas anteriores, da como resultado:

$$As = 146.75 \text{ cm}^2$$

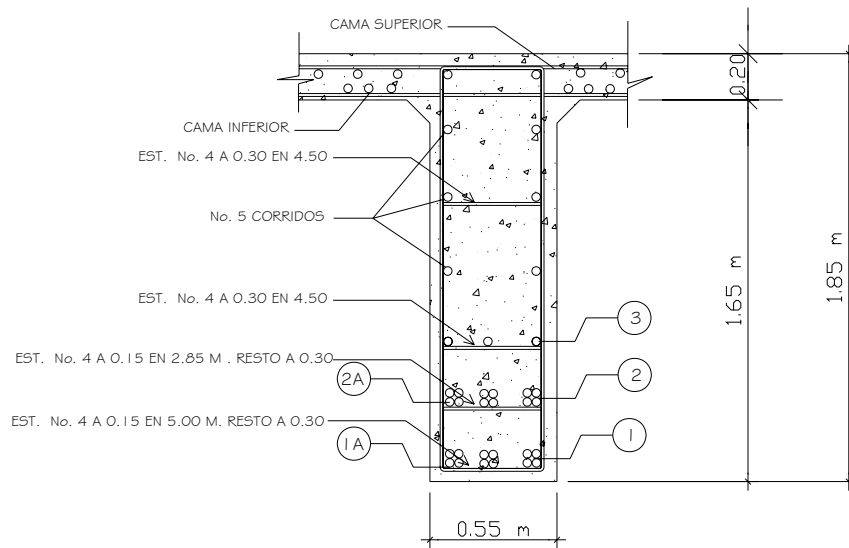
$$As \text{ min} = 50.44 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ máx} = 249.16 \text{ cm}^2$$

Como $As \text{ min} < As < As \text{ máx}$ OK

Se colocó refuerzo adicional igual a 0.25 plg^2 por pie de alto

Figura 8. Detalle de armado al centro de la viga



Para refuerzo a 6 m del apoyo se tiene:

$$M = 384,545.30 \text{ kg} - \text{m} \quad \phi = 0.9 \quad f_y = 2,810 \text{ kg/ cm}^2$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad \beta = 0.85$$

$$d = 183.41 \text{ cm} \quad f'c = 281 \text{ kg/ cm}^2$$

$$\frac{As^2 f_y^2}{1.7 f'c b} - As f_y d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.10}{f_y}$$

$$A_{s \max} = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \beta * \left(0.85 * \frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Sustituyendo valores en las formulas anteriores, da como resultado:

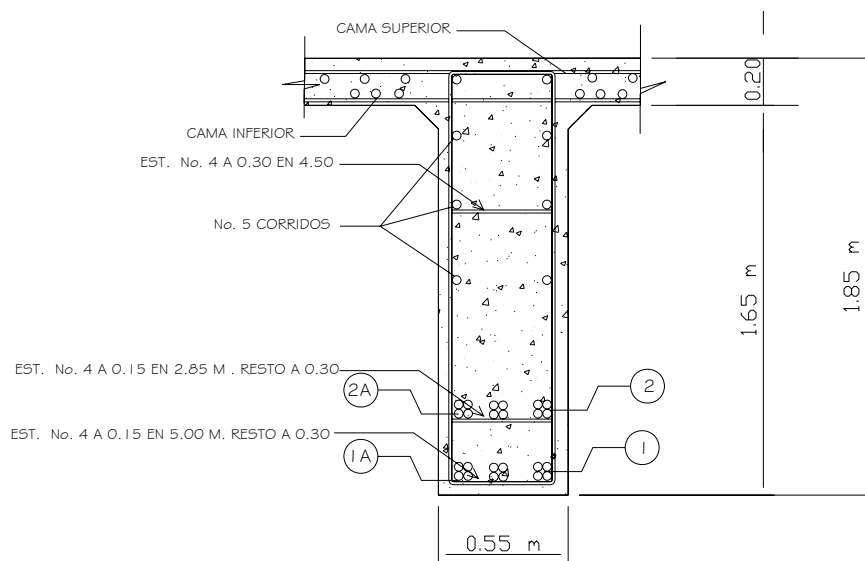
$$A_s = 87.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 50.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 249.16 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \min} < A_s < A_{s \max}$ OK

Figura 9. Detalle de armado a seis metros del apoyo de la viga



4.8.6.3 Diseño a corte

4.8.6.3.1 Esfuerzo por carga ultima

Es el esfuerzo cortante máximo, se obtiene en los apoyos, y se calcula por medio de la siguiente formula:

$$V_{\text{máx}} = W * \frac{L}{2} + \frac{\sum P}{2} \quad P = \text{peso de diafragma}$$

$$V_{\text{máx}} = 4,577.40 * \frac{30}{2} + 2,199.60$$

$$V_{\text{máx}} = 70,365.60 \text{ kg}$$

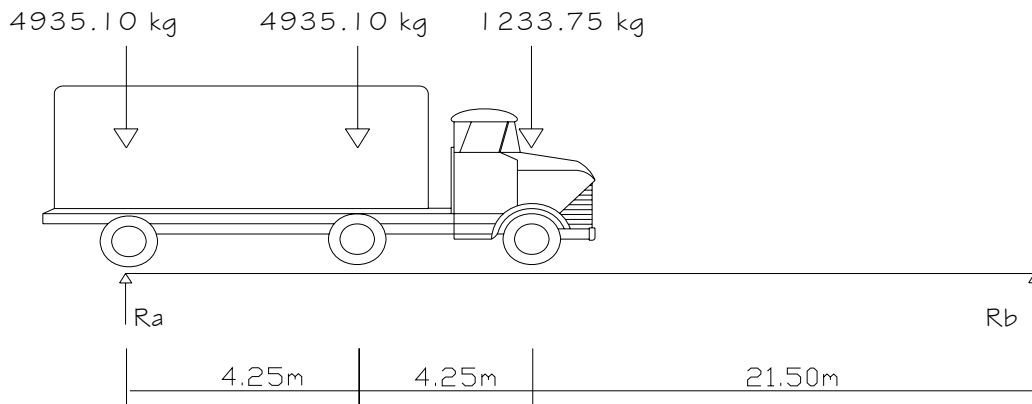
Para obtener el diagrama de corte real se analiza la viga a 6 m del apoyo, y se calcula de la siguiente manera:

$$V_{6\text{m}} = 4,544.40 * 6 = 27,266.40 \text{ kg}$$

4.8.6.3.2 Esfuerzo por sobrecarga

El esfuerzo por sobrecarga se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión esta ingresando al puente.

Figura 10. Diagrama de cargas para obtener corte máximo



Analizando por estática, se obtiene la reacción Ra:

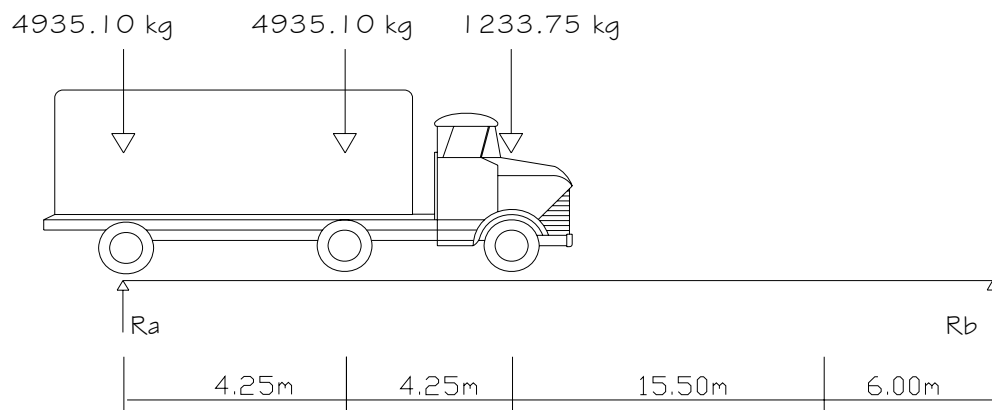
$$\sum Mb = 0 + \text{hacia la derecha}$$

$$30Ra - 4935.10(30) - 4935.10(25.75) - 1233.75(21.50) = 0$$

$$30Ra = 301,657.45$$

$$Ra = V_{\text{máx}} = 10,055.25 \text{ kg}$$

Figura 11. Diagrama de cargas para obtener corte a seis metros del apoyo



Analizando por estática el diagrama anterior, se determina el corte a 6m y a 15m del apoyo.

$$V_{6m} = \frac{1233.75(15.50) + 4935.10(19.75) + 4935.10(24)}{30}$$

$$V_{6m} = 7,834.45 \text{ kg}$$

$$V_{15m} = \frac{1233.75(6.50) + 4935.10(10.75) + 4935.10(15)}{30}$$

$$V_{15m} = 4,503.27 \text{ kg}$$

4.8.6.3.3 Esfuerzo debido al impacto

Se tomará como coeficiente de impacto $I = 22 \%$, y se le aplicará a los esfuerzos obtenidos por sobrecarga.

$$VI \text{ máx} = 0.22 * 10,055.25 \text{ kg} = 2,212.15 \text{ kg}$$

$$VI \text{ 6m} = 0.22 * 7,834.45 \text{ kg} = 1,723.58 \text{ kg}$$

$$VI \text{ 15m} = 0.22 * 4,503.27 \text{ kg} = 990.72 \text{ kg}$$

4.8.6.3.4 Esfuerzos cortantes totales

Los esfuerzos cortantes totales, son la sumatoria de todos los esfuerzos actuantes en la viga.

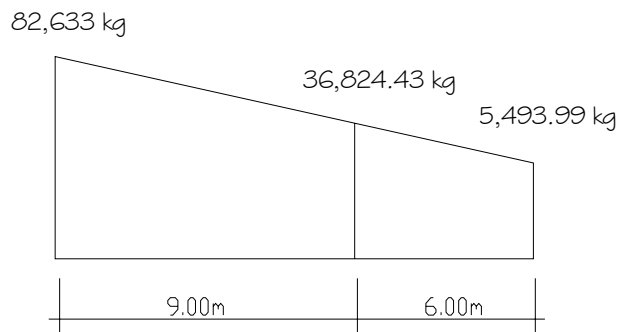
$$Vt \text{ máx} = 70,365.60 + 10,055.25 + 2,212.15 = 82,633 \text{ kg}$$

$$Vt \text{ 6m} = 27,266.40 + 7,834.45 + 1,723.58 = 36,824.43 \text{ kg}$$

$$Vt \text{ 15m} = 0 + 4,503.27 + 990.72 = 5,493.99 \text{ Kg}$$

4.8.6.4 Cálculo de refuerzo

Figura 12. Diagrama de corte real



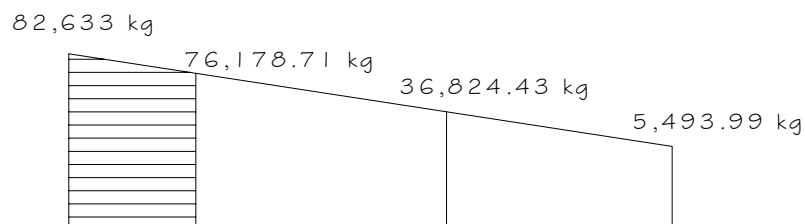
Con base en el diagrama de corte real, y con la siguiente fórmula, se calcula la fuerza última de resistencia del concreto a corte:

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

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 55 * 183.41$$

$$V_{rc} = 76,178.71 \text{ kg}$$

Figura 13. Diagrama de corte de diseño



Por medio del diagrama de corte de diseño se obtiene el corte máximo ($V_{m\acute{a}x}$). Una vez determinados estos esfuerzos V_{rc} y $V_{m\acute{a}x}$, se calcula el esfuerzo cortante que será absorvido por el acero; el cual se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$V_s = V_{m\acute{a}x} - V_{rc}$$

$$V_s = 82,633 - 76,178.71 = 6,454.29 \text{ kg}$$

4.8.6.4.1 Cculo de espaciamiento

Para el cculo del espaciamiento del estribo se utiliza la siguiente fórmula:

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_s}$$

Utilizando varilla No. 4, el espaciamiento quedará:

$$S = \frac{2 * 1.27 * 2810 * 183.41}{6,454.29} \quad S = 202.82 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = d / 2 \quad S_{m\acute{a}x} = 183.41 / 2 \quad S_{m\acute{a}x} = 91 \text{ cm.}$$

Según especificación ACI los estribos no deberán estar a más de 30 cm de separación, se utilizó 30 cm.

Según especificación ACI, el primer estribo debe colocarse a $S/2$. Se colocaran los estribos a cada 15 cm hasta 6 metros en la viga.

4.8.7 Diseño de diafragmas

La especificación de AASHTO 8.12.2 , indica que serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas rectangulares.

