



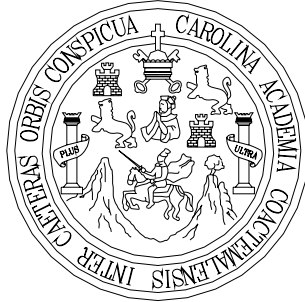
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RIO DE PAZ Y
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL
ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Carlos Enrique González Cardona
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, febrero de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RIO DE PAZ Y
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL
ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

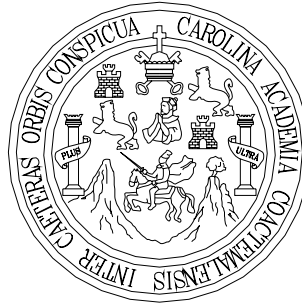
POR

CARLOS ENRIQUE GONZÁLEZ CARDONA
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Varga

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RIO DE PAZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA,

tema que me fue asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 21 de julio de 2006.

Carlos Enrique Gonzáles Cardona

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 11 de enero de 2008

Ref. EPS. D. 09.01.08

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecaña
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zecaña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor – Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **CARLOS ENRIQUE GONZÁLEZ CARDONA**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RÍO DE PAZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA”**.

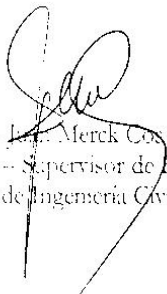
Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del municipio de **Jutiapa**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Fé y Esperanza a Todos”


Ing. J. Merck Cos
Asesor – Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



JMC /jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
30 de enero de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

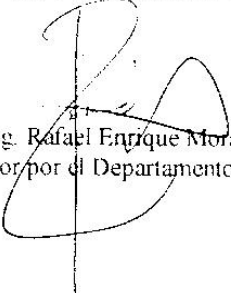
Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RÍO DE PAZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Enrique González Cardona, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala 11 de febrero del 2008

Ingeniero
Fernando Amílcar Boiton Velásquez
Director de la escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente


Estimado Ing. Boston.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RÍO DE PAZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de ingeniería civil Carlos Enrique González Cardona quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Jefe del departamento de estructuras
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 11 de enero de 2008
Ref. EPS. D. 09.01.08

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

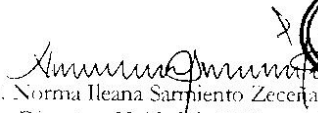
Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RÍO DE PAZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **CARLOS ENRIQUE GONZÁLEZ CARDONA**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Sé y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S., Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Enrique González Cardona, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA RIO DE PAZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE, MUNICIPIO DE JUTIAPA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez



Guatemala, febrero 2008.

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS: Gracias por guiarme y por permitirme cumplir mis objetivos.

MIS PADRES: Flavio González Aguilar Q.E.P.D. Vitalina Cardona Godoy, gracias por su apoyo y comprensión, y que el esfuerzo que hizo en su momento se vea culminado hoy.

MIS HERMANOS: Irma, Vilma y vita, gracias por su apoyo i
Incondicional

MI ESPOSA: Gracias por su apoyo.

MIS HIJOS: Alberto, Carlos Enrique y Maria Alejandra, que les sirva de ejemplo para su futuro.

MI FAMILIA: Por su apoyo incondicional.

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

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

LISTA DE SÍMBOLOS

GLOSARIO

RESUMEN

OBJETIVOS

INTRODUCCIÓN

1. INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de las aldeas Río de Paz y Estoraque

1.1.1 Localización y ubicación

1.1.2 Límites y colindancias

1.1.3 Vías de acceso

1.1.4 Clima

1.1.5 Población e idioma

1.1.6 Tipo de vivienda

1.1.7 Actividades económicas

1.1.8 Servicios públicos

1.1.9 Suelo y topografía

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas Río de paz y Estoraque

1.2.1 Descripción de las necesidades

1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades de las aldeas Río de Paz y Estoraque

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del puente vehicular para la Aldea Río de Paz

2.1.1 Descripción del proyecto

2.1.2 Datos para diseño

2.1.3 Cálculo de caudales máximos para determinar la altura de puente

2.1.3.1 Método de sección pendiente

2.1.4 Levantamiento topográfico

2.1.5 Criterios y especificaciones sobre puentes de concreto reforzado

2.1.6 Evaluación de la calidad de suelo

2.1.7 Diseño de superestructura

2.1.7.1 Diseño de losa

2.1.7.1.1 Cálculo de peralte

2.1.7.1.2 Integración de cargas

2.1.7.1.3 Cálculo de momentos

2.1.7.2 Diseño de vigas

2.1.7.2.1 Cálculo de peralte y base

2.1.7.2.2 Cálculo de momentos

2.1.7.2.3 Cálculo de refuerzos

2.1.7.2.4 Diseño a corte

2.1.7.3 Diseño de Diafragmas

2.1.7.3.1 Diafragmas externos

2.1.7.3.2 Diafragma interno

2.1.8 Diseño de la sub-estructura

2.1.8.1 Viga de apoyo

2.1.8.2 Cortina

2.1.8.3 Estribo

2.1.9 Elaboración de planos

2.1.10 Elaboración de presupuesto

3. DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEA EL ESTORAQUE.

- 3.1 Descripción del proyecto
- 3.2 Fuentes de abastecimiento de agua
 - 3.2.1 Aforo
- 3.3 Calidad del agua
 - 3.3.1 Examen bacteriológico
 - 3.3.2 Examen físico - químico
- 3.4 Levantamiento topográfico (altimetría y planimetría)
- 3.5 Cálculo de la población futura
 - 3.5.1 Población actual y tasa de crecimiento
 - 3.5.2 Periodo de diseño
 - 3.5.3 Población futura
- 3.6 Criterios de diseño
 - 3.6.1 Dotación
 - 3.6.2 Factores de consumo
- 3.7 Cálculo de caudales
 - 3.7.1 Consumo medio diario (Qm.)
 - 3.7.2 Carga máximo diario (Qc.)
 - 3.7.3 Consumo máximo horario o caudal de distribución
 - 3.7.4 Caudal de vivienda
 - 3.7.5 Caudal instantáneo
- 3.8 Diseño de los componentes del sistema
 - 3.8.1 Captación
 - 3.8.2 Línea de conducción
 - 3.8.3 Red de distribución
 - 3.8.4 Tanque de distribución
 - 3.8.5 Conexión domiciliaria
- 3.9 Obras hidráulicas, válvulas y otros detalles

- 3.10 Sistema de desinfección
- 3.11 Elaboración de planos
- 3.12 Elaboración de presupuesto
- 3.13 Operación y mantenimiento
 - 3.13.1 Costo de operación y mantenimiento
 - 3.13.2 Propuesta de tarifa
- 3.14 Evaluación socio- económica
 - 3.14.1 Valor Presente Neto (V.P.N)
 - 3.14.2 Taza Interna de Retorno (T.I.R)
- 3.15 Evaluación de impacto ambiental

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

APÉNDICE

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Modelo matemático de dos tramos mas voladizo
2. Diagrama de momento respecto a la carga muerta
3. Armado de losa
4. Sección de viga
5. Carga viva
6. Diagrama de corte carga viva
7. Momento máximo por carga viva
8. Modelo matemático de carga viva para encontrar el FD
9. Armado de viga interna vista en sección transversal
10. Armado de viga externa vista en sección
11. Esfuerzos cortantes
12. Corte último
13. Diagrama de corte de viga interna
14. Armado de viga interna
15. Diagrama de corte de viga externa
16. Armado de viga externa
17. Detalle de diafragma externo
18. Detalle de diafragma interno
19. Detalle de cortina y viga de apoyo
20. Diagrama de presiones en la cortina
21. Detalle de armado de cortina y viga de apoyo
22. Geometría y diagrama de presiones en los estribos
23. Detalle de apoyo elastomerito
24. Examen bacteriológico

TABLAS

- I. Clasificación de suelos de Guatemala
- II. Libreta topográfica
- III. Integración de cargas
- IV. Cálculo de momentos
- V. Cálculo de momentos de volteo producido por el peso del estribo
- VI. Cálculo de momento estabilizante debido al muro
- VII. Cálculo de momento estabilizante por sismo
- VIII. Presupuesto puente Río de Paz, Jutiapa
- IX. Factor de día máximo
- X. Factor de hora máximo
- XI. Datos de diseño
- XII. Cálculo de momento estabilizante de muro
- XIII. Presupuesto de sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Estoraque
- XIV. Propuesta de tarifa
- XV. Libreta topográfica del sistema de agua potable de aldea El Estoraque
- XVI. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de la aldea El Estoraque

LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada cierta distancia
a	Distancia a la que se interfecta la resultante de la carga con la base del estribo.
A_s	Área de acero
A_{smin}	Área de acero mínimo
A_v	Área de varilla a utilizar para el estribo
B	Base
C_M	Carga muerta
C_V	Carga viva
C_U	Carga última
d	Peralte efectivo
e	Excentricidad
f_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
F.H.	Factor de Harmon
FL	Fuerza longitudinal
Fqm	Factor de caudal medio
f_y	Tensión de fluencia
I	Porcentaje de impacto
n	Coefficiente de rugosidad
M_{CM}	Momento carga muerta
M_{CV}	Momento carga viva
M_{CV+I}	Momento carga viva + porcentaje de impacto
M_U	Momento último
M_v	Momento de volteo
P	Carga de medio camión

Pe	Peso específico
Qdis	Caudal de diseño
S	Separación entre armadura de refuerzo de corte
t	Peralte
Vc	Resistencia nominal de corte proporcionada por el concreto
V _{CM}	Cortante por carga muerta
V _{CV}	Cortante por carga viva
Vn	Cortante nominal a resistir
Vs	Valor soporte del suelo
V _U	Cortante último
We	Peso estabilizante
Wv	Peso de volteo

GLOSARIO

Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, coplas, tees, válvulas, etc.
Aforo	Aforo es medir la cantidad de agua que lleva una corriente de agua ya sea superficial o subterránea, en una unidad de tiempo.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las elevaciones.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de la carga viva y carga muerta amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente aplicada en una estructura.
Caudal	Cantidad de agua que circula por un curso de agua de modo natural o artificial.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.

Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Dotación de agua	Cantidad de agua asignada a cada habitante por día, la cual debe satisfacer sus necesidades, afectadas por factores como clima, condiciones socio-económicas, tipo de abastecimientos, etc.
Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder determinar la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es una conjunto de elementos, que fueron diseñados para soportar a 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.

RESUMEN

El presente informe contiene el resultado de los diseños de un puente vehicular y un sistema de abastecimiento de agua potable desarrollados durante el período del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en la aldea Río de Paz y El Estoraque respectivamente, del municipio y departamento de Jutiapa.

- Diseño de puente vehicular para la aldea Río de Paz:

Consta de una vía, con longitud de 25.00 m y un ancho de 5.10 m, con una sobrecarga HS-15; la superestructura esta formada por tres vigas con una sección de 0.50 x 1.60 m, dos diafragmas externos de 0.30 x 0.80 m y dos diafragmas internos de 0.30 x 1.20 m, además de andén con barandales de protección para el paso peatonal. La subestructura está constituida por una viga de apoyo de 0.55 x 0.40 m, con longitud de 5.10 m y cortina de 0.30 x 1.60 m, todos estos elementos serán construidos de concreto armado, apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo.

- Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Estoraque:

Consta de un sistema combinado, bombeo para la conducción con una longitud de 344.80m, y gravedad para su distribución de 7510.47m, esto debido a la ubicación del pozo y la topografía del lugar, el diseño de las redes fue realizado por ramales abiertos debido a que las comunidades y sus habitantes se encuentran dispersos, el tanque de distribución de 55 m³ fue diseñado de losa

de concreto reforzado y muros de gravedad de concreto ciclópeo, las cajas distribuidoras de caudales y rompe presiones, de mampostería de piedra.

Se incluyen en los diseños planos y presupuestos para que sean de utilidad en su ejecución.

OBJETIVOS

- **General**

Realizar el diseño de los proyectos, Puente vehicular para la aldea Río de Paz y Sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Estoraque, del municipio y departamento de Jutiapa.

- **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnóstica, sobre necesidades básicas y de infraestructura.
2. Contribuir con el desarrollo de las comunidades, mediante la propuesta de proyectos de tipo social.
3. Evaluar los posibles beneficios y daños que se causarían a las comunidades, durante la ejecución de los proyectos.

INTRODUCCIÓN

El informe que a continuación se presenta, contiene actividades y resultados desarrollados durante el Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en el municipio de Jutiapa.

Este informe está conformado por los siguientes capítulos:

El primer capítulo corresponde a la fase de investigación, que consistió en una investigación de tipo monográfica de las aldeas Río de Paz y El Estoraque pertenecientes al municipio de Jutiapa, así como un diagnóstico de servicios básicos e infraestructura de las aldeas en mención.

El segundo capítulo corresponde a la fase de servicio técnico profesional; el cual contiene los diseños del puente vehicular para la aldea Río de Paz y sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Estoraque, en este capítulo se describe todos los aspectos que intervienen en el diseño, así como los criterios que se aplican.

Al final se presentan las conclusiones y recomendaciones correspondientes.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

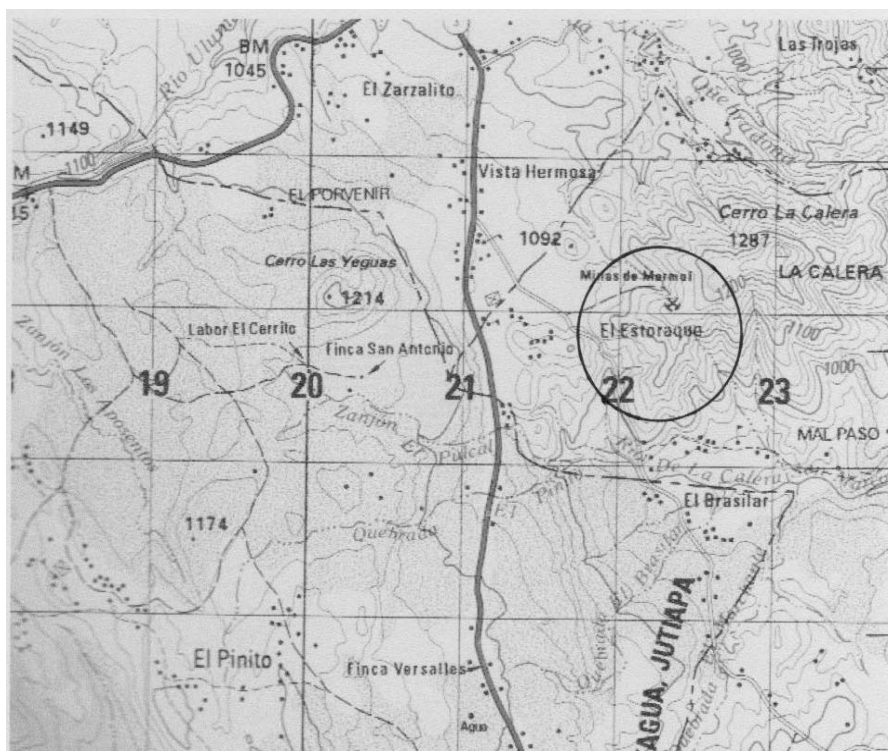
1.1 Monografía de las aldeas Río de Paz y El Estoraque

1.1.1 Localización y ubicación

El departamento de Jutiapa se encuentra a 117 kilómetros al oriente de la ciudad capital y en lo que a coordenadas geográficas se refiere se encuentra: “Latitud Norte 14°15’58”, “Longitud Oeste 90°02’16”, y a una altitud de 980 MSNM, según datos obtenidos a través de Instituto de Vulcanología, Meteorología, Sismología e hidrología (INSIVUMEH).

La aldea El Estoraque y Río de Paz se encuentra a 09 kilómetros al este del departamento de Jutiapa.

Figura 1. Mapa de localización de proyecto



1.1.2 Límites y colindancias

La aldea El Estoraque y Río de Paz colinda al Sur – Oeste con la aldea Amayo Ingenio y al norte con el Municipio de Quezada Jutiapa.

1.1.3 Vías de acceso

La principal vía de acceso de la aldea El Estoraque, y Río de Paz con el municipio de Jutiapa, se encuentra sobre el kilómetro 109 de la CA-1, carretera interamericana.

1.1.4 Clima

El clima se clasifica como cálido, ya que esta es una zona que aún se encuentra cubierta por pocos árboles. Se puede decir que en época de invierno es de clima poco frío.

Con base a los boletines históricos proporcionados por la estación meteorológica número 12 del Instituto de Vulcanología, Meteorología, Sismología e Hidrología (INSIVUMEH), ubicada en el municipio de Asunción Mita, del departamento de Jutiapa, se pudo establecer la precipitación máxima en la región, la cual corresponde a 150mm/hora, teniendo un clima en época de verano de 19.6 °C, en época de invierno de 15.2 °C. Obteniendo temperatura mínima de 16.2 °C, media de 23.4°C y máxima de 28.4°C.

Teniendo a la vez velocidades de viento a las 7 hrs de 6km/hr, a las 13 hrs 7km/hr y a las 18 hrs 6km/hr. Las nubosidad registrada a las 7 hrs es de 1, a las 13 hrs es de 2, y a las 18 hrs es de 4, teniendo una media de 2.

1.1.5 Población e idioma

Según datos del censo del 2,003, el Instituto Nacional de Estadística, informa que la población de las aldeas Río de Paz, y El Estoraque es de aproximadamente 300 habitantes, y el 100 % de la población habla español.

1.1.6 Tipo de vivienda

En las aldeas Río de Paz y El Estoraque, existen tres tipos de viviendas, entre las cuales el 80 % de la población son casas con paredes de adobe y techo de teja de barro, 15 % son casas con paredes de ladrillo con techo de teja de barro y el otro 5 % son casas con paredes de bajareque. Este último tipo de vivienda consiste en el levantado de muros de una aleación de arcilla con varas de bambú, las cuales estas amarradas con unas pitas derivadas de la misma vara de bambú, el techo es de paja, hojas de plátano y de palmeras. También vale la pena mencionar que este tipo de vivienda fue en esta región el primer tipo de vivienda que se construyó.

1.1.7 Actividades económicas

Existen dos fuentes de ingresos entre las cuales se definen las siguientes: 1) la principal es la siembra de frijol, maíz y maicillo, los cuales son granos básicos para el mercado y su autoconsumo. 2) También se dedican al comercio de ganados y sus derivados.

1.1.8 Servicios públicos

Los servicios de energía eléctrica, letrización, estufa de leña y escuela primaria.

1.1.9 Suelo y topografía

Se caracteriza por ser una zona montañosa, por lo que la topografía del terreno es un tanto irregular. En lo que a clasificación de suelos se refiere se clasifica como una zona rocosa, visto en campo y datos obtenidos a través de la municipalidad de Jutiapa.

El material madre y las características del perfil del suelo de la aldea El Estoraque, se describen a continuación:

Características Generales

Símbolo	Mi
Material Madre	Lava o lodo máfico
Relieve	Casi plano
Drenaje	Malo

Suelo Superficial

Color	Gris muy oscuro
Textura y consistencia	Arcillosa; plástica
Espesor aproximado	10-20 cm.

Subsuelo

Color	Gris oscuro
Consistencia	Plástica
Textura	Arcillosa
Espesor aproximado	40-60 cm.

Tabla I. Clasificación de suelos de Guatemala

Material de suelo	Valor soporte (T/M2)	Observaciones
		No har estructuras de grietas
Roca sana no interperizada	645	-----
Roca regular	430	-----
Roca intermedia	215	-----
Roca Agrietada, porosa	22-86	
Suelo Gravillosos	107	Compactados, buena granulometria
Suelo Gravillosos	86	Compactados con mas del 10% de grava
Suelo Gravillosos	64	Flojos mala granulometria
Suelo Gravillosos	43	Flojos, con mucha arena
Suelo Arenoso	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos Arcillosos	53	Duros
Suelos Arcillosos	22	Solides mediana
Suelo Limosos	32	Densos
Suelo Limosos	16	Densidad mediana

FUENTE: Charles S. Simmons CLASIFICACION DE LOS SUELOS EN GUATEMALA 1ra. Edición pag. 369, y 371

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

1.2.1 Descripción de las necesidades

La aldea El Estoraque, del municipio y departamento de Jutiapa, a pesar de encontrarse cerca de la cabecera municipal, padece una serie de necesidades, tanto de servicios básicos como de infraestructura (agua potable, drenajes, etc).

La aldea Río de Paz, del municipio y departamento de Jutiapa, a pesar de encontrarse cerca de la cabecera municipal, padece una serie de necesidades tanto de servicios básicos como de infraestructura (puente vehicular, agua potable, drenajes, carreteras, etc.).