La especificación AASHTO 8.12.2, indica que un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19 m)

Debido a que la luz del puente es de 30m, se utilizarán dos diafragmas interiores, dos diafragmas exteriores, y estarán ubicados de la siguiente manera:

Figura 14. Ubicación de diafragmas en viga principal



4.8.7.1 Sección de diafragmas

Por especificación AASHTO, el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará con la siguiente fórmula:

$$\text{Diafragma interior} = h = \frac{3}{4} h_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} * 1.85 = 1.40 \text{ m}$$

$$h = 1.40 \text{ m}$$

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

$$\text{Diafragma exterior} = h = \frac{1}{2} h_{\text{viga principal}} = \frac{1}{2} * 1.85 = 0.95 \text{ m}$$

$$h = 0.95 \text{ m}$$

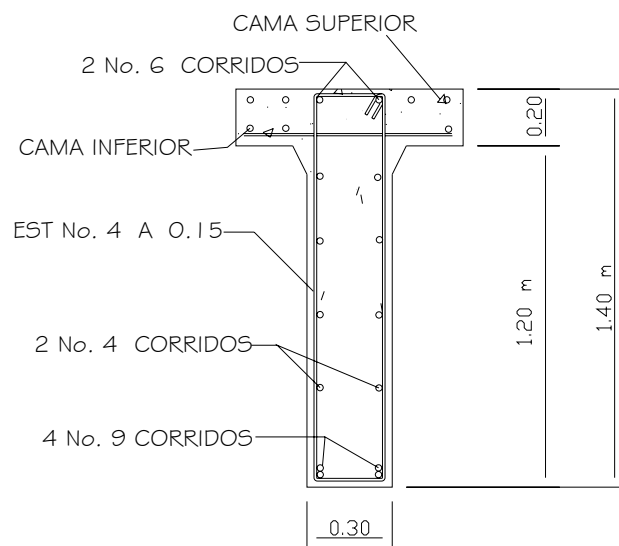
$$B = 0.30 \text{ m}$$

Según especificación AASHTO, el refuerzo que se le coloca, es el equivalente al acero mínimo requerido por la sección, en dos camadas.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.10}{f_y} * b * d$$

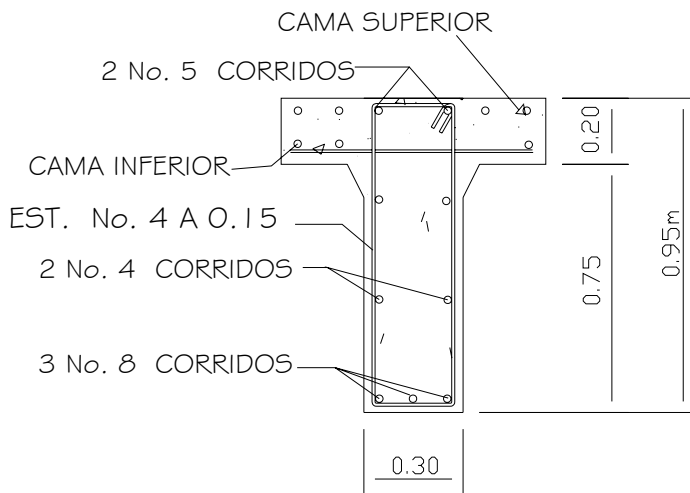
$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.10}{2810} * 30 * 132.50 = 20 \text{ cm}^2 = 2 \text{ varillas No. 6 y 4 varillas No. 9 y un refuerzo adicional equivalente a } 0.25 \text{ plg}^2$$

Figura 15. Detalle de armado de diafragma interior



$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.10}{2810} * 30 * 87.50 = 13.17 \text{ cm}^2 = 2 \text{ varillas No. 5 y 3 varillas No. 8 y un refuerzo adicional equivalente a } 0.25 \text{ plg}^2$$

Figura 16. Detalle de armado de diafragma exterior



4.8.7.2 Corte

$$V_{\text{máx}} = 82,633 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 82,633 * 0.10 = 8,263.30 \text{ kg}$$

$$V_{\text{rc interior}} = 0.85 * 0.53 * (281)^{\frac{1}{2}} * 30 * 132.5 = 30,018.23 \text{ kg}$$

$$V_{\text{rc exterior}} = 0.85 * 0.53 * (281)^{\frac{1}{2}} * 30 * 87.5 = 19,823.36 \text{ kg}$$

$V_{\text{rc}} > V_{\text{actuante}}$, es espaciamiento del estribo será:

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S_{\text{diaf interior}} = 132.5/2 = 66.25 = 65 \text{ cm}$$

$$S_{\text{diaf exterior}} = 87.5/2 = 43.75 = 40 \text{ cm}$$

Se usara estribo No. 4 @ 15 cm.

4.8.8 Diseño de subestructura

La subestructura está compuesta de: cortina, viga de apoyo, y estribo.

4.8.9 Diseño de asiento o base (neopreno)

En los apoyos se deberá colocar neopreno, que es una especie de caucho, el cual permite una homogeneidad en la unión de la viga principal, con la viga de apoyo, permitiendo un equilibrio de esfuerzos. Existen diferentes resistencias para este tipo de material, según las cargas, y colocando específicamente el necesitado, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga.

Se calculará de la siguiente:

Donde: P = Corte último de diseño

A_p = Area de aplastamiento en cm^2

$$A_p = \frac{P}{\phi * f'_c}$$

$$A_p = \frac{82,633}{0.9 * 281} = 326.74 \text{ cm}^2$$

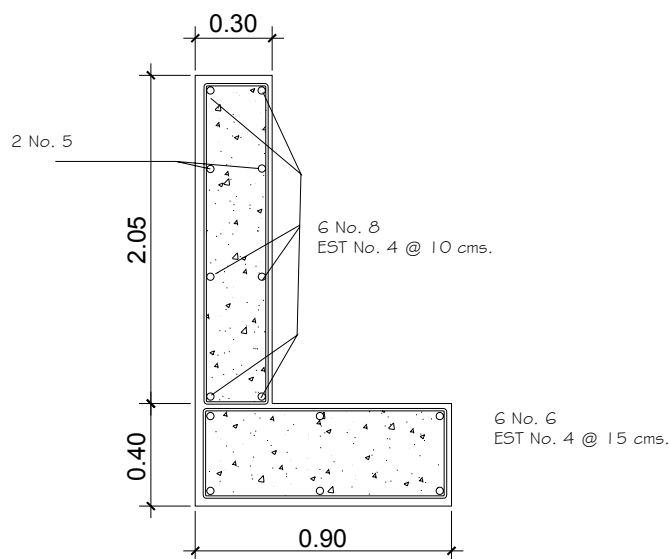
$$B = \sqrt{326.74} = 18.07 \text{ cm}$$

Utilizar una base de Neopreno de 20 *20 cm. Con un espesor de $\frac{3}{4}$ “

4.8.10 Diseño de cortina

Para determinar la geometría de la cortina se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente, y el espesor del apoyo de la superestructura.

Figura 17. Geometría de la cortina y viga de apoyo



Según AASHTO 3:22:1a, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de la tierra, fuerza longitudinal, y la fuerza de sismo.

Para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de cargas:

Según AASHTO 3:22: 1a

Grupo III: esfuerzo 130%

$$M = 1.3 (E_{sob} + E_s + LF)$$

Grupo VII: esfuerzo 130%

$$M = 1.3 (E_{sob} + E_s + S)$$

En donde

Esob = sobrecarga de 2 ´ aplicada al centro de la cortina

Es = carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina

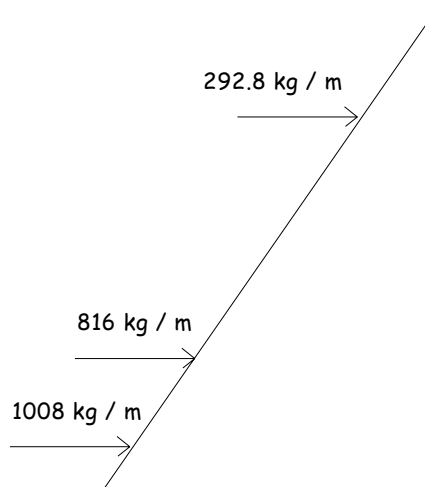
LF = fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina

S = fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

4.8.10.1 Cálculo de empuje del suelo (E)

De acuerdo a la especificación AASHTO 1.2.19, la cortina no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido igual a 480 kg/m^3 .

Figura 18. Diagrama de presiones



$$E = 292.8 * 2.05 + 292.8 * 2.05 * 0.50$$

$$E = 900.36 \text{ kg / m}$$

4.8.10.2 Cálculo de fuerza longitudinal

Según AASHTO 1.2.13, la FL será el 5 % de la carga viva, y su centro de gravedad.

$P_{\text{camion}} = 14,514.96 \text{ kg}$ por eje

$P = 7,257.48 \text{ kg}$ por llanta

$LF' = (0.05 * P) / 2H$ $LF' = (0.05 * 7257.48) / 2 * 2.05 = 88.50 \text{ kg / m}$

Por ser 2 llantas $LF' = 2 * 88.50 = 177.01 \text{ kg / m}$

Actuando a 6' sobre la superficie

AASHTO 3.9.1

El brazo de la LF brazo = 6' + H cortina = 1.8288 + 2.05 = 3.8788 m

Pto de aplicación = 2.05

4.8.10.3 Cálculo de fuerza de sismo

Se utilizará un 8 %, según la sección de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

Peso propio = $0.30 * 2.05 * 2,400 = 1,476 \text{ kg/m}$ de ancho

$S = 0.08 * 1,476 = 118.08 \text{ kg/m}$

Pto de aplicación = 1.025 m

Grupos de cargas

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

$$M = 1.3 ((292.8 * 2.05 * 1.02) + (292.8 * 2.05 * 0.5 * 0.68) + (177.01 * 2.05))$$

$$M = 1,532.95 \text{ kg – m}$$

Grupo VII $M = 1.3 (E_{sob} + E_s + S)$

$$M = 1.3 ((292.8 * 2.05 * 1.02) + (292.8 * 2.05 * 0.5 * 0.68) + (118.08 * 1.02))$$

$$M = 1,217.79 \text{ kg – m}$$

El momento máximo corresponde al grupo III

4.8.10.4 Cálculo de refuerzo

$$M = 153,295 \text{ kg –cm}$$

$$\phi = 0.9$$

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

$$b = 2.05 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_s^2 f_y^2}{1.7 f'c b} - A_s f_y d + \frac{Mu}{\phi} = 0$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14.10}{f_y}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \beta * \left(0.85 * \frac{f'c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{f_y + 6090} \right)$$

Sustituyendo valores en las formulas anteriores, da como resultado:

$$A_s = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 25.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 126.58 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ min}}$ es mayor que el área de acero A_s , se utilizará $A_{s \text{ min}}$:
Utilizar 6 varillas No 8.

4.8.10.5 Corte

Para calcular el corte de diseño se utilizan los siguientes grupos de cargas:

Según AASHTO 3:22:1b

$$\text{Grupo III: esfuerzo } 130\% \quad V = 1.3 (F + LF)$$

$$\text{Grupo VII: esfuerzo } 130\% \quad V = 1.3 (F + S)$$

En donde:

F = empuje

LF = Fuerza horizontal

S = sismo

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

$$V = 1.3(900.36 + 88.50) = 1,285.52 \text{ kg}$$

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

$$V = 1.3(900.36 + 118.08) = 1,323.97 \text{ kg}$$

El corte máximo corresponde al grupo VII

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 205 * 25 = 38,702.75 \text{ kg}$$

Como $V_{rc} > V_{m\acute{a}x}$, se usará espacimienta máximo, $S = d/2 = 25/2 = 12 \text{ cm}$

Utilizar estribo No. 4 @ 10 cm.

4.8.10.6 Diseño de la viga de apoyo

Se diseñara por aplastamiento, ya que no soporta flexión.

El cculo de refuerzo será, debido a que la viga de apoyo solo se chequea por aplastamiento, el refuerzo que se le colocará longitudinalmente, será el equivalente al A_{smin} .

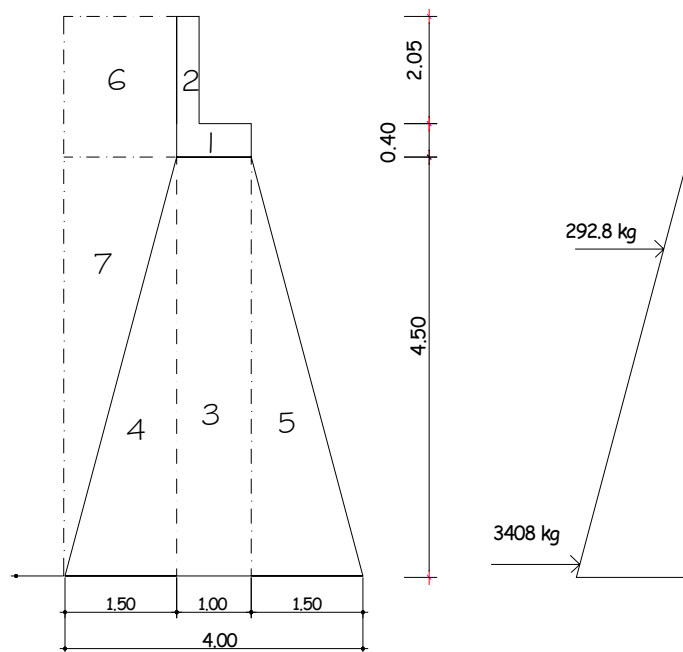
$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.10}{2810} * 90 * 35 = 15.81 \text{ cm}^2$$

Utilizar 6 No. 6 + Estribo No. 3 @ 15 cms

4.8.11 Diseño del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que el diseño es más simple, ya que consiste en asumir la sección, y luego verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Figura 19. Geometría y diagrama de presiones del estribo



Para el cálculo de la presión en la cota de cimentación se utiliza una relación de triángulos.