1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades

La municipalidad de Jutiapa efectuó, por medio de la Oficina Municipal de Planificación (O.M.P.) un estudio sobre las necesidades de las comunidades y conjuntamente con las comunidades se priorizaron las necesidades en el orden siguiente: agua potable para la aldea El Estoraque y puente vehicular para la aldea Río de Paz. Para poder comercializar sus productos tanto agrícolas como ganaderos, además de sus productos básicos como frijol, maíz, leche, etc.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del puente vehicular para la aldea Río de Paz

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de un puente de 25 m de longitud con un ancho de 3.80 m, una losa con espesor de 0.20 m, tres vigas con una sección de 0.60 x 1.60 m, y con cuatro diafragmas de los cuales dos son externos y dos internos con secciones de 0.30 m x 0.60 m y 0.30 m x 1.20 m respectivamente. Dichos elementos estructurales apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo. Se diseñará para soportar una carga viva HS-15.

2.1.2 Datos para diseño

Como su nombre lo dice son los parámetros con los que se cuentan para el diseño de un proyecto, por lo tanto a continuación se describen dichos parámetros para el diseño del proyecto: Puente vehicular para la aldea Río de Paz del departamento de Jutiapa.

Luz libre	= 24.00 mts.
Luz eficaz	= 25.00 mts.
Ancho útil	= 3.80 mts.
Ancho total	= 5.10 mts.
Esfuerzo máximo del concreto $f'c$ (4,000 PSI)	= 281 Kg./cm ²
Fy para vigas (60,000 PSI)	= 4200 kg/cm ² .
Fy para otro elemento (40,000 PSI)	= 2810 kg/cm ² .
Tensión admisible en concreto $fc=0.45f'c$	= 126.45kg/cm ² .

Tensión admisible en acero fs	= 1400 kg/cm ² .
Peso volumétrico concreto ciclópeo Wcc	= 2700 kg/m ³ .
Peso volumétrico concreto armado Wc	= 2400 kg/m ³ .
Peso volumétrico del asfalto Wa	= 2100 kg/m ³ .
Peso volumétrico del suelo Ws	= 1700 kg/m ³ .
Capacidad soporte del suelo Vs.	= 20,000 kg/m ² .
Profundidad de cimentación desde la rasante H *	= 6.00mts.
Sobrecarga	= HS-15

2.1.3 Cálculo de caudales máximos para determinar la altura del puente

2.1.3.1 Método de sección pendiente

Se describe como un método empírico pero muy eficaz, ya que este se utiliza únicamente con datos adquiridos en el campo, y es aplicable cuando se carece de información hidrológica. Como anteriormente se describe es necesario tener conocimiento de los siguientes datos los cuales son la crecida máxima que ha alcanzado el río durante los últimos 30 años, la altimetría y planimetría de 100 mts. Aguas arriba y aguas abajo como también la sección transversal del río.

Como primer paso, de los cálculos topográficos e históricos se calcula el área de la sección transversal del río y luego se calcula el valor de la velocidad de la corriente, aplicando la fórmula de Manning la cual se describe a continuación:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

donde:

V = velocidad (m/s)

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

S = pendiente

Como anteriormente se mencionó es necesario conocer la altimetría del terreno la cual se obtuvo por medio de los cálculos topográficos.

La pendiente del terreno es de 2.5 %. Luego se calcula el área de la sección transversal de la corriente tomando en cuenta la crecida máxima por datos históricos. Por lo tanto el área de la sección transversal utilizando la crecida máxima es de 113.06 m² y el perímetro mojado es de 33.22 m. En el cálculo de caudales máximos se hace uso del coeficiente de escorrentía de 0.08, ya que este se toma con base a la vegetación del terreno.

$$R = \frac{A}{PM} = \frac{113.06}{33.22} = 3.40m$$

Donde:

R = Radio hidráulico (m)

A = Área (m²)

PM = Perímetro mojado (m)

Luego se calcula la velocidad por medio de la fórmula de Manning de la siguiente forma:

$$V = \frac{1}{0.08} * (3.40)^{2/3} * (0.025)^{1/2} = 4.46m/s$$

$$Q = V * A = 4.46 * 113.06 = 505.00m^3/s$$

De lo anterior se concluye que la altura de la crecida máxima es de 5 m por lo tanto la altura mínima del puente debe estar a 6 metros sobre el lecho del río.

2.1.4 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se hizo de primer orden, ya que es de vital importancia obtener datos con la mayor precisión posible. El equipo que se utilizó para este levantamiento fue: un teodolito marca WILD T-1, una estadia, una cinta métrica de 25 m de longitud, una plomada, estacas de madera, pintura roja, un martillo y un nivel de mano. El método utilizado fue conservación del azimut, a continuación se describe el cálculo topográfico.

Tabla II. Libreta topográfica

COMUNIDAD:	Río de paz	LEVANTÓ:	Carlos González.
MUNICIPIO:	Jutiapa	CALCULÓ:	Carlos González.
DEPARTAMENTO:	Jutiapa	SUPERVISÓ:	Ing. Juan Merck.
PROYECTO:	Puente Río de Paz	FECHA:	28 oct. 2,005.

EST.	P.O	AZIMUT						Vert	HILOS			ALT.	DIST.	DIST.	COTA	Totales				
		O	'	”	°	'	”		L.S.	L.M.	L.I.					INST.	HORIZ.	ACUM.	X	Y
																0.000	0.000	500.000	0.000	0.000
0	1	134	00	00	100	00	00	2.03	1.980	1.93	1.47	9.70	9.70	497.780	6.976	-6.737				
1	2	156	00	00	269	00	00	2.73	2.690	2.64	1.50	9.00	18.70	496.747	10.636	-14.957				
2	3	179	00	00	95	00	00	1.99	1.900	1.82	1.60	16.87	35.57	494.971	10.930	-31.825				
3	3.1	58	00	00	265	00	00	0.84	0.800	0.76	1.47	7.94	43.51	496.336	17.663	-27.618				
3	3.2	296	00	00	265	00	00	1.11	1.080	1.05	1.46	5.95	49.46	497.236	12.311	-25.007				
3	3.3	170	00	00	268	00	00	0.47	0.390	0.32	1.47	14.98	64.44	498.840	14.913	-39.762				
3	4	188	00	00	271	00	00	1.11	1.040	0.96	1.47	15.00	79.44	499.008	12.826	-54.611				
4	4.1	140	00	00	87	00	00	1.56	1.490	1.42	1.64	13.96	93.40	499.890	21.800	-65.306				
4	4.2	144	00	00	88	00	00	0.85	0.710	0.59	1.64	25.97	119.37	501.726	37.064	-86.315				
																0.000	0.000	500.000	0.000	0.000
0	1	134	00	00	100	00	00	2.03	1.980	1.93	1.47	9.70	9.70	497.780	6.976	-6.737				
1	2	156	00	00	269	00	00	2.73	2.690	2.64	1.50	9.00	18.70	496.747	10.636	-14.957				
2	3	179	00	00	95	00	00	1.99	1.900	1.82	1.60	16.87	35.57	494.971	10.930	-31.825				
3	4	188	00	00	271	00	00	1.11	1.040	0.96	1.47	15.00	50.56	495.139	8.843	-46.674				

2.1.5 Criterios y especificaciones sobre puentes de concreto reforzado

DISEÑO: Para el diseño de puentes vehiculares se utilizan las normas "Standard Specification Highway Bridges" de la American Association of State Highway and Transportation officials AASHTO.

CARGA VIVA: Para el diseño de los puentes vehiculares se usó la carga viva HS-15.

RECUBRIMIENTOS: AASHTO 8.22 Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto 8cm para cimientos y muros, 5 cm para losa arriba (cama superior) y 2.5 cm Abajo (cama inferior) y 5cm para columnas.

LONGITUD DE DESARROLLO: AASHTO 8.24.1.2 Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requiere por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 40 veces el diámetro de la barra o la luz $L/20$.

TRASLAPES: AASHTO 8.25 DGC 509.080. Se calcula con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para varillas No. 11 de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal f_y de la barra, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una sola misma línea.

GANCHOS: AASHTO 8.23.2.2 DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y con un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y cuando se trata de 90 grados, es igual a 12 veces su diámetro.

2.1.6 Evaluación de la calidad del suelo

Este es un dato muy importante y sirve para determinar la carga que soporta el suelo. Por falta de recursos no se hizo un estudio de suelos, no obstante se realizó una inspección ocular pudiendo constatar que se tienen 4 capas en una profundidad de 5 m, donde la primera es una capa vegetal de 15 cm, la siguiente es una capa de barro o arcilla de aproximadamente 1.5 m, luego una capa de un material arenoso mezclado con arcilla denominada como talpetate y por último una capa de talpetate con roca. Tomando las características del suelo que anteriormente se mencionó se tiene que el valor soporte asumido es de 20,000.00 kg/cm², por lo tanto, por cuestiones de criterio de diseño se determinó una cota de cimentación de 2.5 m.

2.1.7 Diseño de superestructura

2.1.7.1 Diseño de losa

En este caso se tiene un puente de tipo viga y losa, el refuerzo principal lo se coloca transversal a la dirección del tránsito y por ende la luz de la losa será de forma continua en el sentido transversal, ya que cuenta con tres vigas de apoyo.

2.1.7.1.1. Cálculo de peralte

El espesor de la losa se escogió de tal manera que evite deflexiones y que esta pierda resistencia. En la tabla 8.9.2 de las normas de AASHTO se encuentran los valores de espesores mínimos para luces continuas y simples con el refuerzo principal paralelo o en dirección del tránsito.

El espesor se calcula de la siguiente forma:

$$t = \frac{(L + 3.05)}{30} \quad \text{para luces continuas}$$

t = espesor en metros

L = luz a rostro de cada viga en metros

$$t = \frac{(0.90 + 3.05)}{30} = 0.16m$$

Por criterio se escoge un espesor de 0.20 m.

2.1.7.1.2 Integración de cargas

Modelo matemático de dos tramos + dos voladizos.

La integración de la carga W se describe de la siguiente manera: 480 kg/m pertenecen al peso propio de la losa, 105 kg/m pertenecen a peso del asfalto, este en especial es un detalle que no se debe olvidar, porque aún en el momento en que se diseña el puente, no se cuente con carretera de pavimento rígido o flexible, es importante tomar este factor para el futuro; y el de 17.78 Kg/m se debe al peso de los barandales.

Tabla III. Integración de cargas

Descripción	base	altura	Wesp	Unidad	Total	Unidad
W losa =	0.2	1	2400	Kg/m3=	480	Kg/M2
W diafragma interno =	0.3	0.8	2,400	Kg/m3=	576	Kg/M
W Diafragma externo =	0.3	1.2	2400	Kg/m3=	864	Kg/M
W Viga principal =	0.5	1.6	2400	Kg/m3=	1920	Kg/M
W Cortina	0.3	1.6	2400	Kg/m3=	1152	Kg/M
W Base de viga apoyo =	0.4	0.85	2400	Kg/m3=	816	Kg/M
OTRAS CARGAS						
W asfalto =	0.05 *	1 *	2100	kg/m3=	105	kg/m2
w barandales =	(40 *	Kg/m	*2)/	4.50m =	17.78	kg/m2

Carga viva = HS 15 = 24.5 T

Figura 1. Modelo matemático de dos tramos más voladizo

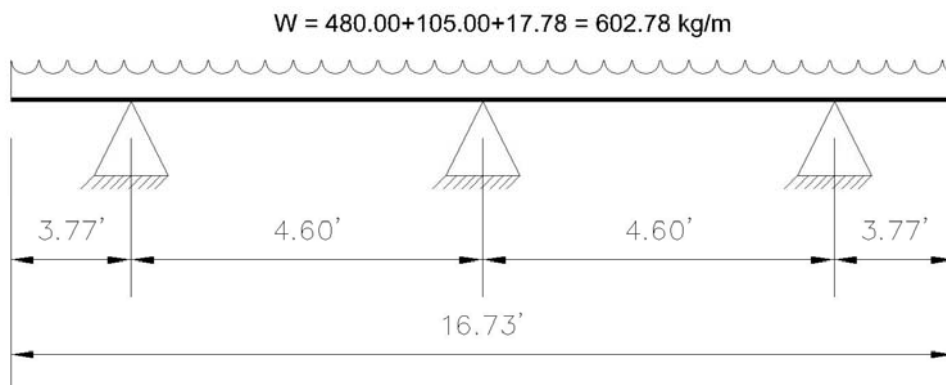
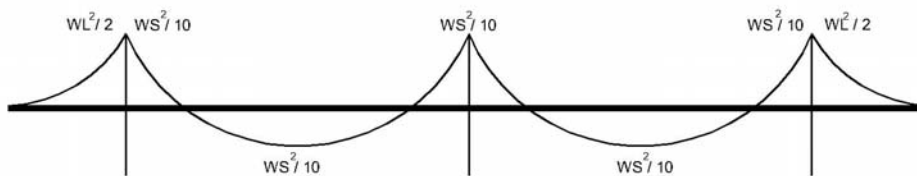


Figura 2. Diagrama de momento respecto a la carga muerta



A continuación se procede con la integración de los momentos:

- Momento carga muerta

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{10} \quad W = \text{Peso carga muerta}; L = \text{Longitud entre apoyos}$$

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{10} = \frac{602.78 * 1.40^2}{10} = 118.14 \text{ kg} - m$$

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{2} = \frac{602.78 * 1.15^2}{2} = 398.79 \text{kg} - m$$

Se toma el valor de 398.79kg – m

2.1.7.1.3 Cálculo de momentos por carga viva

- **Momento carga viva**

HS 15 = 24.5 T

P llanta = 5.45 T

La carga de P= 5.45 T se dedujo de que la carga HS-15 da como resultado una carga total de 24.5 T y una carga máxima por eje de 10.9 T, por lo tanto dividiendo en dos la carga por eje da como resultado 5.45 T que es la carga por llanta.

$$M_{CV} = \left[\frac{0.80(S+2)}{32} \right] x P \quad (\text{AASHTO 3.24.3.1})$$

Donde:

Mcv = momento de carga viva

S = espaciamiento entre apoyos en pies

P = carga puntual

$$M_{CV} = \left[\frac{0.80(4.6'+2)}{32} \right] x 12,000 \text{lb} = 205.31 \text{kg} - m$$

Momentos por carga última

$$M_U = 1.3[M_{CM} + 5/3(M_{CV} * I)] \quad (\text{AASHTO 3.23.1})$$

Como se carece del factor de impacto, se procede a calcularlo, tomando en cuenta que éste no debe ser mayor que 0.30.

Donde:

Mu= momento último

Mcm= momento carga muerta

Mcv= momento carga viva

I= factor de impacto

$$I = \frac{50}{(S + 125)}$$

Donde:

I= factor de impacto

S= espaciamiento entre apoyos en pies

$$I = \frac{50}{(4.6 + 125)} = 0.38 > 0.30 \quad \text{Tomar } I=0.30$$

$$M_U = 1.3[398.79 + 5/3(205.31 * 1.30)] = 1096.72 \text{ kg} - m$$

A continuación se realiza el cálculo del refuerzo:

Refuerzo transversal cama inferior

Datos:

$$M_u = 1096.72 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\emptyset = 0.90$$

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

$$d = 20 - 5 - 0.5 = 14.5 \text{ cm.}$$

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2 = 4,000 \text{ PSI}$$

$$f_y = 40,000 \text{ PSI} = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.1E6 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$B1 = 0.85 \quad \text{Si } F'c \text{ es menor o igual a } 4000 \text{ PSI}$$

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

Datos:

A_s = Área de acero

b =base

d =peralte efectivo

M_u =momento último

$f'c$ =resistencia específica a la compresión del concreto

f_y =tensión de fluencia

$$A_s = (100 * 14.52) - \left[\sqrt{(100 * 14.52)^2 - \frac{(1096.72 * 100)}{(0.003825 * 281)}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{2810} \right) = 3.02 \text{ cm}^2$$

Cálculo área de acero mínimo:

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{4200} * b * d$$

$$f_y = 2810 \text{ psi}$$

$$b = 100 \quad b = \text{base}$$

$$d = 14.5 \quad d = \text{peralte efectivo}$$

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 14.52 = 7.28 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de acero máximo:

$$A_{s \max} = \rho_{bal} * b * d$$

ρ_{bal} = cuantía de acero balanceada

b=base

d=peralte efectivo

Donde:

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 * [0.003(f_y / E_s) + (f'_c / f_y)]$$

β_1 = parámetro de esfuerzo en el concreto

E_s = Modulo de elasticidad del acero

$$b = 100$$

$$d = 14.5$$

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

$B1 = 0.85$ si $F'_c < \text{o igual a } 4,000 \text{ psi}$

$$E_s = 2.1E6$$

$$A_{s \max} = 0.85^2 * [0.003(2810 / 2.1E6) + (281 / 2810)] * 14.5 * 100 = 52.38 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s \min}$, entonces tomar $A_{s \min}$

Distribución de varillas:

S = espaciamiento máximo entre varillas

$$S = 2t$$

$$S = 2 * 20$$

$$S = 40 \text{ cm.}$$

Por criterio de diseño se utilizaran varillas No. 3 (0.71 cm²)

$$7.28 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \quad X = 0.10 \text{ mt}$$

De lo anterior, se concluye que en la cama inferior transversal se coloca As min. No.3 a cada 10 cm.

Refuerzo transversal en cama superior

Se coloca el área de acero por temperatura

$$A_{temp} = 0.002 * b * t \quad b = \text{base} ; t = \text{espesor}$$

$$A_{temp} = 0.002 * 100 * 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 1 \text{ m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \quad X = 0.20 \text{ m.}$$

Es decir un equivalente a distribuir Varillas No 3 @ 0.20m.

Refuerzo longitudinal

$Asl = Fl * Asreq$ Fl = fuerza longitudinal; As = Área de acero requerida

$Fl = \frac{2.20}{\sqrt{S}}$ donde $Fl < 0.67$ y S = espaciamiento de vigas en pies (8.20)

$Fl = \frac{2.20}{\sqrt{3}} = 1.27 > 0.67$ por lo tanto, se toma $Fl = 0.67$

$Asl = 0.67 * 4.87 = 3.26 \text{ cm}^2$

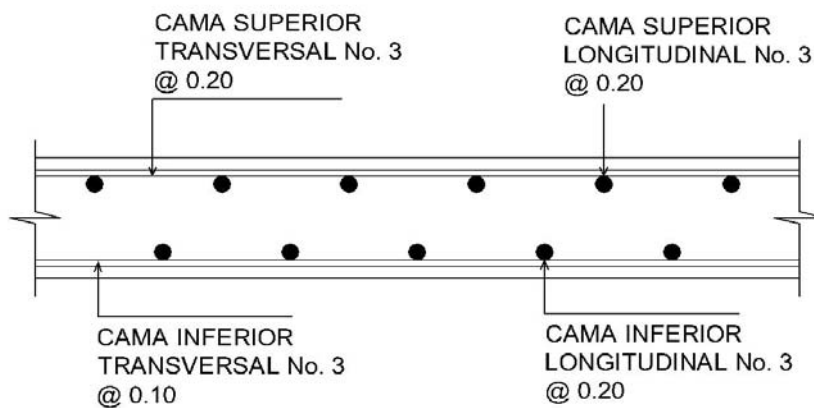
Se utilizará varillas No. 3 (0.71 cm^2).

3.26 cm^2 -----1m

0.71 cm^2 -----X entonces $X = 0.20$

Se utilizará varillas No. 3 @ 0. 20m.

Figura 3. Armado de losa



2.1.7.2 Diseño de vigas

El espaciamiento entre las vigas queda a criterio del diseñador, pero se recomienda utilizar un espaciamiento entre 10 y 12 pies.

2.1.7.2.1 Cálculo de peralte y base

Para el cálculo de la sección de vigas principales se debe basar en la luz de las mismas. Se recomienda utilizar un peralte no menor de $L/16$, para no tener que calcular deflexiones al momento de armar la formaleta; y la base de la viga, no tendrá que ser menor que el peralte sobre 3.5 para evitar alabeo, además se debe tomar en cuenta que para calcular el armado se integra el momento con las cargas siguientes: por carga muerta, carga viva e impacto.