4.8.11.1 Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo es el producto del empuje de la tierra sobre el estribo, y se determina de la siguiente manera:

$$\text{Empuje} = \text{presión} * \text{altura}$$

$$\text{Momento} = \text{empuje} * \text{brazo}$$

Tabla VI. Cálculo del momento de volteo

Sección	Altura (m)	Presión (Kg)	Empuje (Kg)	Brazo (m)	Momento kg- m
I	6.95	292.8	2034.96	3.47	7061.31
II	3.47	3408	11825.76	2.32	27435.76

$$13860.72 = \text{MV} \quad 34497.07$$

4.8.11.2 Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura, y el relleno, se obtiene de la siguiente manera:

Área = área de la sección

Peso = área de la sección * peso específico del concreto

Momento = Peso * brazo

Tabla VII. Cálculo del momento estabilizante

Sección	Area(m ²)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento kg-m
1	0.615	1476	2.3	3394.8
2	0.31	864	2	1728
3	4.5	11250	2	22500
4	3.37	8425	3	25275
5	3.37	8425	1	8425
6	3.8	8208	3.27	26881.2
7	3.37	7279.2	3.5	25477.2

$$W = 45927.2 \quad ME = 113681.2$$

4.8.11.3 Revisión del muro sin superestructura

Se harán las verificaciones para un muro de contención por gravedad:

$$\text{Volteo} = ME / MV > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = W / E > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = W / A * (1 \pm (6 * e/b)) < V_s$$
$$> 0$$

En donde:

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área de la sección

e = excentricidad = $b/2 - a$

$a = (ME - MV) / W$

b = base

$V_s = \text{Valor Soporte} (26,500 \text{ kg/ m}^2)$

- **Volteo**

$$ME/MV = 113,681.20 / 34,497.07 = 3.29 > 1.50$$

- **Deslizamiento**

$$D = 0.5 (45,927.20/13,860.72) = 1.65 > 1.50$$

- **Presiones**

$$a = (ME - MV) / W = (113,681.20 - 34,497.07) / 45,927.20 = 1.72$$

$$3 * a = 5.16 \text{ m}$$

$$e = b/2 - a \quad e = 4/2 - 1.72 = 0.28$$

$$\text{Presiones} = P = W / A * (1 \pm (6 * e/b))$$

$$P = 45,927.20/4 * (1 \pm (6 * 0.28/4))$$

$$P_{\text{máx}} = 16,304.15 \text{ Kg} / \text{m}^2 < V_s \text{ cumple}$$

$$P_{\text{min}} = 6659.44 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \text{ cumple}$$

4.8.11.4 Revisión del muro con superestructura y carga viva

La siguiente verificación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura, y la carga viva. La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo $R_a = 10,055.25 \text{ kg}$, (ver cálculo en el inciso 4.8.6.3.2). El punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base 2 m. El peso de la superestructura se calcula de la siguiente forma:

Carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = 2400 * 0.20 * 1 * 6 = 2,880 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 * 0.55 * 1.85 * 6 = 14,652 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cera}} = 2400 * 0.15 * 0.90 * 1 = 324 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf}} = 2400 * 0.30 * 1.40 * 1 = \underline{1,008 \text{ kg}}$$

$$\text{Carga muerta} = 18,864 \text{ kg}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (ME_2), que es el que produce la aplicación de la carga viva, y la carga muerta.

La suma de ME2 y ME (peso propio del estribo), darán como resultado el momento estabilizante total. Se hará el mismo procedimiento para calcular los valores de a y e como lo indica el inciso 4.8.11.3, para el cálculo de presiones que no deben de exceder del valor soporte del suelo.

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

$$ME2 = (10,055.25 + 18,864) \times 2$$

$$ME2 = 57,838.50 \text{ kg}$$

$$MET = ME2 + ME$$

$$MET = 57,838.50 + 113,681.20$$

$$MET = 171,519.70 \text{ kg}$$

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

$$WE = (45,927.20 + 10,055.25 + 18,864)$$

$$WE = 74,846.45 \text{ kg}$$

Verificación de presiones:

$$a = (MET - MV) / (CM + CV + W)$$

$$a = (171,519.70 - 34,497.07) / 74,846.45$$

$$a = 1.83 \text{ OK}$$

$$e = b/2 - a \quad e = 4/2 - 1.83 = 0.17 \text{ m}$$

$$P = (WE / A) * (1 \pm (6 * e) / b)$$

$$P1 = 23,389.52 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$$

$$P2 = 14,033.71 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$$

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

Con los datos obtenidos se realiza el procedimiento de verificar nuevamente el estribo por volteo, deslizamiento y presiones, considerando los mismos parámetros que para la verificación de muro solo.

$$W2 = W + CM = 45,927.20 + 18,864 = 64,791.20 \text{ kg}$$

$$ME3 = ME + (CM \times \text{brazo}) = 113,681.20 + (18,864 \times 2)$$

$$ME3 = 151,409.20 \text{ kg} - \text{m}$$

$$FH = 1.08 \times E \times 0.08 \times W2 = 1.08 \times 13,860.72 + 0.08 \times 64,791.20$$

$$FH = 20,152.87 \text{ kg}$$

Tabla VIII. Cálculo de momento estabilizante sin carga viva

Sección	Area(m ²)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento kg-m
1	0.615	1476	5.93	8752.68
2	0.31	864	4.7	4060.8
3	4.5	11250	2.25	25312.5
4	3.37	8425	1.5	12637.5
5	3.37	8425	1.5	12637.5
6	3.8	8208	5.73	47031.84
7	3.37	7279.2	3	21837.6

$$W = 45927.2$$

$$ME2 = 132,270.42$$

$$MEQ = 0.08 \times MV2 = 0.08 \times 132,270.42 = 10,581.63 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME3 = (1.08 \times 34,497.07) + (18,864 \times 0.08 \times 4) + 10,581.63$$

$$ME3 = 53,874.95 \text{ kg} - \text{m}$$

Verificaciones:

- **Volteo**

$$\text{Volteo} = ME2 / MV3 = 57,838.50 / 53,874.95 = 1.07$$

- **Deslizamiento**

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 \times W2 / FH = 0.50 \times 64,791.20 / 20,152.87 = 1.61$$

- **Presiones**

$$a = (ME3 - MV3) / W2 = (151,409.20 - 53,874.95) / 64,791.20$$

$$a = 1.50$$

$$e = b/2 - a = 4/2 - 1.50 = 0.50 \text{ m}$$

$$P = (W2/A) \times (1 \pm (6xe/b)) = (64,791.20 / 4) \times (1 \pm 6 \times 0.50 / 4)$$

$$P \text{ máx} = 28,346.15 \text{ kg/ m}^2 \text{ OK}$$

$$P \text{ min} = 7,086.54 \text{ kg/ m}^2 \text{ OK}$$

4.8.12 Presupuesto de Puente vehicular

Tabla IX. Presupuesto

PRESUPUESTO

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECERA

UBICACIÓN: AGUA BLANCA, JUTIAPA

RESUMEN

NO.	REGLON	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT.	TOTAL
1	Trabajos preliminares	M ²	2500	41.86	Q 104,650.00
2	Excavación	M ³	200	121.59	Q 24,318.00
3	Estribo+aletones	unidad	2	59893.05	Q 119,786.10
4	Viga principal	unidad	2	62029.81	Q 124,059.62
5	Cortina y viga de apoyo	unidad	2	6381.77	Q 12,763.54
6	diafragma interior	unidad	2	3916.91	Q 7,833.82
7	diafragma exterior	unidad	2	3228.11	Q 6,456.22
8	Barandal	unidad	2	9740.47	Q 19,480.94
9	Losa,acera	M ²	185	394.28	Q 72,941.80
10	Bodega	unidad	1	6171.2	Q 6,171.20
11	Aproche	unidad	2	21280	Q 42,560.00
	SUBTOTAL				Q 541,021.24
	FIANZAS (15%)				Q 81,153.18
	IMPUESTOS (12%)				Q 64,922.55
	IMPREVISTOS (10%)				Q 54,102.12
	SUBTOTAL DE LA OBRA				Q 541,021.24
	COSTO TOTAL DE LA OBRA				Q 741,199.09
	COSTOTOTAL EN DOLARES		(Q7.67=\$1.00)		\$ 96,636.12

(ver costos unitarios en anexo No. 2)

4.8.13 Cronograma de ejecución

Tabla X. Cronograma de ejecución

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

PROYECTO DE PUENTE VEHICULAR DE ACCESO A LA CABECRA MUNICIPAL DE AGUA BLANCA
 UBICACIÓN: AGUA BLANCA
 MUNICIPIO: AGUA BLANCA
 DEPARTAMENTO: JUTIAPA

No.	ACTIVIDAD	2 MESES	4 MESES	6 MESES	8 MESES	10 MESES	12 MESES
1	Levantamiento topografico	■					
2	Limpieza y excavación	■					
3	Base de Estribo y Pila	■	■				
4	Pantalla de estribo	■	■				
5	Construcción de Vigas de Apoyo		■	■			
6	Construcción de cortina			■			
7	Desencofrado de vigas y cortina			■	■		
8	Const de vigas principales y diafragmas			■	■		
9	Construcción de Losa y voladizo				■	■	
10	Desencofrado de superestructura					■	
11	Construcción de barandal					■	■
12	Desencofrado de Barandal						■
13	Rellenos						■
14	Limpieza y entrega del proyecto						■

5. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

5.1 Obras de arte

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado, y son empleados como medios de inspección, y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, los pozos de visita sirven para:

- Toda intercepción de colectores.
- Al comienzo de todo colector.
- En todo cambio de sección o diámetro.
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros.

El mantenimiento se realiza con limpieza de pozos.

5.2 Tubería

La tubería como parte principal del sistema de alcantarillado sanitario, tiene una operación diaria, trabajando a media sección de la tubería, y transportando las aguas negras hasta la planta de tratamiento.

El incremento del costo de construcción, reduce el costo de mantenimiento, siendo este, limpieza por obstrucciones en la tubería, y cambio de empaques de hule en acoples de la tubería.

En conexiones domiciliarias, ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, es costumbre establecer, y dejar previsto una conexión en T en cada lote edificado o en cada lugar donde tenga que conectar un desague doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas, y raíces.

5.3 Puente vehicular

5.3.1 Mantenimiento de la superestructura

La superestructura de los puentes que trataré, son de acero, y de concreto. La superestructura de acero está constituida por vigas, armaduras o arcos. Las, superestructuras de concreto están constituidas generalmente por losas, y vigas.

La superestructura de concreto tienen un problema común en que la capa de rodamiento es parte integral de la estructura, y cualquier pérdida de adherencia entre el acero, y el concreto debido a las astilladuras a la corrosión del acero o al desgaste, reduce seriamente la capacidad de carga de la estructura. La pérdida de adherencia es de particular importancia donde el acero de refuerzo está cercano a la superficie superior de la losa (en los puntos de momento negativos).

Las losas de concreto por lo general, la astilladura del concreto indicará, por lo menos, la remoción del concreto deteriorado, limpieza del acero, y reparación menor con concreto de alta calidad, adherido adecuadamente para restaurar el recubrimiento del acero, cuando la losa no puede absorber la carga, es necesario la obra falsa.

La pérdida de adherencia del acero en la parte superior de la losa, probablemente esté asociada con la astilladura del concreto debido a la corrosión del acero, como la corrosión se asocia a la penetración del agua hasta el acero, se considera que una membrana impermeable es una medida preventiva satisfactoria para muchas áreas.

El mantenimiento adecuado de los orificios de drenaje en la losa evitará que el agua quede retenida. Extendiendo los drenajes del piso del puente debajo de las vigas, minimizará el deterioro del concreto, y la posible corrosión del acero. Se puede hacer muy poco para evitar los daños por colisión en los puentes para paso a desnivel. El claro vertical máximo reducirá los daños pero es muy raro que los elimine. Debe darse mucha atención a la colocación de señales preventivas.

Las vigas de las estructuras usadas como paso a desnivel son las más vulnerables cuando se golpean por cargas de altura irregular.

Los daños pueden ir desde una insignificante raspadura, que puede ignorarse, hasta daños que hagan necesaria la restricción del tránsito o el cierre total del puente.

Las descargas no controladas de los drenajes de la losa pueden dañar las vigas de concreto, si se deja al tiempo, causará también corrosión, y pérdida de sección en el acero de refuerzo.

Corrección para proporcionar nueva adherencia de las barras de refuerzo, es necesario la reparación del concreto a una profundidad parcial. Si el procedimiento de reparación requiere dejar todas las barras de acero sin adherencia, es probable que se necesite obras falsas debajo de la estructura mientras se está haciendo la reparación. En áreas a compresión, se pueden hacer reparaciones a profundidad parcial, sin necesidad de obra falsa; sin embargo, en áreas de tensión, será necesaria la obra falsa para absorber la carga muerta antes de que se repare cualquier área significativa.

Cualquier concreto astillado debe reemplazarse. Las áreas más sensibles son por supuesto, en los puntos de esfuerzo máximos.

Una viga golpeada por las cargas de altura ilegal en pasos a desnivel, puede sufrir daños graves. Las fracturas superficiales solo requieren reparaciones menores con concreto de alta calidad adherido apropiadamente para reponer el recubrimiento del acero de refuerzo.

Las vigas agrietadas, sin que el acero se haya roto o esté desplazado horizontalmente, pueden repararse generalmente en sitio, utilizando inyecciones epóxicas. Si la reparación de la viga no es posible, solo queda la alternativa de reemplazarla por otra viga.