Aplicando lo anteriormente descrito se tiene que:

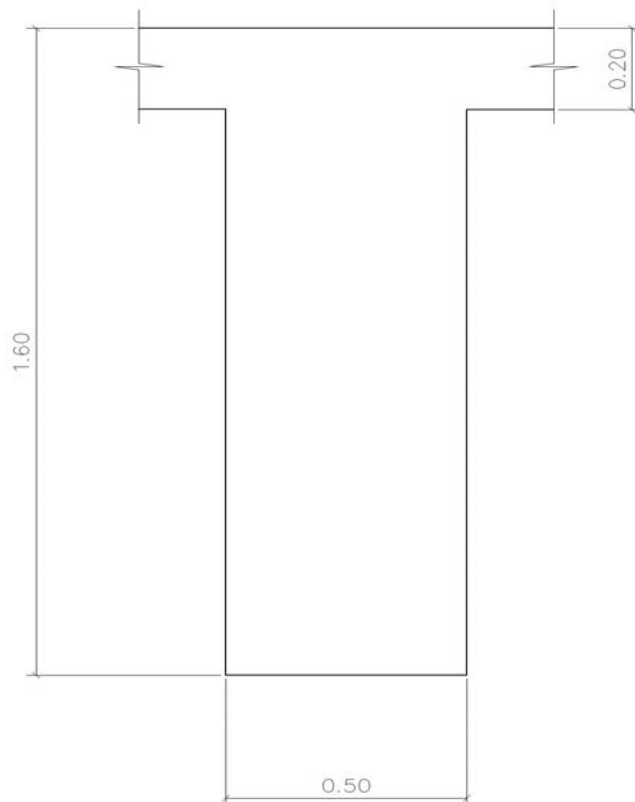
$$H = \frac{L}{16} \text{ Para no comprobar deflexiones} \quad H = \text{Altura}; L = \text{Longitud de puente}$$

$$H = \frac{24.00}{16} = 1.50m \text{ Se tomó por criterio de diseño } 1.60m$$

$$B = \frac{H}{3.5} \text{ Para no tener que comprobar alabeo o pandeo lateral}$$

$$B = \frac{1.60}{3.5} = 0.46 \text{ Se tomó por criterio de diseño } 0.50m$$

Figura 4. Sección de viga



Para realizar el diseño del armado de las vigas principales es necesario conocer las distintas cargas que estas soportaran, por lo tanto a continuación se describe el proceso para realizar el diseño de las vigas principales:

2.1.7.2.2 Cálculo de momentos

Tabla IV. Cálculo de momentos

Descripción		Wesp	Brazo	Base	Total
W viga	=	2400	1.4	0.5	1680kg
W losa	=	2400	1.4	0.2	672kg
W asfalto	=	2100	1.4	0.05	105kg
W barandal	=	2400	0.054		130kg
TOTAL					2587kg

Momento por carga muerta

$$P_{diafragma1} = (2400 * 0.30 * 1.2)(0.9) = 777.6kg \quad P = \text{Carga Puntual}$$

$$P_{diafragma2} = (2400 * 0.30 * 0.80)(0.9) = 518.4kg$$

$$P_{total} = 777.6 + 518.4 = 1296.0kg * 2 = 2592kg$$

$$\sum \frac{P}{L} = \frac{2592}{24.5} = 105.80kg / m$$

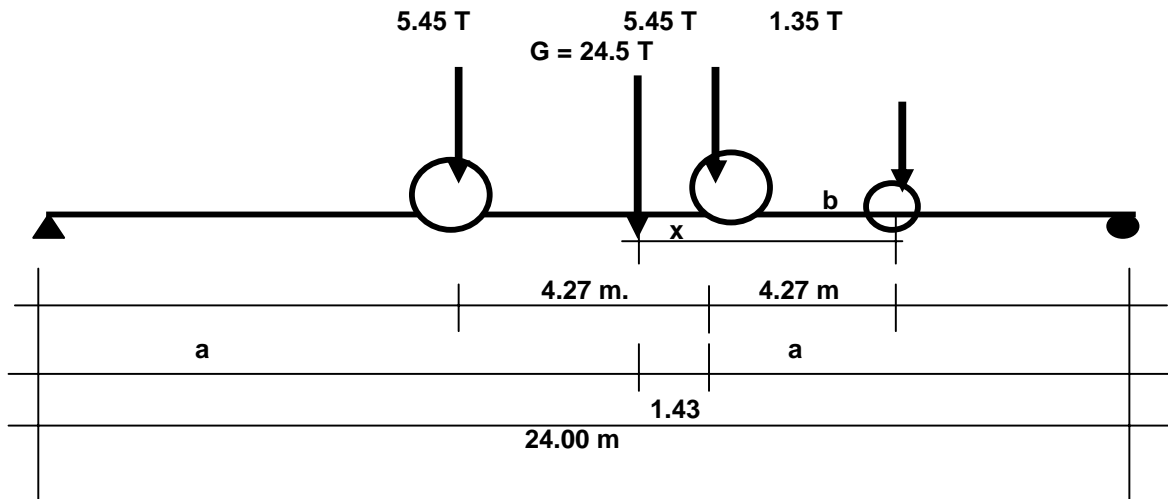
$$M_{CM} = \frac{(2587)(24)^2}{8} + 105.80 = 186369.80kg - m$$

A continuación se realizará el cálculo de los momentos actuantes en las vigas principales:

Momento por carga viva.

Por ser un puente de 24.00 m de luz, la probabilidad de 2 camiones sucesivos cargando el puente no existe.

Figura 5. Carga viva



Cálculo del centro de gravedad

$$\sum Mb = 0$$

$$5.45(8.54) + 5.45(4.27) + 1.35(0) - 12.25(x) = 0$$

$$x = 5.70m$$

$$5.70 - 4.27 = 1.43m$$

Cálculo de "a"

$$2(a) + 1.43 = 24.00m$$

$$a = 11.285m$$

$$Ra(24) - (12.25)(12.72) = 0 \quad Ra = \text{Reacción en apoyo A}$$

$$Ra = 6.49T - m$$

$$Rb = 12.25 - 6.49 = 5.76T - m \quad Rb = \text{Reacción en apoyo B}$$

El momento máximo por una sucesión de cargas vivas móviles ocurre en la carga mas cercana al centro de gravedad, cuando esta se encuentra tan lejos del soporte de entrada (a), como su centro de gravedad tan lejos del soporte de salida (a).

Figura 6. Diagrama de corte carga viva

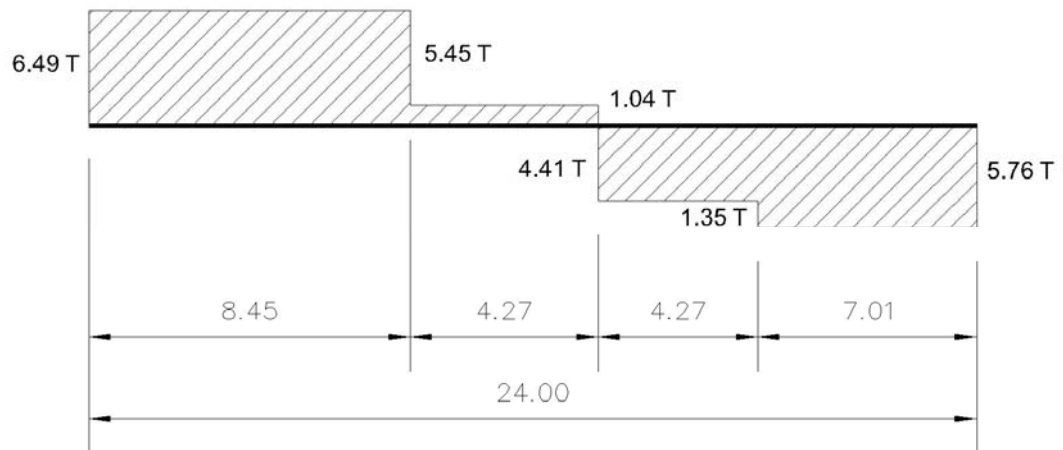
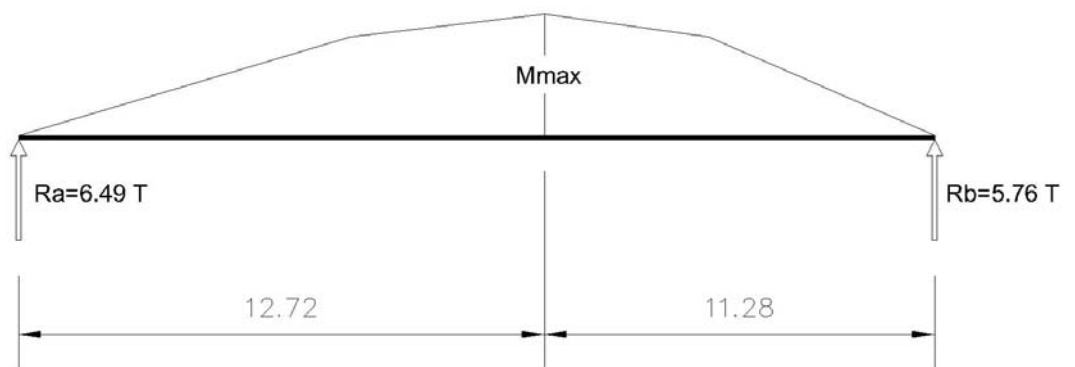


Figura 7. Momento máximo por carga viva



$$M_{\max} = 1.04 * 12.72 + 5.48 * 8.45 = 59.53T - m$$

$$M_{CV} = 59.53T - m = 59530.00kg - m$$

Cálculo de momento producido por carga viva a 3m del apoyo

Tomando como referencia la figura 5 se obtiene lo siguiente:

$$\sum M = 0 \text{ a } 3\text{m respecto de A}$$

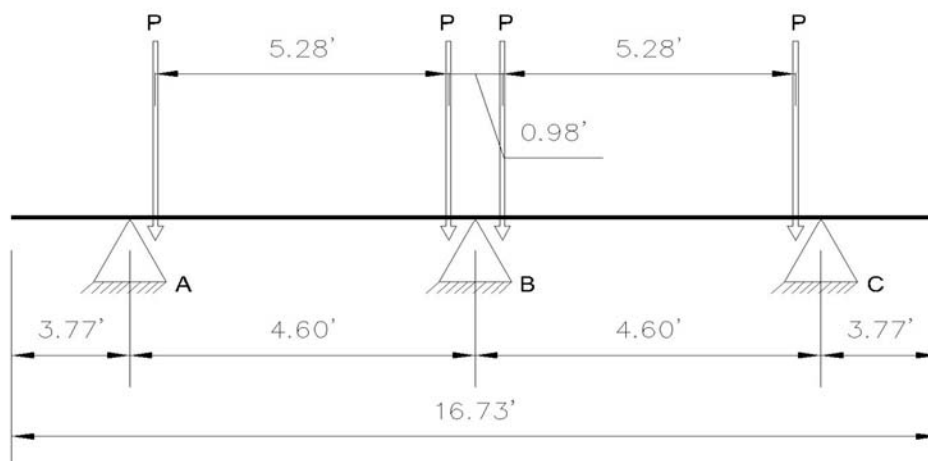
$$M_{3m} = 6.49 \text{Tonelada} - \text{metro}$$

$$M_{3m} = 19.47T - m = 17,662.89\text{kg} - m$$

Cálculo del factor de distribución (FD)

Este es un factor muy importante, ya que es el que indica el porcentaje de la carga P que se transmite tanto a las vigas exteriores como a las vigas interiores. Para determinar el porcentaje de carga que se distribuye en las vigas exteriores es necesario conocer la reacción de la carga P. Para las vigas interiores se realiza algo similar para uno de los carriles y luego se multiplica por 2, a continuación se describe el cálculo para encontrar el factor de distribución FD.