Para el mantenimiento adecuado de los puentes, es preciso asegurar un buen drenaje en el tablero. El drenaje deficiente, provocará agua estancada sobre un puente, constituye un riesgo para el tránsito, y puede influir en un deterioro generalizado de la estructura. El drenaje deficiente se debe generalmente a la acumulación de suciedad, y desperdicios que obstruyen el sistema. El agua retenida, puede contener materiales corrosivos susceptibles de atacar los elementos estructurales del puente.

Los tubos de descarga de pequeño diámetro, las bastantes muy largas, los tramos de tubería con pendientes inadecuados, y los cambios muy pronunciados de dirección, contribuyen todos a la obstrucción del sistema.

Los tubos de descarga cortos que drenan directamente bajo el puente, pueden provocar la corrosión del acero estructural, y las pilas de concreto, así como la erosión de los taludes del terraplén de acceso.

Las rejillas facilitan generalmente un buen drenaje, pero la suciedad, y los materiales corrosivos pueden acumularse sobre los elementos metálicos debajo de la losa.

Corrección, remover la suciedad y desperdicios de los tubos de descarga mediante agua a presión, y sondas metálicas, cuidando que la sonda no perfora la tubería, en las rejillas además de remover la suciedad, muchas veces es necesario repararlas.

Medidas preventivas se pueden practicar inspecciones frecuentemente, y limpiar para evitar la acumulación de suciedad, y desperdicios. Se puede aplicar capas protectoras al acero estructural para evitar su corrosión.

Los taludes de los accesos pueden protegerse con materiales asfálticos, empedrados, o concreto.

El detalle más importante para prevenir el atascamiento del sistema de tuberías, es que su diseño permita el fácil acceso, y que se disponga de registros de limpieza.

La acera constituye la porción de área del piso del puente que sirve para el tránsito de peatones. Las aceras se constituyen comúnmente a nivel más elevado que la pista, para proporcionar seguridad a los usuarios. Existen varios tipos de acera, las más comunes son las de concreto.

Estas son susceptibles de grietas, y astilladuras debido a impactos, movimientos estructurales o térmicos; esto provoca corrosión en el acero de refuerzo, y muchas veces un mal drenaje.

Corrección, las grietas, fracturas, huecos, escamaduras u otro deterioro requieren la remoción del concreto dañado hasta encontrar un concreto sano (si existe acero de refuerzo dañado, debe dejarse sin herrumbre o sustituir con nuevas barras donde se halla perdido sección), debe limpiarse adecuadamente la superficie y utilizar concreto con un adhesivo integrado o imprimir antes la superficie con el adhesivo, para que exista una buena adherencia.

Es necesario que exista un buen drenaje en las aceras para evitar depósitos de agua.

La medida preventiva del deterioro del concreto causado por la penetración de humedad, se puede evitar por medio de una cubierta de concreto impermeable, esto se puede reducir en gran parte si se usa concreto con aire comprimido.

Debe pintarse la cara vertical con colores fácil de detectar, para evitar los impactos por colisión.

Las barandas son defensas que se construyen en los bordes de las aceras para proteger o guiar tanto al tránsito vehicular como al peatonal, y muchas veces para proteger elementos del puente. Existen de varias clases, pero las más comunes son las de concreto, acero, y aluminio.

Las juntas son unas de las partes altamente importantes de la superestructura de un puente, que con frecuencia escapa a la atención, la constituye el sistema de juntas en el tablero, o la losa.

Las juntas se diseñan para proporcionar la libertad de los movimientos rotacionales, y transversales de la superestructura sometida a la carga viva o expansión, y contracción térmica así como también, a la completa impermeabilización de la abertura de la junta.

5.3.2 Mantenimiento de la subestructura

Desde el punto de funcionamiento las subestructuras se clasifican en estribos, y pilas, cada una tiene sus propios componentes para su buen funcionamiento.

Los problemas más comunes que se encuentran en estribos de concreto ciclópeo son; los asentamientos o desplazamientos, los agrietamientos verticales causados por los asentamientos diferenciales, deterioros tanto superficiales como por el nivel de agua.

Primero que todo, si existe un asentamiento se debe tratar al máximo de verificar si se ha estabilizado o si aun continua el movimiento, si ocurre movimiento debe determinarse su origen, y corregirlo. Si ha cesado el movimiento, debe nivelarse los dispositivos de apoyo, para evitar esfuerzos fuera de plano.

Cualquier grieta que exista es necesario eliminarla, lo más recomendable es hacer una incisión en forma de V, limpiar con aire, y luego llenar a presión con concreto adecuado, esto evitará la filtración de agua, y materiales ajenos a la estructura.

En la construcción de puentes se utilizan un número de diferentes configuraciones de dispositivos de apoyo, la mayoría pertenecen a dos tipos, los fijos que resisten el desplazamiento, y permiten la rotación de la superestructura debido a la deflexión; mientras que los otros, los de expansión, permiten tanto el desplazamiento como la rotación.

Los materiales más usados para los dispositivos de apoyo son: de neopreno., bronce o una combinación de estos.

Los apoyos de neo-preno son de un tipo de apoyo que es de un material diferente a los anteriores, y se utiliza por lo general en vigas de concreto, por lo general el apoyo elastomero de expansión, se diseña para que se adapte tanto al movimiento vertical como horizontal por su propia distorsión. Si se desea mantener el apoyo en posición, y distribuir mejor la carga, se puede incorporar planchas sobre y debajo del apoyo.

Los mayores problemas que se encuentran en casi todo tipo de apoyos, es la acumulación de basura, y tierra. Otro es, en los de tipo metálico, la pérdida del sistema de protección, tal como la pintura o el galvanizado, la cual produce la corrosión tanto de los anclajes, planchas, dispositivos, etc, y causan el bloqueo o dificultan el movimiento del apoyo; también los desplazamientos de su posición original son perjudiciales a la estructura.

Para corregir estos problemas es necesario limpiar bien, cualquier tipo de apoyo, reparar o reemplazar el sistema de protección con pintura; si existe corrosión, y no es severa, debe eliminarse bien antes de protegerlos.

Si la corrosión alcanza grado de herrumbre o impide el funcionamiento adecuado del dispositivo de apoyo será necesario reemplazar los elementos afectados.

Como medida preventiva, se debe tener un programa de limpieza de los apoyos, y del área donde están colocados; como la mayor parte de humedad, y el sucio caen por el sistema de juntas, esta limpieza debe programarse paralelamente con el mantenimiento de estas.

También es necesario un programa de pintura a intervalos regulares para evitar la corrosión de las piezas de metal; se puede incluir en las vigas de apoyo una pendiente de 1 a 2% en las partes donde no asientan los dispositivos de apoyo, para drenarlas.

6. ANÁLISIS DE RIESGO Y VULNERABILIDAD

6.1 Generalidades

Todo tipo de infraestructura debe ser proyectada tomando en consideración las amenazas naturales, y características del área en el cual se encuentra ubicado el proyecto. Muchos de los problemas que se han presentado en los sistemas son como consecuencia de fenómenos naturales, ya que dichos fenómenos no se consideran en la etapa de concepción, planificación, diseño, construcción, y operación. Razón por la cual el análisis de riesgo, y vulnerabilidad es de gran importancia para evaluar los sistemas existentes, y por construir.

Los planes de mitigación, y emergencia se fundamentan en el mejor conocimiento posible de la vulnerabilidad del sistema, algunos de los factores importantes que deben considerarse son:

- Deficiencias en su capacidad de prestación de servicios u operatividad.
- Debilidades físicas de los componentes ante las solicitudes externas.
- Debilidades de organización ante las eventuales emergencias que se puedan ocasionar.

De una manera general, a la identificación, y cuantificación de estas debilidades se le denomina análisis de vulnerabilidad, y se puede definir como el proceso mediante el cual se determina el comportamiento esperado del sistema, y sus componentes, para resistir en forma adecuada los efectos debidos a un desastre.

A la vez este análisis cumple objetivos básicos los cuales son:

- Identificar, y cuantificar las amenazas que puedan afectar el sistema: tanto las naturales, como las provocadas por el hombre.
- Estimar la susceptibilidad de daños de aquellos componentes del sistema valorados como fundamentales para asegurar el buen funcionamiento de las obras.
- Definir las medidas a incluir en el plan de mitigación, los cuales estén encaminados a disminuir la vulnerabilidad física de los componentes.
- Identificar medidas, y procedimientos para elaborar el plan de emergencia de acuerdo a las debilidades identificadas, lo cual facilitará la movilización de la empresa para suplir el servicio en condiciones de emergencia.
- Evaluar la efectividad de los planes de mitigación, y emergencia, e implementar actividades de capacitación, tales como: simulacros, seminarios, y talleres.

6.2 Amenazas existentes

6.2.1 Terremotos

Según su magnitud, los terremotos pueden producir fallas en las rocas, en el subsuelo, hundimientos de la superficie del terreno, derrumbes, deslizamientos de tierras y avalanchas de lodos, puede producir destrucción, y otros daños directos en cualquier parte de la estructura, y subestructura de un puente, y un sistema de alcantarillado sanitario.

La magnitud, y características de los daños estará usualmente relacionada con:

- La magnitud del terremoto y la extensión geográfica que cubre;
- El diseño de las obras, su calidad constructiva, su mantenimiento, y estado real a la fecha del desastre.
- La calidad del terreno donde se sitúan las obras y también el de la zona adyacente ya que existe la posibilidad de que las obras mismas resistan al sismo, pero un deslizamiento de tierras adyacentes podría causar daños por efecto “en cadena” del terremoto, lo cual podría dañar las tuberías del drenaje, estas se construyen bajo el nivel del suelo; luego se rellenan, por lo que no están usualmente a la vista. Las estructuras enterradas reaccionan, frente a un sismo, de manera distinta que los edificios o estructuras sobre el nivel del suelo.

En las obras sobre el nivel del suelo, que en su mayor parte están a la vista, la apreciación visual de los daños es casi desde el momento de producirse un sismo. En estas obras, la resistencia de la estructura depende de la relación entre su rigidez y su masa, mientras que para las tuberías enterradas no es relevante la masa, sino principalmente las deformaciones del terreno producidas por el movimiento telúrico; es importante mencionar que se puede esperar menores daños en las tuberías relativamente más flexibles (de PVC).

Algunos de los efectos que pueden ser esperados en caso de terremotos o sismos, en los sistemas de alcantarillado y un puente son:

- Destrucción total o parcial de la superestructura, y subestructura, del puente.
- Fallas (Grietas) en losa, vigas principales, diafragmas, estribos, cortina y corona de dichos elementos, así como en pozos de visita en lo se refiere en un sistema de alcantarillado. Estas fallas pueden variar desde las fácilmente reparables, hasta las que implican reconstruir totalmente la obra.

- Variación en el nivel freático y en caudales.
- Asentamiento del puente debido al movimiento sísmico.
- Destrucción de rampas de acceso al puente.

En el terremoto de 1976 las fallas que sufrieron las viviendas, y edificaciones fueron considerables, y en el área existe la actividad de temblores de escalas menores se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a terremotos es del 25%.

6.2.2 Huracanes

La vulnerabilidad a los huracanes está muy influenciada por el tipo de construcción, la intensidad de los vientos huracanados puede ser modificada por la topografía del área adyacente al sitio de interés; los efectos o daños que pueden causar los huracanes radican principalmente en obras sobre el nivel del suelo. El riesgo de daños aumenta en relación directa con la altura de las obras y con la superficie expuesta al viento; los daños dependen de la resistencia al viento con que hayan sido construidas las obras.

El huracán Stan causó mayores daños en obras superficiales, y no existe el registro de algún otro huracán en los últimos 20 años, por lo que se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a huracanes es del 10%.

6.2.3 Inundaciones

Este es un fenómeno natural que tienen como origen la lluvia, el crecimiento anormal del nivel del mar, la fusión de la nieve en gran volumen o en combinación de estos fenómenos. La precipitación que cae en una zona determinada es el resultado de una serie de factores que influyen sobre la lluvia, tales como:

- La altitud: de manera general se puede indicar que la precipitación disminuye con la altitud porque la disminución de la temperatura hace decrecer la humedad atmosférica.
- Distancia a la fuente de humedad: mientras más cercana se encuentre la zona a fuentes de humedad como mar, lagos, entre otros, existirá mayor posibilidad de lluvias.
- Presencia de montañas: el ascenso orográfico favorece la precipitación. Así, en una cadena montañosa ocurren precipitaciones más pesadas o intensas en las laderas expuestas a los vientos, cayendo solo trazas de lluvia en la ladera no expuesta de las montañas.

Este fenómeno puede causar diversos daños, el riesgo más serio, y grave por su consecuencia la destrucción total del puente.

- Los posibles daños a la subestructura de un puente, pueden ser los siguientes:
 - Erosionar los suelos por ende, desenterrar, e incluso llevarse, el puente.
 - Hacer subir el nivel del agua en la quebrada.
 - Arrastre de rocas que puedan golpear a la subestructura.

- Inundación del área cercana al puente.

Debido a las características topográficas, y precipitaciones que se dan en el lugar se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a inundaciones es del 5%.

6.2.4 Deslizamientos

Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aun persiste cierto grado de incertidumbre en su predicción, rapidez de ocurrencia, y área afectada, ocurren muy a menudo durante un terremoto en terrenos no consolidados con fuertes pendientes y suelos suaves, y finos, no se tiene oportunidad de elegir en relación con la geología de la zona. Los principales factores que influyen en la clasificación de los deslizamientos son:

- Forma de movimiento.
- Forma de la superficie de falla.
- Coherencia de la masa fallada.
- Causa de la falla.
- Desplazamiento de la masa.
- Tipo de material.
- Tasa de movimiento.

El suelo por donde está ubicado el puente es rocosa, lo cual disminuye el riesgo de deslizamiento, por lo que se concluye que la vulnerabilidad de la estructura debido a deslizamientos es del 5%.

6.3 Estimación de la vulnerabilidad

Al realizar el análisis de los factores que pueden afectar al sistema se concluye en que la vulnerabilidad del proyecto estará dada por:

$$Vul = \frac{\sum \% \text{Factores}}{N}$$

Donde:

Vul. = Vulnerabilidad del proyecto

$\sum \% \text{ Factores}$ = Sumatoria de amenazas naturales en el sistema

N = Número de amenazas que pueden afectar al sistema

Por lo que

$$Vul = (25 + 10 + 5 + 5) / 4 = 11\%$$

Por lo que concluimos que los proyectos son vulnerable en un once por ciento (11%), dicho porcentaje nos da el parámetro que el proyecto no es muy vulnerable a desastres naturales.

6.4 Mitigación de desastres

6.4.1 Medidas de prevención y mitigación de desastres

El complemento lógico, y deseable de un estudio de análisis de vulnerabilidad debe de ser la ejecución de las medidas de prevención, y mitigación necesarias para corregir las debilidades encontradas, por lo que con las medidas de emergencias, y desastres.

Se pretende obtener la información más fiable posible para garantizar que las decisiones tomadas en una emergencia o desastre sean las más adecuadas, tanto técnica como económicamente. La elaboración del plan de mitigación busca reducir los efectos mediante la ejecución de medidas de prevención o mitigación. Dichas medidas se determinaran a partir del análisis de vulnerabilidad de los distintos componentes frente a las amenazas a las cuales se encuentra expuesto un puente y un sistema de alcantarillado.

A continuación se enuncia, la información básica que permita planificar la atención de emergencias en cualquier amenaza natural estudiada anteriormente analizada desde tres puntos de vista:

Física: estimación de daños posibles en los componentes de la infraestructura.

Operativa: valoración de la capacidad remanente para prestar el servicio de alcantarillado sanitario, que incluye el cálculo del tiempo en el cual el sistema será rehabilitado.

Organizativa: Este análisis permitirá determinar la capacidad de respuesta, asociada a organización, experiencia y recursos en general.

- Debe establecerse un comité de emergencias integrado por los habitantes de las comunidades, y la municipalidad de Agua Blanca en este caso, en quienes recae la responsabilidad de coordinar las acciones del programa.
- Se debe contar con información técnica: Descripción actualizada del sistema con planos, croquis de ubicación de los dos proyectos.

7. ASPECTOS DE ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

7.1 Objetivos del estudio de Impacto ambiental

La construcción de puentes, y drenajes, al igual que todas las actividades realizadas por el hombre en la tierra, genera impacto en los componentes ambientales: ambiente físico, biológico, y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro.

El objetivo es tomar medidas conforme a ley ambiental, y así adoptar las medidas necesarias para provocar el menor daño a la comunidad.

7.2 Principios de evaluación

De acuerdo con las leyes actuales, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental: impacto ambiental no significativo (evaluación rápida) e impacto ambiental significativo (o evaluación general).

7.2.1 Impacto ambiental no significativo (evaluación rápida)

Es un estudio que se realizará por medio de una visita de observación al sitio propuesto, por parte de técnicos en la materia aprobados por el Ministerio de Ambiente y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no afecta significativamente el ambiente.

El criterio debe basarse en proyectos similares tamaño, localización, y otros indicadores que se consideren pertinentes.

7.2.2 Impacto ambiental significativo (evaluación general)

Estas evaluaciones se podrán desarrollar en dos fases:

Fase preliminar o de factibilidad que debe contar con:

- Datos de la persona interesada, individual o jurídica.
- Descripción del proyecto, y escenario ambiental (natural, social, y humano).
- Principales impactos, y medidas de mitigación.
- Sistemas de disposición de desechos.
- Plan de contingencia.
- Plan de seguridad humana.
- Otros datos que se consideren necesarios.

Fase completa: generalmente, se aplica a proyectos con grandes impactos, y debe ser un estudio, lo más completo posible que, además de lo establecido en la fase preeliminar, deberá responder a las siguientes interrogantes.

- a. ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- b. ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- c. ¿Qué importancia tiene los cambios?
- d. ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- e. ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- f. ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

7.3 Manejo y disposición final de desechos

Para la realización de un proyecto de ingeniería se debe tener en cuenta, el manejo de desechos producto de la ejecución de una obra, y así mismo tener en cuenta su destino final sin afectar el ambiente.

Para el proyecto del puente vehicular de acceso a la cabecera municipal de agua blanca, se tiene el siguiente manejo desechos

Demolición del puente actual, generando desechos sólidos, los cuales serán llevados hacia el basurero municipal.

Limpieza, y movimiento de tierra, para la realización de la subestructura del puente, los cuales serán llevados hacia el basurero municipal.

Para el proyecto del sistema de alcantarillado sanitario de aldea el tempisque, se tiene el siguiente manejo de desechos

En dicho proyecto el manejo de desechos sólidos, serán por medio de una planta de tratamiento, cumpliendo con los requisitos establecidos por el ministerio de ambiente. Estando dicha planta en la ubicación exacta para su buen funcionamiento sin afectar a la población a servir.

7.4 Descripción del ambiente físico

En aldea el tempisque, cuenta con calles de terracería, poca vegetación, en su mayoría las viviendas de abobe, y techo de lamina, y clima templado.

En la cabecera municipal cuenta con muy poca vegetación, calles pavimentadas, clima templado, la quebrada tecuán aguas arriba con suelo natural y aguas abajo del puente canal de piedra y poco caudal casi inexistente en época de verano.

7.5 Plan de gestión ambiental

Para la construcción de un puente, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Esta evaluación debe contener: información básica, establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos, para el sistema de alcantarillado sanitario de igual forma que el anterior.

Evaluación rápida

Información sobre el proyecto

- a) Nombre de la comunidad: Cabecera municipal y aldea Tempisque
- b) Municipio: Agua Blanca
- c) Departamento: Jutiapa

Tipo de proyecto

Puente vehicular de una vía de concreto armado, y sistema de alcantarillado sanitario

Consideraciones especiales

Consideraciones identificadas en oficina o durante visita de campo.

Consideraciones sobre áreas protegidas

Las áreas que se encuentra incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).

- a. ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida? no
- b. Nombre del área protegida: no aplica.
- c. Categoría de manejo del área protegida: no aplica.
- d. Base legal de la declaratoria del área protegida: no aplica.
- e. Ente administrador del área protegida: no aplica.
- f. Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida: no se encuentra dentro de zonas protegidas.
- g. Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP: El proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.

Consideraciones sobre ecosistemas naturales

- a. ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? no
- b. ¿Estado actual del ecosistema? no aplica.

Otras consideraciones

Cruza el proyecto en algunas de las siguientes zonas:

- a. Zona de alto valor escénico: no
- b. Área turística: no
- c. Sitio ceremonial: no
- d. Sitio arqueológico: no
- e. Área de protección agrícola: no
- f. Área de asentamiento humano: no
- g. Área de producción forestal: no
- h. Área de producción pecuaria: no

7.6 Identificación de Impacto Ambientales

7.6.1 Impactos proyectados

7.6.1.1 En construcción

Se determina que durante la ejecución del proyecto, se presentarán los siguientes impactos ambientales negativos:

Tabla XI. Impactos ambientales negativos generados durante la ejecución

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Deslaves de material	X		
Erosión de cortes	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración del drenaje superficial	X		
Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	X		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	
Riesgos para la salud de los trabajadores	X		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	X		

7.6.1.2 En operación

Se determina que durante la operación del proyecto se generarán los siguientes impactos ambientales negativos

Tabla XII. Impactos ambientales negativos generados durante la operación

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Comité de Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes a peatones	X		
Reasentamiento involuntario			X

CONCLUSIONES

- 1** Con la realización de los dos proyectos, se tendrá más beneficios en el municipio, colaborando con el desarrollo socio-económico del lugar, generando empleo para los habitantes de Agua Blanca, teniendo mejores condiciones de vida para los vecinos de la aldea El tempisque, y mejorando las condiciones ambientales del lugar.
- 2** El puente vehicular puede perdurar eficientemente si se le da mantenimiento a barandales, diafragmas, vigas, estribos, como se indica en el capítulo cinco, y operación de forma adecuada, con personal capacitado, esto hará que el proyecto sea sostenible.
- 3** Del análisis de riesgo y vulnerabilidad se obtuvo como resultado un área de trabajo sin peligro para los habitantes, ya que no se registra ningún riesgo en la zona donde se realizará los proyectos propuestos.
- 4** Los estudios realizados son la base fundamental del diseño, y con ello tenemos dos proyectos que funcionarán eficientemente, como se ha previsto en un futuro, y que contribuyan con el desarrollo del municipio.
- 5** La relación beneficio – costo da como resultado uno, por tanto, se examinaron otros factores para la ejecución, como los beneficios, inversión, teniendo como resultado, la ejecución de los proyectos por ser de carácter social, y de gran beneficio.

RECOMENDACIONES

- 1 Realizar mantenimiento en el puente vehicular, para que la estructura perdure el período de diseño propuesto para este proyecto.
- 2 Respetar las especificaciones de sobrecarga indicada, para lo cual fue previsto dicho diseño.
- 3 Tener las debidas medidas de seguridad, en la ejecución de la obra, utilizando casco de seguridad, arnés, guantes, para evitar accidentes.
- 4 No dragar la quebrada actual ya que puede variar la sección.
- 5 Tener en cuenta la construcción de una planta de tratamiento para el sistema de drenaje sanitario.
- 6 Desarrollar un programa educativo de seguridad, para disminuir los accidentes en obra, durante el período de construcción de los proyectos.
- 7 Proporcionar una ruta alterna durante la construcción del puente, así como señales de precaución de obra en construcción.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Hibbeler. Russell C, **Análisis estructural**. 3ra edición, México: Editorial Pearson, 1997. 266 pp.
- 2 Crespo Villalaz. Carlos, **Mecánica de suelos y cimentaciones**. 4ta edición , México: Editorial Limusa, 1995. 69 pp.
- 3 Félix Mérida, Jeovany Roderico. Diseño de Alcantarillado sanitario aldea Lo de Hernández y Puente vehicular aldea el Terrero del Municipio de Huehuetenango, Universidad de San Carlos de Guatemala , Tr, Trabajo de graduación, año 2000.
- 4 Gitman. Lawrence J, **Principios de Administración Financiera**. Editorial Prentice Hall, 1997. 89 pp.
- 5 Normas Generales para Diseño de Alcantarillados. INFOM, 2001
- 6 Cabrera Ripeley. Ricardo, Apuntes de Ingeniería Sanitaria, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, Trabajo de graduación, año 1997, 15,26.79 pp.
- 7 Normas americanas de concreto. ACI, 1995.
- 8 Guía para elaboración del análisis de vulnerabilidad en sistemas de alcantarillado <http://libertad.univalle.edu.com>

ANEXO 1

Costos Unitarios del Sistema de Alcantarillado sanitario

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón	Trazo
Número de renglón	1
Unidad	m.l.

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1					Q -
2					Q -
TOTAL DE MATERIALES					Q -

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Trazo para tubería y pozos	m.l.	1.00	Q 8.00	Q 8.00
	PRESTACIONES				Q 5.28
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 13.28

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 4.65
2	Supervisión técnica		5%		Q 0.66
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 5.31

RESUMEN

1	MATERIALES				Q -
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 13.28
3	INDIRECTOS				Q 5.31
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 18.59

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO

Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón	Excavación
Número de Renglón	2
Unidad	M ³

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Piocha	Unidad	1.00	Q 18.75	Q 18.75
2	Pala	Unidad	1.00	Q 10.00	Q 10.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 28.75

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Excavación para tubería y pozo	M ³	1.00	Q 20.00	Q 20.00
	PRESTACIONES				Q 13.20
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 33.20

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 21.68
2	Supervisión técnica		5%		Q 3.10
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 24.78

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 28.75
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 33.20
3	INDIRECTOS				Q 24.78
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 86.73

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO

Proyecto Drenaje sanitario
 Departamento Jutiapa
 Municipio Agua Blanca
 Comunidad Aldea El Tempisque

Renglón Relleno de zanja
 Número de Renglón 3
 Unidad M³

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1					Q -
2					Q -
TOTAL DE MATERIALES					Q -

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Relleno apisonado con bailarina	M ³	1.00	Q 25.00	Q 25.00
	PRESTACIONES				Q 16.50
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 41.50

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 14.53
2	Supervisión técnica		5%		Q 2.08
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 16.60

RESUMEN

1	MATERIALES				Q -
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 41.50
3	INDIRECTOS				Q 16.60
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 58.10

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
Municipio	Agua Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón Tubería de PVC diam 6 "
 Número de Renglón 4
 Unidad Tubo

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Tubo de PVC diam 6"	unidad	1.00	Q 1,002.58	Q 1,002.58
2					Q -
TOTAL DE MATERIALES					Q 1,002.58

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Colocación de tubo PVC 6"	unidad	1.00	Q 10.00	Q 10.00
	PRESTACIONES				Q 6.60
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 16.60

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 356.71
2	Supervisión técnica		5%		Q 50.96
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 407.67

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 1,002.58
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 16.60
3	INDIRECTOS				Q 407.67
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 1,426.85