Figura 8. Modelo matemático de carga viva para encontrar el FD



$$\sum Mb = 0$$

$$Ra(4.6) - P(4.6) = 0$$

$$Rb = P$$

FD para viga externa = 1.00

FD para viga interna = 1.00 x 2 = 2.00

Cálculo del factor de impacto

Este tipo de cargas se producen de una forma brusca o instantánea, en el momento en que el tránsito tiene contacto con la estructura. Por lo tanto se toma como una fracción de la carga viva. Según AASHTO y se calcula de la siguiente forma:

$$I = \frac{15}{(L + 38)} \quad I = \text{Factor de impacto}; L = \text{Longitud de puente}$$

$$I = \frac{15}{(24 + 38)} = 0.24$$

Se debe considerar también que AASHTO recomienda una carga de impacto no mayor a 0.30.

Momento debido a la carga de impacto

$$M \text{ Imax} = 59530.00 * 0.24 = 14,287.20 \text{kg} - m$$

$$M \text{ Imax}_{3m} = 17,662.89 * 0.24 = 4,239.09 \text{kg} - m$$

Momento último

Este momento se calcula con la integración de las cargas vivas muertas y de impacto. Luego se procede con el cálculo del acero.

Datos:

Mu= momento último en kg-m

b= base de la viga en cm

d= Peralte de la viga en cm

f'c= resistencia del concreto en kg/cm².

fy= resistencia del acero en lb/pl².

Luego en la fórmula de As introducir los datos anteriormente mencionados, y como producto se obtiene: As (área de acero requerida), Asmín (área de acero mínimo) y Asmáx. (Área de acero máximo), teniendo en cuenta que:

Si As máximo < As entonces se debe reforzar a compresión, o cambiar la sección del elemento estructural si no se tienen restricciones arquitectónicas. En este caso As < As min por lo que se refuerza con As.

$$M_U = 1.3[M_{CM} + (5/3(M_{CV} * I * FD))] \quad \text{Mu = Momento último}$$

Momento último viga interna

$$M_U = 1.3[186,369.80 + (5/3(59,530.00 * 1.24 * 2))] = 562,154.23 \text{ kg} - m$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 160 - 5 - 1.27 = 153.73 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2 = 4,000 \text{ PSI}$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 = 60,000 \text{ PSI}$$

Cálculo de área de acero

As = Área de acero

$$As = (50 * 153.73) - \left[\sqrt{(50 * 153.73)^2 - \frac{(562154.23 * 50)}{(0.003825 * 281)}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{4200} \right) = 110.77 \text{ cm}^2$$

Cálculo de área de acero mínimo

Asmin = Área de acero mínima

$$As_{\min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$As_{\min} = \frac{14.1}{4200} * 50 * 153.73 = 25.80 \text{ cm}^2$$

Cálculo área de acero máximo

$$As_{\max} = 0.5 \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{(f_y + 6090)} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85^2 * \left(\frac{281}{4200} \right) * \left(\frac{6090}{(4200 + 6090)} \right) = 0.029$$

$$As_{\max} = 0.5(0.029) * 50 * 153.73 = 111.45 \text{ cm}^2 > As, \text{ se coloca } As.$$

Refuerzo en la cama superior = 33 % As o As min = 0.33 x 110.77 = 36.55 cm²

As min = 25.80cm², colocar el 33% As, equivalente a 7 No.8

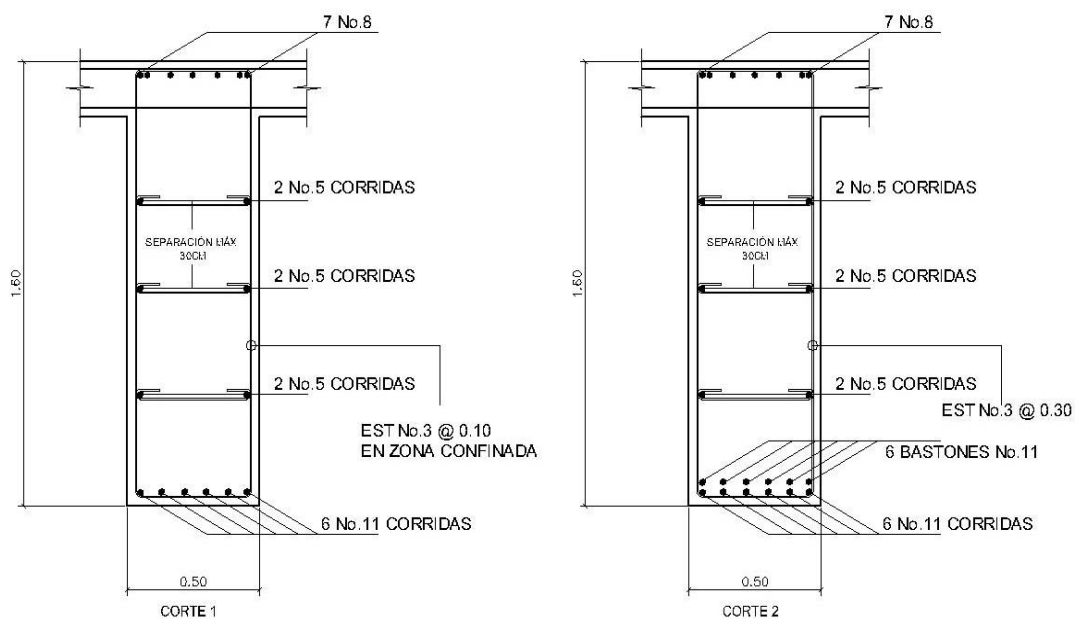
As cama inferior en apoyos = 50% As o As min

As cama inferior = 0.50 x 110.77 = 55.39 cm²

Colocar el 50% de As, equivalente a 6 No.11

Por recomendaciones de AASHTO, no se deben dejar espacios mayores a 30 centímetros entre las varillas de acero por lo que debe agregarse un refuerzo adicional en la zona intermedia de la viga y se calcula de la siguiente manera: $A_s \text{ adicional} = 0.25plg^2/\text{pie}$, equivalente a 2 No. 5 @ 0.30 de separación en cada cara de la viga.

Figura 9. Armado de viga interna vista en sección transversal



Momento último viga externa

$$M_U = 1.3[186369.80 + (5/3(59530.00 * 1.24 * 1))] = 402,216.97 \text{ kg} - \text{m}$$

Mu = momento último

b = 50 cm

d = 160 – 5 – 1.27 = 153.73 cm

$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2 = 4,000 \text{ PSI}$

$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 = 60,000 \text{ PSI}$

Cálculo de área de acero.

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

$$A_s = (50 * 153.73) - \left[\sqrt{(50 * 153.73)^2 - \frac{(376886.31 * 50)}{(0.003825 * 281)}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{4200} \right) = 75.79 \text{ cm}^2$$

$f'c$ = Resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y = Tensión de fluencia

Cálculo de área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{4200} * 50 * 153.73 = 25.80 \text{ cm}^2$$

Cálculo área de acero máximo

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 * \left(\frac{f'c}{f_y} \right) * \left(\frac{6090}{(f_y + 6090)} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85^2 * \left(\frac{281}{4200} \right) * \left(\frac{6090}{(4200 + 6090)} \right) = 0.029$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5(0.029) * 50 * 153.73 = 111.45 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ max}} > A_s$, se coloca A_s .

Refuerzo en la cama superior = $0.33 \times 75.79 = 25.01 \text{ cm}^2$,

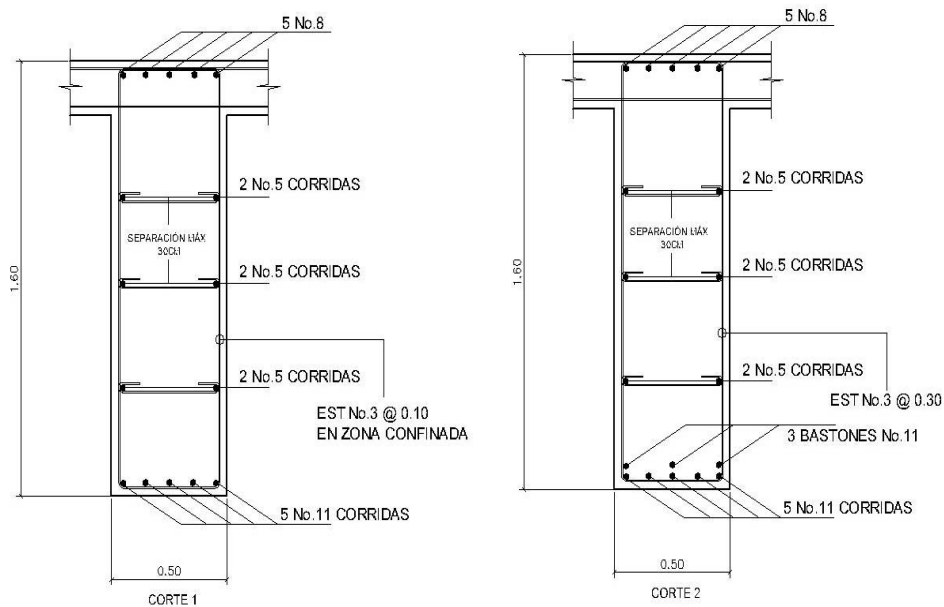
$A_{s \text{ min}} = 25.80 \text{ cm}^2$, colocar $A_{s \text{ min}}$. equivalente 5 No. 8

As(+)cama inferior en apoyos = 50% As o As min.

$75.79 \times 0.50 = 37.89 \text{ cm}^2$, colocar el 50 % de As, equivalente a 5 No. 11

Refuerzo adicional = 0.25 plg^2 / pie de alto de la viga equivalente a colocar No. 5 a cada 30 cm. de separación en cada cama de la viga.