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO

Proyecto Drenaje sanitario
 Departamento Jutiapa
 Agua
 Municipio Blanca
 Comunidad Aldea El Tempisque

Renglón Tubería de PVC diam 8"
 Número de Renglón 5
 Unidad tubo

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Tubo de PVC diam 8"	Unidad	1.00	Q 1,699.38	Q 1,699.38
2					Q -
TOTAL DE MATERIALES					Q 1,699.38

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Colocación de tubo PVC 8"	Unidad	1.00	Q 10.00	Q 10.00
	PRESTACIONES				Q 6.60
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 16.60

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 600.59
2	Supervisión técnica		5%		Q 85.80
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 686.39

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 1,699.38
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 16.60
3	INDIRECTOS				Q 686.39
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 2,402.37

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
Municipio	Agua Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón Tubería de PVC diam 12"
Número de Renglón 6
Unidad Tubo

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Tubo de PVC diam 12"	unidad	1.00	Q 1,900.00	Q 1,900.00
2					Q -
TOTAL DE MATERIALES					Q 1,900.00

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Colocación de tubo PVC 12"	unidad	1.00	Q 10.00	Q 12.00
	PRESTACIONES				Q 7.92
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 19.92

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 671.97
2	Supervisión técnica		5%		Q 96.00
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 767.97

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 1,900.00
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 19.92
3	INDIRECTOS				Q 767.97
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 2,687.89

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO			
Proyecto	Drenaje sanitario		
Departamento	Jutiapa		
Municipio	Agua Blanca		
Comunidad	Aldea El Tempisque		

Renglón Tapadera de pozo de visita
Número de Renglón 7
Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Hierro No. 3	Qq	0.13	Q 190.00	Q 24.70
2	Alambre de amarre	Lb	0.32	Q 5.00	Q 1.60
3	Formaleta de madera	Pt	1.80	Q 4.75	Q 8.55
4	Clavo	Lb	0.37	Q 2.50	Q 0.93
5	Concreto	M ³	0.03	Q 492.40	Q 12.36
TOTAL DE MATERIALES					Q 48.14

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de tapadera	Unidad	1.00	Q 60.00	Q 60.00
	PRESTACIONES				Q 39.60
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 99.60

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 51.71
2	Supervisión técnica		5%		Q 7.39
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 59.10

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 48.14
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 99.60
3	INDIRECTOS				Q 59.10
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 206.84

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón
Número de Renglón 8
Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Madera	pt	13.06	Q 4.75	Q 62.04
2	Clavo	lb	0.30	Q 2.50	Q 0.75
TOTAL DE MATERIALES					Q 62.79

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de andamios	pt	1.00	Q 20.00	Q 20.00
	PRESTACIONES				Q 13.20
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 33.20

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 33.60
2	Supervisión Técnica		5%		Q 4.80
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 38.40

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 62.79
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 33.20
3	INDIRECTOS				Q 38.40
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 134.39

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO

Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón	Pozo de visita (H = 1m)
Número de Renglón	9
Unidad	ML

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Ladrillo tayuyo	unidades	352.00	Q 2.00	Q 704.00
2	Mortero	M ³	0.29	Q 346.00	Q 98.61
TOTAL DE MATERIALES			3		Q 802.61

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de pozo	M ²	13.50	Q 30.00	Q 405.00
	PRESTACIONES				Q 267.30
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 672.30

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 516.22
2	Supervisión técnica		5%		Q 73.75
TOTAL DE INDIRECTOS			40%		Q 589.96

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 802.61
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 672.30
3	INDIRECTOS				Q 589.96
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 2,064.87

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón Batiente
Número de Renglón 10
Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Concreto	M ³	0.05	Q 492.40	Q 23.39
2	Varilla No. 3	Qq	0.04	Q 190.00	Q 7.60
3	Alambre	Lb	0.64	Q 5.00	Q 3.20
4	Madera para formaleta	Pt	0.85	Q 4.75	Q 4.02
5	Clavo	Lb	0.25	Q 2.50	Q 0.63
TOTAL DE MATERIALES			3		Q 38.84

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de batiente	Unidad	1.00	Q 35.00	Q 35.00
	PRESTACIONES				Q 23.10
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 58.10

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 33.93
2	Supervisión técnica		5%		Q 4.85
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 38.78

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 38.84
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 58.10
3	INDIRECTOS				Q 38.78
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 135.72

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Drenaje sanitario
Departamento	Jutiapa
Municipio	Agua Blanca
Comunidad	Aldea El Tempisque

Renglón Bodega
Número de Renglón 11
Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Lamina de 12 pies	Unidad	34.00	Q 60.00	Q 2,040.00
2	Paral de 4"x4"x10'	Docena	1.00	Q 700.00	Q 700.00
3	Regla de 2"x3"x10'	Docena	1.50	Q 400.00	Q 600.00
4	Clavo de 2"	Lb	10.00	Q 4.00	Q 40.00
5	Clavo de lámina	Lb	8.00	Q 4.00	Q 32.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 3,412.00

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de bodega	Global	1.00	Q 600.00	Q 600.00
	PRESTACIONES				Q 396.00
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 996.00

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos	35%		Q 1,542.80
2	Supervisión técnica	5%		Q 220.40
TOTAL DE INDIRECTOS			40%	Q 1,763.20

RESUMEN

1	MATERIALES	Q 3,412.00
2	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 996.00
3	INDIRECTOS	Q 1,763.20
PRECIO DEL RENGLÓN		Q 6,171.20

ANEXO 2

Costos unitarios del proyecto de diseño de puente vehicular de acceso a la cabecera municipal

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón Trabajos preliminares

Número de Renglón 1

Unidad M²

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Machete	Unidad	1.00	Q 5.00	Q 5.00
2					
3					
4					
5					
TOTAL DE MATERIALES					Q 5.00

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Limpieza de terreno	M ²	1.00	Q 10.00	Q 10.00
2	Trazo	MI	1.00	Q 5.00	Q 5.00
	PRESTACIONES				Q 9.90
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 24.90

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos	35%		Q 10.47
2	Supervisión técnica	5%		Q 1.50
TOTAL DE INDIRECTOS				Q 11.96

RESUMEN

1	MATERIALES	Q 5.00
2	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 24.90
		Q
3	INDIRECTOS	11.96
PRECIO DEL RENGLÓN		Q 41.86

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO

Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón	Estribo+aletones
Número de Renglón	3
Unidad	unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Concreto ciclópeo	M ³	81.90	Q 380.00	Q 1,122.00
2	Formaleta de madera	unidad	1.00	Q 4,500.00	Q 4,500.00
3					
4					
5					
TOTAL DE MATERIALES					Q 5,622.00

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Colocación de concreto ciclópeo	M ³	81.90	Q 50.00	Q 4,095.00
2	Colocación de formaleta	ml	4.35	Q 50.00	Q 217.50
	PRESTACIONES				Q 2,846.25
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 7,158.75

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 4,973.26
2	Supervisión técnica		5%		Q 2,139.04
TOTAL DE INDIRECTOS					Q17,112.30

RESUMEN

1	MATERIALES	Q35,622.00
2	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 7,158.75
3	INDIRECTOS	Q17,112.30
PRECIO DEL RENGLÓN		Q59,893.05

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO

Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
Municipio	Agua Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón	Cortina y viga de apoyo
Número de Renglón	5
Unidad	unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Hierro No. 4	qq	6.00	Q 165.00	Q 990.00
2	Hierro No. 5	qq	0.30	Q 165.00	Q 49.50
3	Hierro No. 6	qq	1.25	Q 165.00	Q 206.25
4	Hierro No. 8	qq	2.20	Q 165.00	Q 363.00
5	Concreto 4000 psi	M ³	4.24	Q 492.40	Q 2,087.78
5	Formaleta de madera	Unidad	1.00	Q 500.00	Q 500.00
TOTAL DE MATERIALES					Q ,196.53

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de armadura	MI	4.35	Q 16.00	Q 69.60
2	Elaboración de bodega	M ³	4.24	Q 35.00	Q 148.40
	PRESTACIONES				Q 143.88
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 361.88

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos		35%		Q 1,595.44
2	Supervisión técnica		5%		Q 227.92
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 1,823.36

RESUMEN

1	MATERIALES				Q 4,196.53
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 361.88
3	INDIRECTOS				Q 1,823.36
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 6,381.77

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón
Número de Renglón 6
Unidad
unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Hierro No. 4	qq	2.38	Q 165.00	Q 392.70
2	Hierro No. 6	qq	0.41	Q 165.00	Q 67.65
3	Hierro No.9	qq	1.93	Q 165.00	Q 318.45
4	Alambre	lb	7.00	Q 5.00	Q 35.00
5	Concreto 4000 psi	M ³	1.83	Q 492.40	Q 901.09
6	Formaleta de madera	unidad	1.00	Q 500.00	Q 500.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 2,214.89

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de formaleta	ml	4.35	Q 50.00	Q 217.50
2	Elaboración de armadura	ml	4.35	Q 16.00	Q 69.60
3	Colocación de concreto	M ³	1.83	Q 35.00	Q 64.05
	PRESTACIONES				Q 231.75
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 582.90

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos	35%		Q 979.23
2	Supervisión técnica	5%		Q 139.89
TOTAL DE INDIRECTOS			40%	Q 1,119.12

RESUMEN

1	MATERIALES	Q 2,214.89
2	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 582.90
3	INDIRECTOS	Q 1,119.12
PRECIO DEL RENGLÓN		Q 3,916.91

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón Diafragma exterior
Número de Renglón 7
Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Hierro No. 4	qq	1.80	Q 165.00	Q 297.00
2	Hierro No. 5	qq	0.77	Q 165.00	Q 127.05
3	Hierro No.8	qq	1.17	Q 165.00	Q 193.05
4	Alambre	lb	7.00	Q 5.00	Q 35.00
5	Concreto 4000 psi	M ³	1.23	Q 492.40	Q 605.65
6	Formaleta de madera	unidad	1.00	Q 500.00	Q 500.00
TOTAL DE MATERIALES					Q ,757.75

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de formaleta	ml	4.35	Q 50.00	Q 217.50
2	Elaboración de armadura	ml	4.35	Q 16.00	Q 69.60
3	Colocación de concreto	M ³	1.23	Q 35.00	Q 43.05
	PRESTACIONES				Q 217.89
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 548.04

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos	35%		Q 807.03
2	Supervisión técnica	5%		Q 115.29
TOTAL DE INDIRECTOS				Q 922.32

RESUMEN

1	MATERIALES	Q 1,757.75
2	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 548.04
3	INDIRECTOS	Q 922.32
PRECIO DEL RENGLÓN		Q 3,228.11

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
	Agua
Municipio	Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón Barandal

Número de Renglón 8

Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Concreto 4000 psi	M ³	0.48	Q 492.40	Q 234.38
2	Hierro No. 3	qq	25.00	Q 165.00	Q 4,125.00
3	Hierro No. 2	qq	10.00	Q 165.00	Q 1,650.00
4	Formaleta de madera	unidad	14.00	Q 40.00	Q 560.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 6,569.38

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de formaleta	unidad	14.00	Q 10.00	Q 140.00
2	Elaboración de armadura	unidad	14.00	Q 5.00	Q 70.00
3	Colocación de concreto	M ³	0.48	Q 50.00	Q 23.80
	PRESTACIONES				Q 154.30
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 388.10

INDIRECTOS

1	Factor de indirectos	35%		Q 2,435.12
2	Supervisión técnica	5%		Q 347.87
TOTAL DE INDIRECTOS			40%	Q 2,782.99

RESUMEN

1	MATERIALES	Q 6,569.38
2	MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 388.10
3	INDIRECTOS	Q 2,782.99
PRECIO DEL RENGLÓN		Q 9,740.47

CÁLCULO DE PRECIO UNITARIO	
Proyecto	Puente vehicular
Departamento	Jutiapa
Municipio	Agua Blanca
Comunidad	Cabecera municipal

Renglón Bodega
Número de Renglón 10
Unidad unidad

MATERIALES

No	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
1	Lamina de 12 pies	unidad	34.00	Q 60.00	Q 2,040.00
2	Paral de 4"x4"x10'	docena	1.00	Q 700.00	Q 700.00
3	Regla de 2"x3"x10'	docena	1.50	Q 400.00	Q 600.00
4	Clavo de 2"	lb	10.00	Q 4.00	Q 40.00
5	Clavo de lamina	lb	8.00	Q 4.00	Q 32.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 3,412.00

MANO DE OBRA CALIFICADA

1	Elaboración de bodega	global	1.00	Q 600.00	Q 600.00
PRESTACIONES					Q 396.00
TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 996.00

INDIRECTOS

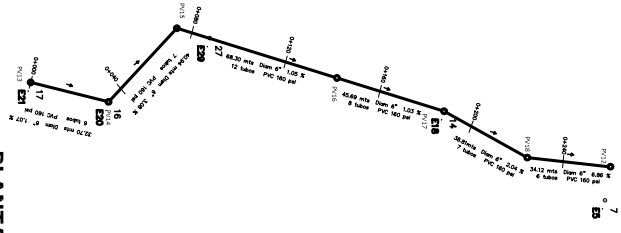
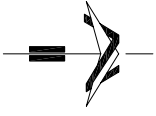
1	Factor de indirectos		35%		Q 1,542.80
2	Supervisión técnica		5%		Q 220.40
TOTAL DE INDIRECTOS					Q 1,763.20