Figura 10. Armado de viga externa vista en sección



2.1.7.2.4 Diseño a corte

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

V_{rc} = resistencia nominal de corte proporcionada por el concreto

$f'c$ = resistencia especifica a la compresión del concreto

b = base

d = peralte efectivo

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 50 * 153.73 = 58046.57 \text{ kg}$$

Corte último

Este se calcula para determinar el refuerzo transversal de la viga. Para realizar el cálculo de refuerzo por corte, es necesario calcular el esfuerzo cortante total actuante en la viga, compuesto de un esfuerzo cortante debido a peso muerto, carga viva e impacto, a continuación se describe el cálculo del corte último:

Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

$$V_{UCM} = \frac{1.4WL}{2} \quad \text{y si hubiesen cargas concentradas agregar } 1.4 * \sum \frac{P}{2}$$

Donde:

V_{UCM} = Corte último de carga muerta

W=Carga muerta

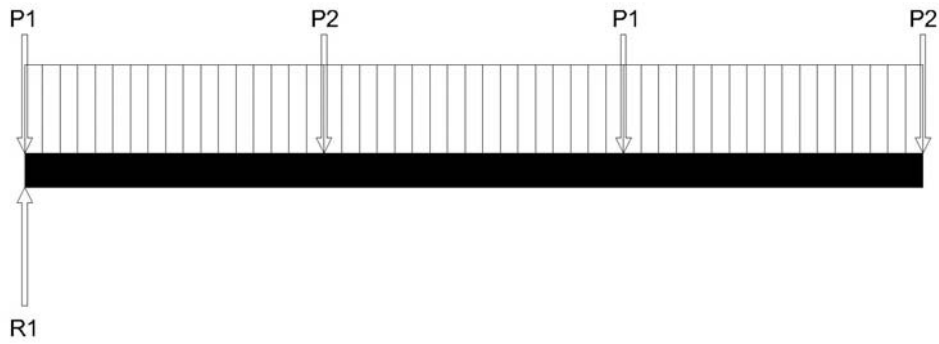
L=Longitud del puente

$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \sum \frac{P}{2} \quad V_{UCM} = \text{Corte último de carga muerta}$$

P=Carga puntual

W = 2587.52 kg/m

Figura 11. Esfuerzos cortantes



$$P1 = (0.30 * 0.80 * 2400 * 0.9) * 2 = 1553kg$$

$$P2 = (0.30 * 1.20 * 2400 * 0.9) * 2 = 1036.8kg$$

$$V_{UCM} = \frac{1.4WL}{2} \quad \text{y si hubiesen cargas concentradas agregar } 1.4 * \sum \frac{P}{2}$$

Donde:

V_{UCM} = Corte último de carga muerta

W=Carga muerta

L=Longitud del puente

P=carga puntual

$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \sum \frac{P}{2}$$

$$V_{CM} = \frac{2587 * 24}{2} + \frac{2590}{2} = 32339kg - m$$

Esfuerzos cortantes debido a carga viva

Se debe tomar en cuenta que sucede cuando la carga P máxima del camión está en dirección con el eje neutro de la base de la cortina de la viga de apoyo del puente, a continuación se describe este proceso gráficamente:

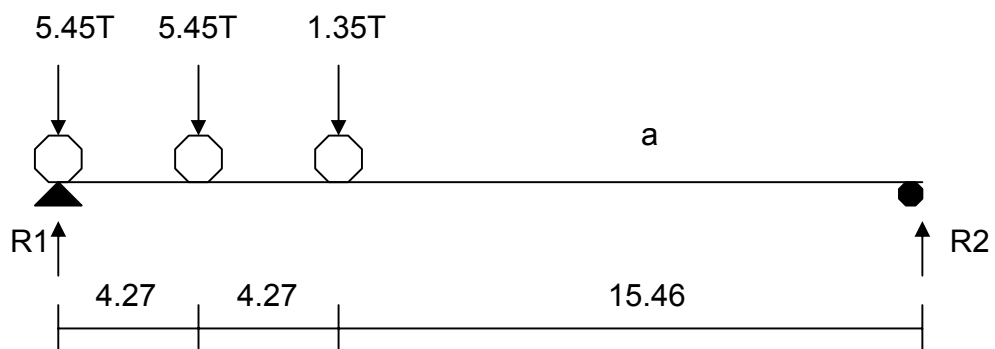
10.9 T = carga por eje del camión

10.9/2 = 5.45 T (carga por llanta)

2.7T = Carga de la parte delantera del camión por eje.

2.7 T/2 = carga por llanta.

Figura 12. Corte último



$$\sum Ma = 0$$

$$5.45(24.00) + 5.45(19.73) + 1.35(15.46) = 24(R1)$$

V_{CVMAX} = corte por carga viva máximo

$$V_{CVMAX} = R1 = 10.80T = 10,800kg$$

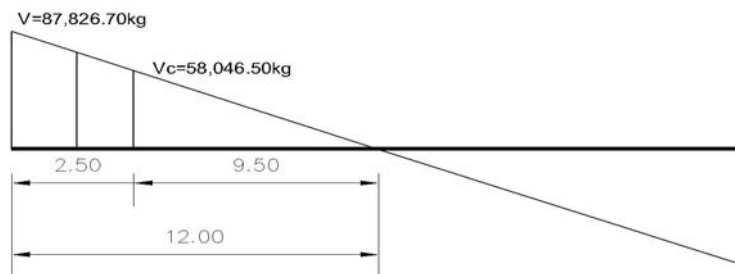
Corte para viga interna

$$V \text{ (max diseño)} = 1.3(V_{CM} + 5/3(V_{CV} * fd))$$

$$V \text{ (max diseño)} = 1.3(31559 + 5/3(10800 * 2)) = 87,826.70kg$$

En zona no confinada: colocar refuerzo No. 3 @ $S_{max} = d/2 \leq 30cm$;
equivalente a estribo No. 3 @ 30cm.

Figura 13. Diagrama de corte de viga interna



$$X = \frac{V_c(L/2)}{V_{\max}} = \frac{58046.50(24/2)}{87,826.70} = 7.93m$$

Donde:

X= distancia en zona no confinada

Vc=corte del concreto

L=longitud de puente

Vmax=corte máximo

la distancia que falta cubrir por corte es:

$$D = (L/2) - X = 12 - 7.93 = 1.51m$$

Donde:

D=distancia faltante por cubrir

L=longitud de puente

zona de confinamiento

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_{max}}$$

Donde:

S=espaciamiento del estribo

A_v =área de varilla a utilizar para el estribo

d= peralte efectivo

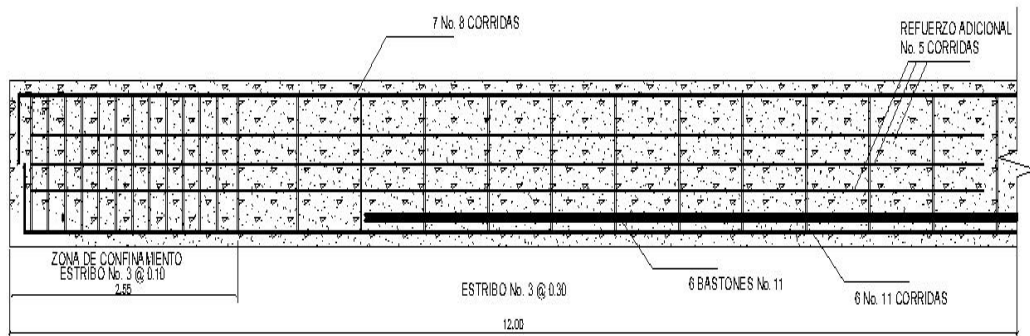
f_y =fluencia de tensión

V_{max} =corte máximo

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 153.73}{87826.70} = 10.44cm$$

Se colocará estribo No.3 @ 10cm + resto @ 30cm.

Figura 14. Armado de viga interna

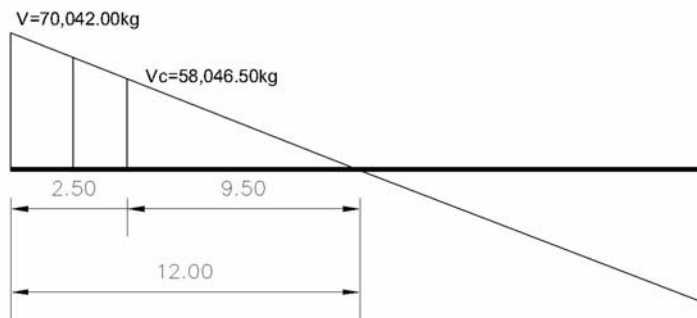


Corte para viga externa

$$V \text{ (max diseño)} = 1.3(V_{CM} + 5/3(V_{CV} * fd))$$

$$V \text{ (max diseño)} = 1.3(31559 + 5/3(10800 * 1.24 * 1)) = 70042.7kg$$

Figura 15. Diagrama de corte de viga externa



$$X = \frac{V_c(L/2)}{V_{\max}} = \frac{58046.50(24/2)}{70,042.00} = 9.94m$$

La distancia que falta cubrir por corte es:

$$D = (L/2) - X = 12 - 9.94 = 2.06m$$

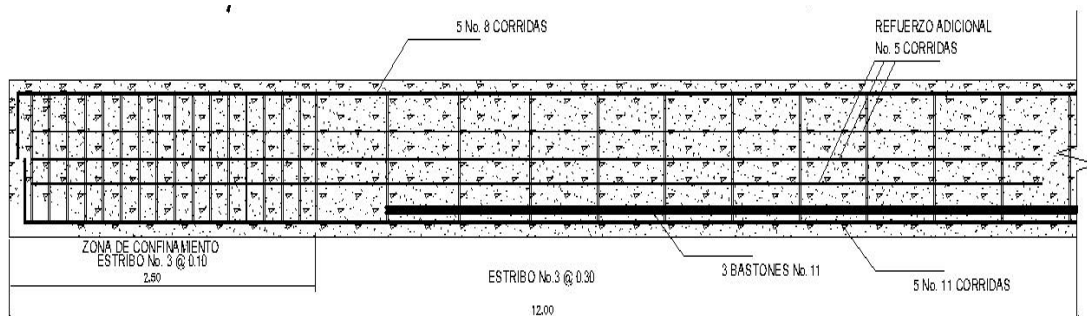
Zona de confinamiento

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_{\max}}$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 153.73}{70042.00} = 13.09cm$$

Se colocará estribo No.3 @ 10cm + resto @ 30cm.

Figura 16. Armado de viga externa



2.1.7.3 Diseño de Diafragmas

Son elementos estructurales (vigas) de concreto armado se colocan en sentido perpendicular al tránsito. Además se debe considerar que se colocan en los tercios de luz diafragmas externos, y al centro diafragmas internos.

Cuando se tiene una luz no mayor de 25 mts. El ancho normal es de 30 cm, con recubrimiento mínimo de 2". El alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales, y no menor que 50 cms.; si se colocan diafragmas en los extremos, estos serán de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas. Los diafragmas exteriores transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas como cargas puntuales P.

2.1.7.3.1 Diafragmas externos

$B = 0.30$ Mts

B=base del diafragma

$H = \frac{1}{2}$ del peralte de las vigas

H=altura del diafragma

$B = 30$ cm.