RESUMEN

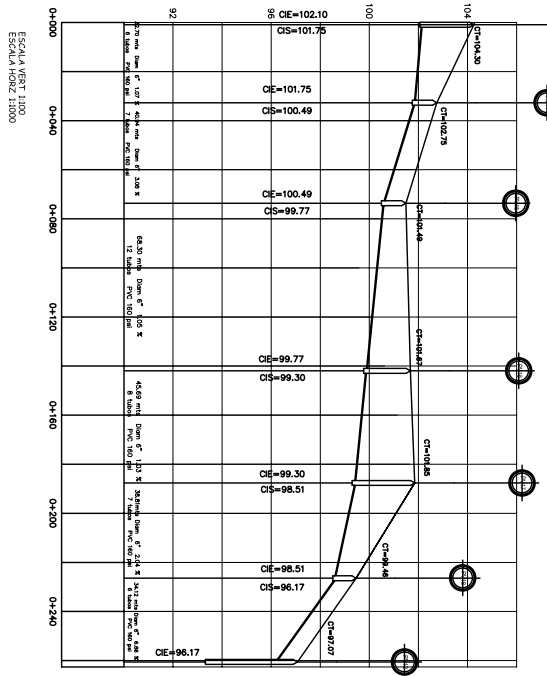
1	MATERIALES				Q 3,412.00
2	MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 996.00
3	INDIRECTOS				Q 1,763.20
PRECIO DEL RENGLÓN					Q 6,171.20

ANEXO 3

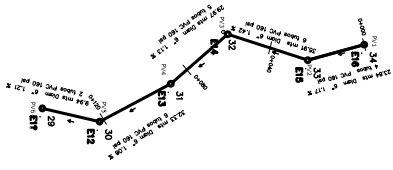
Planos constructivos, plantas, perfiles, detalles



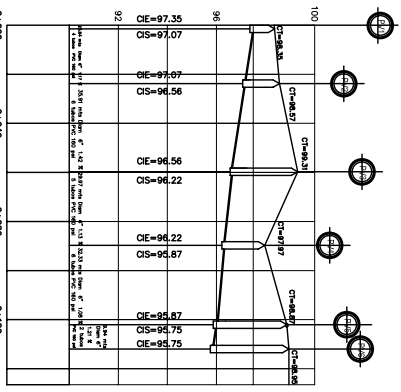
PLANTA RAMAL 3
ESCALA 1:1000



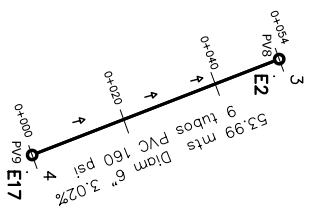
PERFIL RAMAL 3
ESCALA VERT 1:100
ESCALA HORIZ 1:1000



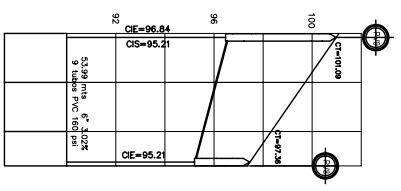
PLANTA RAMAL 1
ESCALA 1:1000



PERFIL RAMAL 1
ESCALA VERT 1:100
ESCALA HORIZ 1:1000



PLANTA RAMAL 2
ESCALA 1:500



PERFIL RAMAL 2
ESCALA VERT 1:100
ESCALA HORIZ 1:1000

RECOMENDACIONES

1. El presente proyecto es un estudio preliminar de ingeniería y no garantiza ni asegura el éxito de la obra. El cliente es responsable de la ejecución de la obra y de los costos de los materiales y mano de obra que se requieran para su ejecución.

2. El presente proyecto es un estudio preliminar de ingeniería y no garantiza ni asegura el éxito de la obra. El cliente es responsable de la ejecución de la obra y de los costos de los materiales y mano de obra que se requieran para su ejecución.

3. El presente proyecto es un estudio preliminar de ingeniería y no garantiza ni asegura el éxito de la obra. El cliente es responsable de la ejecución de la obra y de los costos de los materiales y mano de obra que se requieran para su ejecución.

SIMBOLOGIA	
CIE	CON NÚMERO DE ENTRADA
CIS	CON NÚMERO DE SALIDA
CT	CON DEB. ASERENO
D	DIMENSIÓN EN DECÍMETROS
%	INDICACION DE PENDIENTE EN METROS
PVC	NÚMERO DE TUBOS DE PVC
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO
↔	POZO DE VISIÓN
(COT) PM	SEÑAL PARA TUBERÍA GUARDADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
MUNICIPALIDAD AGUA BLANCA JUTUPÁ 2005
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
ALCALDÍA EL TIEMPOZAL

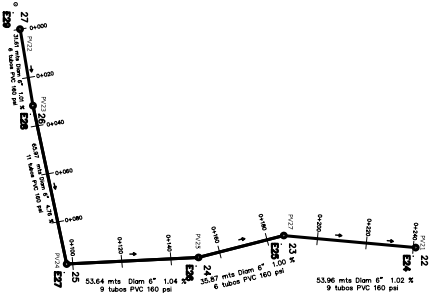
CONTENIDO:
PLANTAS Y PERFILES
RAMAL 1, 2, 3

ELABORADO POR: [Nombre]
REVISADO POR: [Nombre]
AUTORIZADO POR: [Nombre]

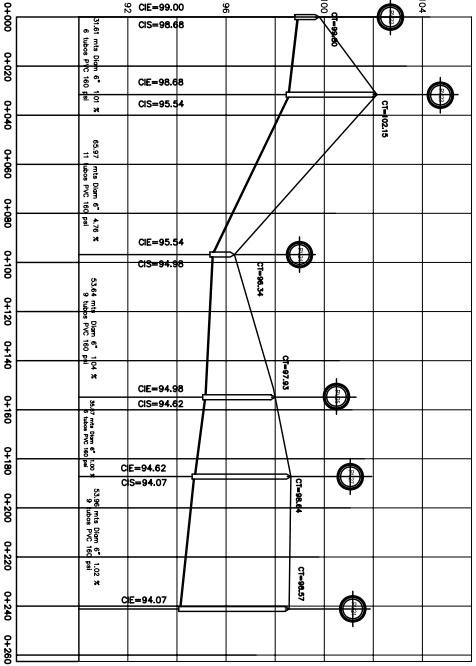
FECHA: [Fecha]
LUGAR: [Lugar]

4 / 7





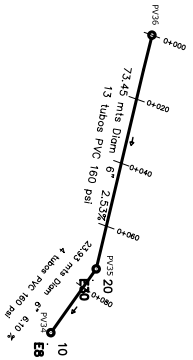
PLANTA RAMAL 8
ESCALA 1:1000



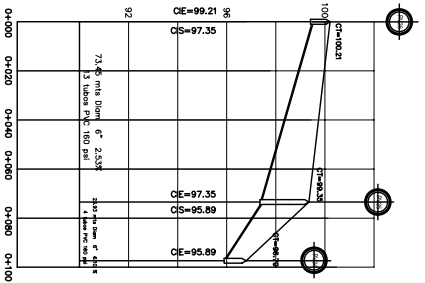
PERFIL RAMAL 8

S I M B O L O G Í A	
CIE	COOTA NIVEL DE ENTRADA
CIS	COOTA NIVEL DE SALIDA
CT	COOTA DE TUBERÍA
Diam	DIAMETRO EN TUBERÍAS
m	MEDIDA MEDIDA EN METROS
PVC	NÚMERO DE FICHO DE VISITA
→	DIRECCIÓN DE FLUJO
○	POZO DE VISITA
○	TERMINO SIN TUBERÍA CUALQUIERA

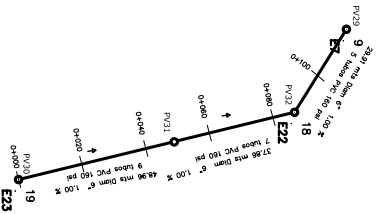
Especificaciones	
1. TUBERÍA	TUBERÍA DE POLIETILENO ALTA DENSIDAD (PEAD) GRADO 100
2. JUNTAS	JUNTAS DE GOMA CON ANILLOS DE CEMENTO MORTAR
3. PAVIMENTO	PAVIMENTO DE CEMENTO MORTAR DE 15 CM DE ESPESOR
4. REJILLA	REJILLA DE ALUMINIO O INOXIDABLE DE 15 CM DE LADO
5. CANTONERA	CANTONERA DE ALUMINIO O INOXIDABLE DE 15 CM DE LADO
6. PINTURA	PINTURA DE PROTECCIÓN PARA TUBERÍA Y ACCESORIOS
7. MANEJO	MANEJO DE LAS TUBERÍAS DE PVC DE 100 mm DE DIÁMETRO
8. CANTONERAS	CANTONERAS DE ALUMINIO O INOXIDABLE DE 15 CM DE LADO
9. REJILLAS	REJILLAS DE ALUMINIO O INOXIDABLE DE 15 CM DE LADO
10. PAVIMENTO	PAVIMENTO DE CEMENTO MORTAR DE 15 CM DE ESPESOR



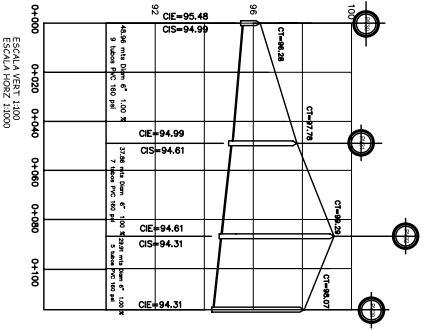
PLANTA RAMAL 6
ESCALA 1:750



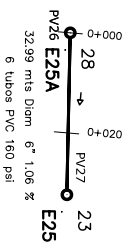
PERFIL RAMAL 6



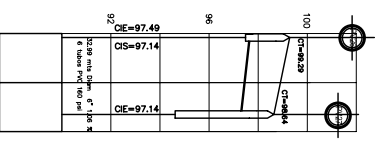
PLANTA RAMAL 5
ESCALA 1:750



PERFIL RAMAL 5



PLANTA RAMAL 9
ESCALA 1:500



PERFIL RAMAL 9

MUNI
SAN CARLOS DE GUANTAMALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUANTAMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
SISTEMA DE AGUA BLANCA JUYUPA 2005
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

EPS
SISTEMA DE AGUA BLANCA JUYUPA 2005

CONTENIDO:

PLANTAS Y PERFILES
RAMALES: 5, 6, 8, 9

FECHA DE ELABORACION: 2005

FECHA DE REVISION: 2005

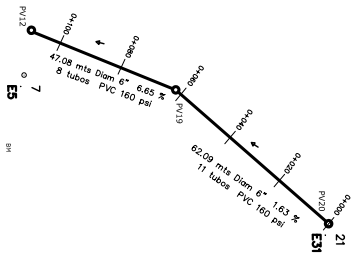
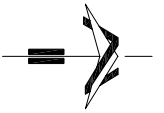
FECHA DE ELABORACION: 2005

FECHA DE REVISION: 2005

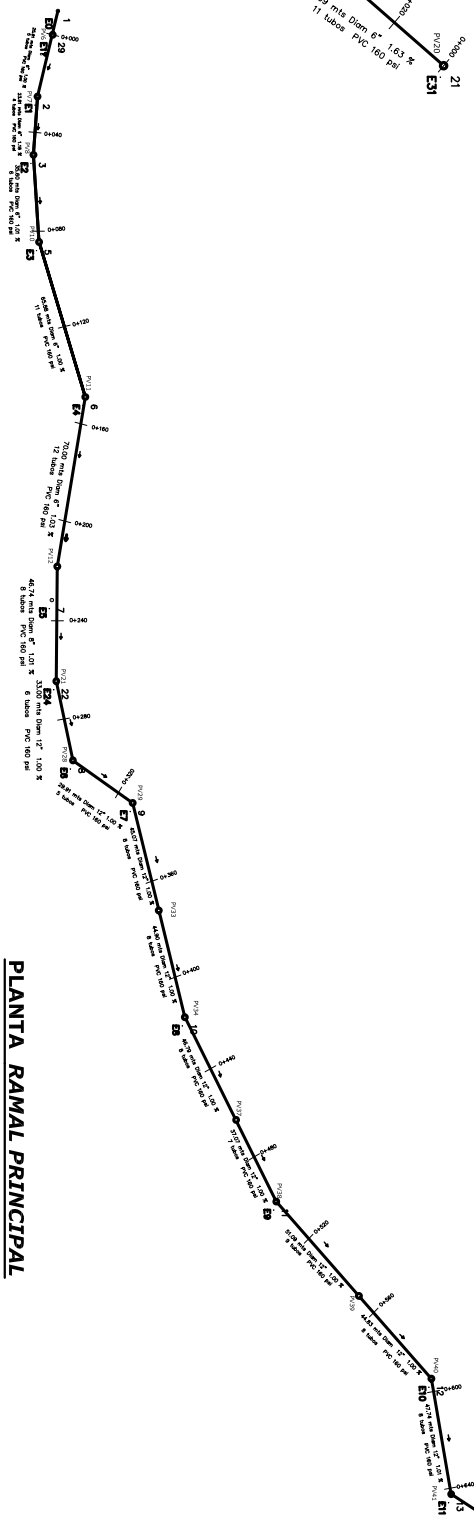
FECHA DE ELABORACION: 2005

FECHA DE REVISION: 2005

5 / 7

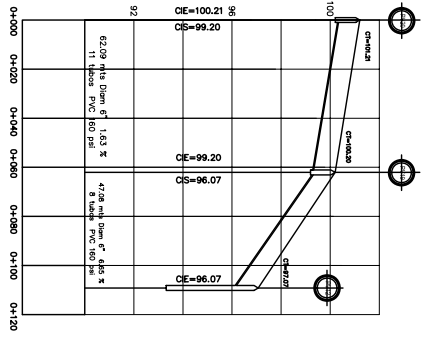


PLANTA RAMAL 7
ESCALA 1:750

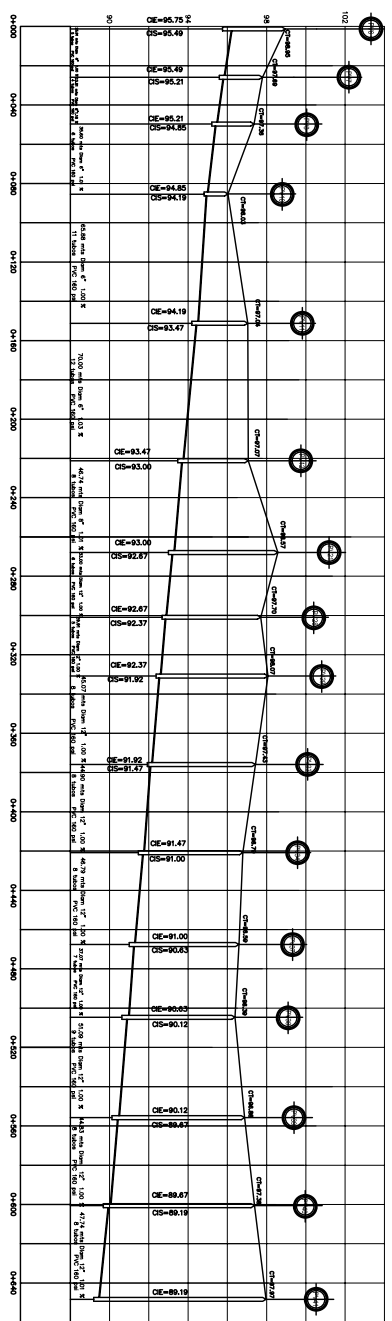


PLANTA RAMAL PRINCIPAL
ESCALA 1:1000

PTAR



PERFIL RAMAL 7



PERFIL RAMAL PRINCIPAL

SIMBOLOGIA	
CE	COTA INICIAL DE TUBERIA
CS	COTA FINAL DE TUBERIA
CT	COTA DEL TERRENO
Diam	DIAMETRO EN PULGADAS
M	TIPO DE MATERIAL DE TUBERIAS
PN	NUMERO DE TONOS DE TUBERIA
D	DIRECCION DEL FLUJO
→	TONO DE TUBERIA
○	TIPO DE VALVULA
○	TIPO DE MANHOLE

ESPECIFICACIONES

1. TUBERIAS: TUBERIAS DE POLIETILENO DE ALTA PRESION (PEAD) DE 120 A 108 PULGADAS DE DIAMETRO, CON UN GRADO DE ACABADO Y DE 0.15 A 0.10 MILIMETROS DE ESPESOR DE PARED. LAS TUBERIAS DE 120 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 100 TONOS Y LAS DE 108 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 80 TONOS. LAS TUBERIAS DE 96 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 60 TONOS Y LAS DE 84 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 40 TONOS. LAS TUBERIAS DE 72 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 30 TONOS Y LAS DE 60 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 20 TONOS. LAS TUBERIAS DE 48 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 15 TONOS Y LAS DE 36 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 10 TONOS. LAS TUBERIAS DE 30 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 8 TONOS Y LAS DE 24 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 6 TONOS. LAS TUBERIAS DE 18 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 4 TONOS Y LAS DE 14 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 3 TONOS. LAS TUBERIAS DE 12 PULGADAS DE DIAMETRO DEBERAN SER DE 2 TONOS.

MUNICIPIO
AGUA BLANCA JUYUPA 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS
FACULTAD DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD AGUA BLANCA JUYUPA 2005
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
ALTA DEL TERRENO

DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

CONTENIDO:

PLANTAS Y PERFILES
RAMAL PRINCIPAL Y RAMAL 7

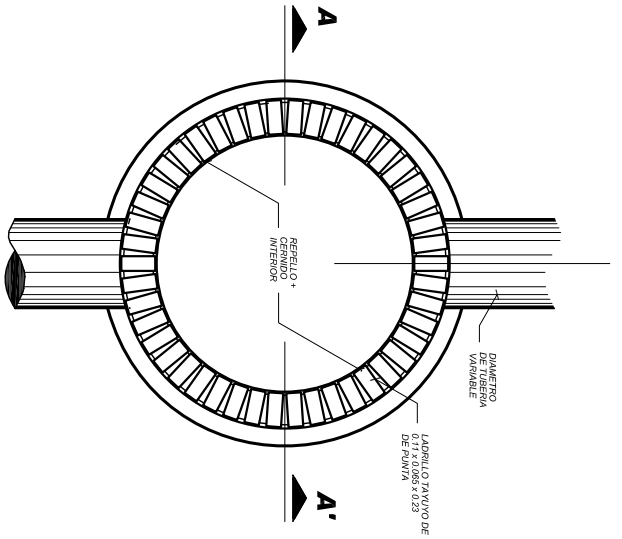
FECHA DE ELABORACION: _____

FECHA DE REVISION: _____

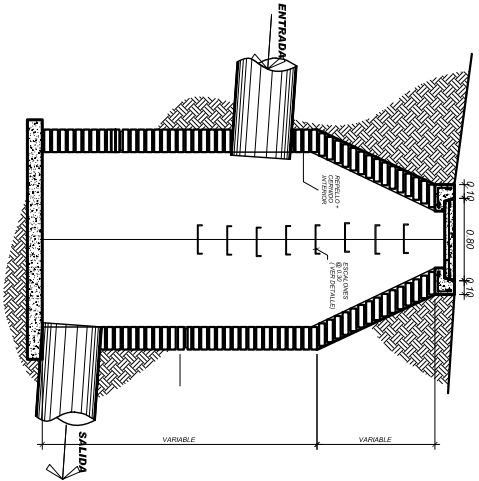
FECHA DE APROBACION: _____

FECHA DE REVISION: _____

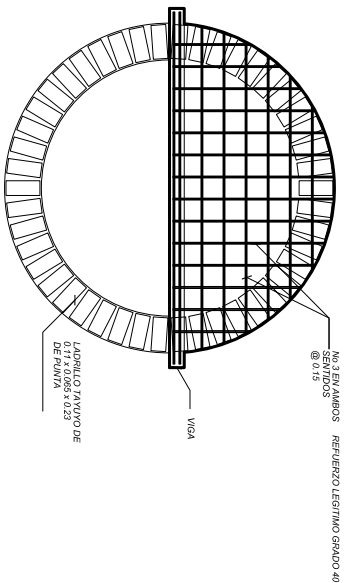
6 / 7



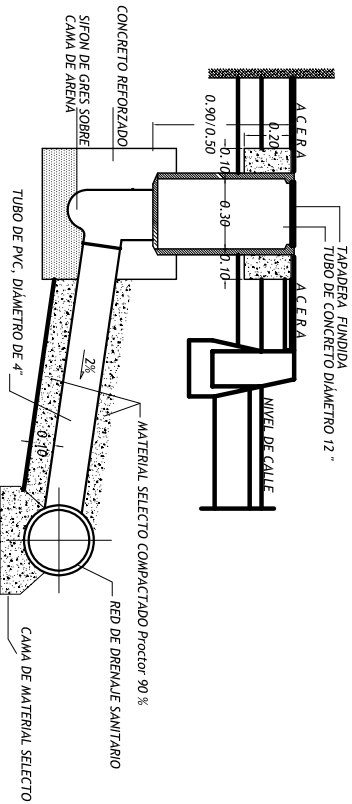
PLANTA
POZO DE VISITA
ESCALA 1:25



CORTE A-A'
POZO DE VISITA
ESCALA 1:25



DETALLE DE ARMADO
POZO DE VISITA
ESCALA 1:25



SECCIÓN DE ACOMETIDA DE DRENAJES
SIN ESCALA

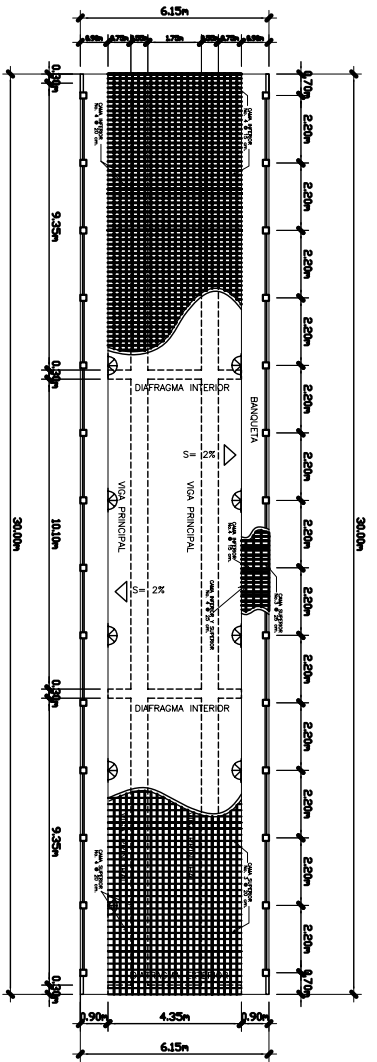
MUNI
 MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 ALMA EL TAMPONAL

CONTENIDO
 DETALLES DE POZO DE VISITA
 Y CONEXIÓN DOMICILIAR

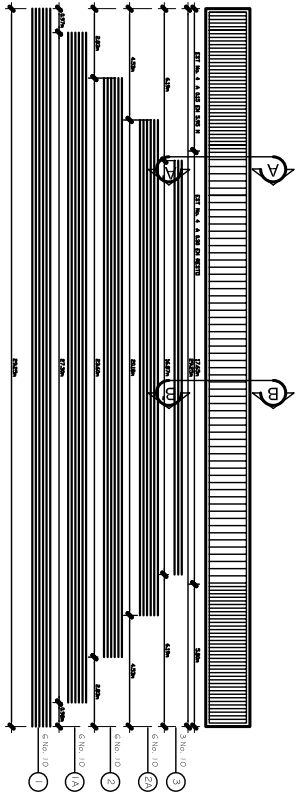
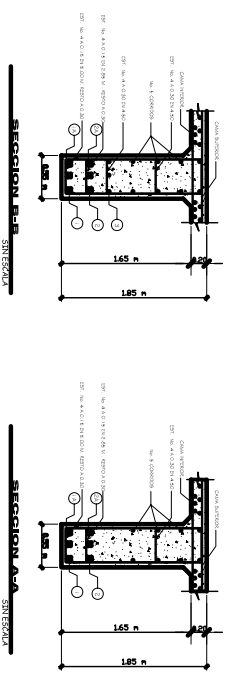
EPD
 ESCUELA POLITÉCNICA DE GUATEMALA
 ESCUELA POLITÉCNICA DE GUATEMALA
 ESCUELA POLITÉCNICA DE GUATEMALA

7/7

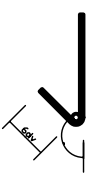


PLANTA DE ARMADO DE LOSA
Esc: 1/100

VIGA PRINCIPAL

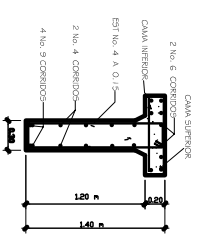


REFUERZO DE VIGA PRINCIPAL
SIN ESCALA

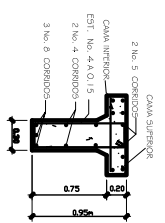


DETALLE DE GANCHO SECUNDARIO
SIN ESCALA

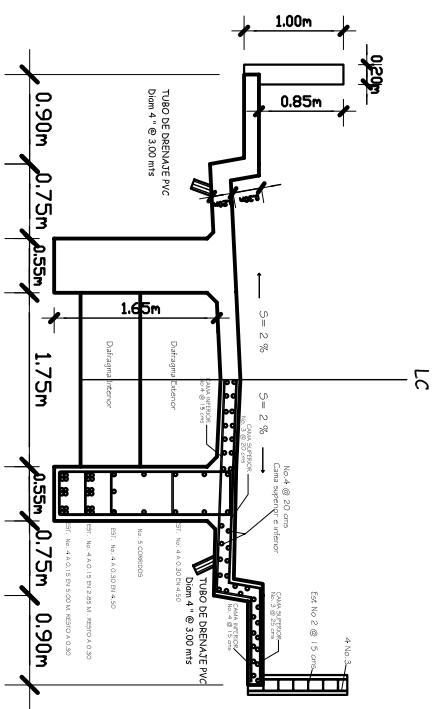
DIAFRAGMAS



DIAFRAGMA INTERIOR
SIN ESCALA

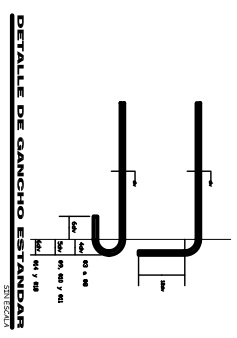


DIAFRAGMA EXTERIOR
SIN ESCALA



NOTA: TODAS LAS DISTANCIAS ESTAN DADAS EN METROS

SECCION GEOMÉTRICA Y REFUERZO
SIN ESCALA



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD AGUA BLANCA JUTUPÁ 2005 PUNTE VEHICULAR	
CONTENIDO DETALLES ESTRUCTURALES	2 / 3