$H = \frac{1}{2} * 1.60. = 0.80$ m

Según especificación AASHTO, para determinar el refuerzo en la cama superior e inferior se utiliza la fórmula siguiente:

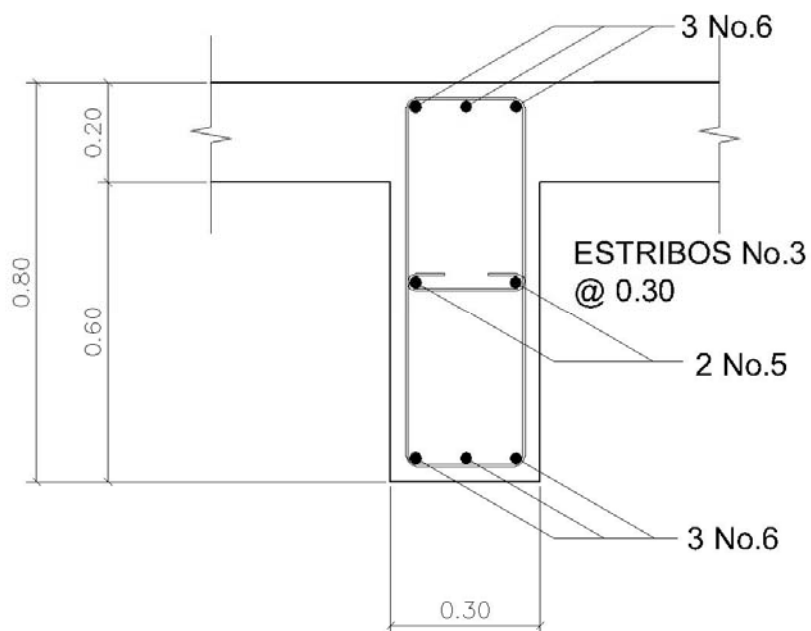
$A_s \text{ min} = \text{Área de acero mínima}$

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{4200} * 30 * 80 = 8.06 \text{ cm}^2 \text{ en cada cama (3 No. 6)}$$

Refuerzo adicional intermedio = 0.25 pulg²/pie, equivalente a No.5 @ 30cm max en cada cama.

Refuerzo transversal se coloca el mínimo No. 3 @ 0.30 m.

Figura 17. Detalle de diafragma externo



2.1.7.3.2 Diafragma interno

B = 0.30 Mts.

H = $\frac{3}{4}$ del peralte de vigas

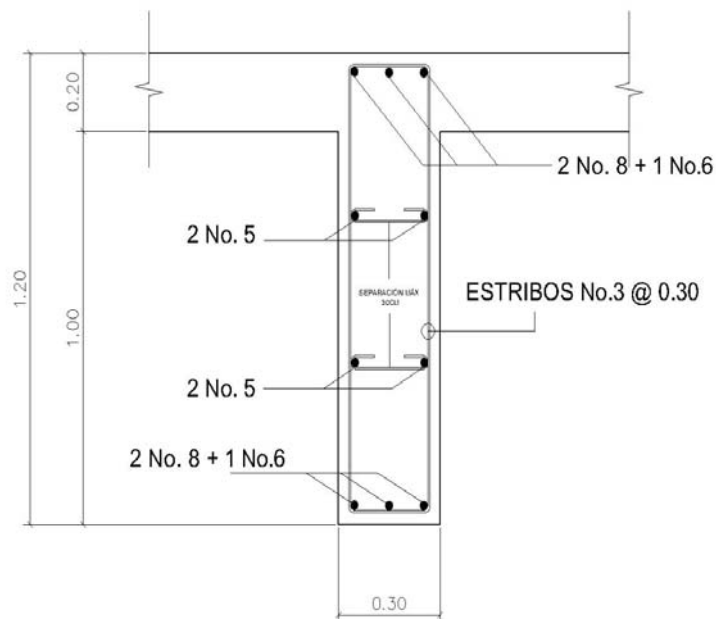
H = 1.20 Mts.

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{4200} * 30 * 120 = 12.08 \text{ cm}^2 \text{ en cada cama (2 No. 8 + 1 No. 6)}$$

Refuerzo adicional intermedio = 0.25plg²/pie, equivalente a No.5 @ 30cm

Refuerzo transversal se coloca el mínimo No. 3 @ 0.30m.

Figura 18. Detalle de diafragma interno



2.1.8 Diseño de la subestructura

2.1.8.1 Viga de apoyo

Como su nombre lo indica, es en la que van apoyadas las vigas principales.

La base no podrá ser menor de 0.40 m y se chequea por aplastamiento, debe colocarse acero longitudinal por temperatura.

Aplicando lo anterior se tiene lo siguiente:

$B = 0.40$ Mínimo o 2 cm. por metro de luz del puente

$B = 0.55$ m.

Por lo tanto, la base de la viga de apoyo será de 0.55 m

La altura de la viga de apoyo debe ser como mínimo de 0.40 m por norma AASHTO.

$H = 0.40$ Min.

Diseño de la viga de apoyo

Como va colocada a lo largo de todo el estribo no hay flexión solo se comprueba por aplastamiento y se coloca A_s min. con $S < 0.40$

$$A_{s \min} = \frac{14.3}{f_y} * b * h = \frac{14.3}{4200} * 55 * 40 = 7.49 \text{ cm}^2$$

Donde:

$A_{s \min}$ =área de acero mínimo

f_y =fluencia de tensión

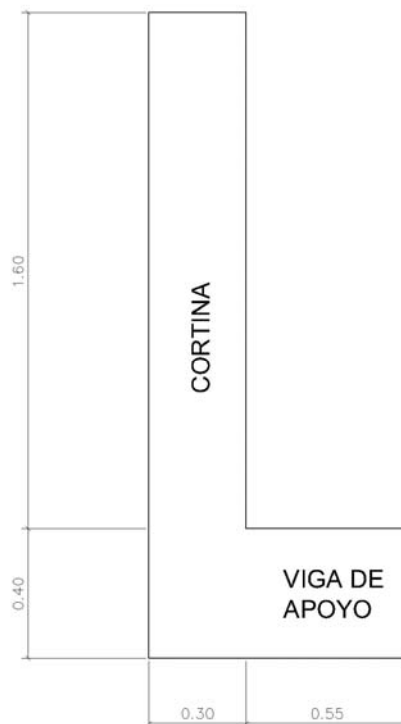
b =base

h =altura

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{34}{2} = 17 \text{ cm} \quad S_{\max} = \text{espaciamiento máximo}$$

Colocar 12 No. 5 y estribos No.3 @ 15cm.

Figura 19. Detalle de cortina y viga de apoyo



2.1.8.2 Cortina

Espesor $t = 0.30$

Alto = H de viga de apoyo. = 1.60 m

La cortina no deberá ser menor de 0.30 m de espesor se diseña a flexión y corte, de acuerdo a las fórmulas de los grupos III y VII, tomando la mayor de las dos.

La cortina se refuerza contra momento de volteo debido a: Sismo, fuerza longitudinal y presión del suelo.

S = sismo, es aplicada al centro de la cortina, y se calcula por la norma AASHTO de la siguiente manera.

$S = 0.12W$ se aplica al centro de la cortina, es necesario considerar que cuando existe esta fuerza se deben aplicar las fórmulas del grupo VII y las del grupo III y aplicar la mas crítica

Para Momento

$$\text{Grupo III} = 1.3(Es_{ob} + Es + Lf)$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(Es_{ob} + Es + S)$$

Para Corte

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

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

Donde:

F = empuje

Lf = fuerza longitudinal

S = sismo

Esob = sobrecarga de 2' de suelo aplicada al centro de la cortina

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

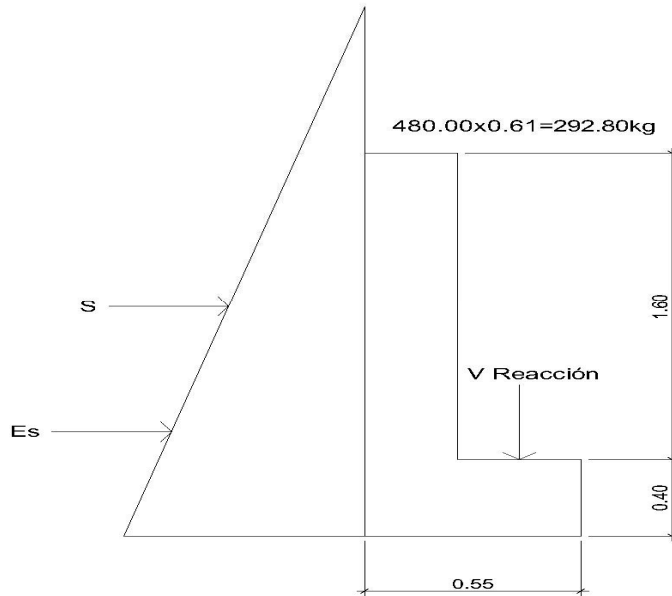
E = presión del suelo

Lf = fuerza longitudinal, esta es transmitida por las llantas del camión en el instante en que tenga contacto con el terraplén o aproche, se aplicada a toda la cortina. $Lf = 0.05 \times P / 2H$, en donde P = peso del camión, actúa a 6 pies sobre el piso y H es la altura de la cortina. Es importante mencionar que AASHTO 3.20 recomienda que se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente liquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 Kg / m³.

F = Empuje de la cortina, se calcula como el empuje de la sobre carga a todo lo largo de todo el alto de la misma, mas el empuje de la sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma. Por lo tanto se tiene que:

$$F = Sob \times H + Sob \times H/2$$

Figura 20. Diagrama de presiones en la cortina



$$LF = 0.05 * \frac{P}{2 * H} \quad \text{donde } P = 11.25 \text{ Ton}$$

$$E = E_{sob} + E_s$$

$$S = 0.12W$$

Cálculo de S

Tomando en cuenta que W es el peso de la viga de apoyo en kg / m

$$W = ((0.85 * 0.40) + (0.30 * 1.60)) * 2400 \quad W = \text{peso de la viga de apoyo}$$

$$W = 816kg / m + 1152kg / m = 1968kg / m$$

$$S = 0.12 * 1968 = 236.16kg / m \quad S = \text{sismo}$$

Cálculo de LF

$$LF = 0.05 * \frac{11.25}{2 * 1.6} = 0.176T = 176kg$$

$$Esob = 292.8 * 1.6 = 468.48kg$$

Cálculo de Es

$$Es = \frac{480 * (1.60 + 0.61)}{2} = 530.4kg$$

Cálculo de momentos

$$Esob = 468.5 * 0.80 = 374.78kg - m$$

$$Esob = 530.4 * 0.53 = 281.11kg - m$$

$$LF = 176 * 0.80 = 140.80kg - m$$

$$S = 236.16 * 0.80 = 188.93kg - m$$

$$GrupoIII = 1.3(Esob + Es + Lf) = 1.3(374.78 + 281.11 + 140.8) = 1,035.70kg - m$$

$$GrupoVII = 1.3(Esob + Es + S) = 1.3(374.78 + 281.11 + 188.93) = 1098.27kg - m$$

Se utilizará grupo VII por ser el mayor.

Cálculo por corte

$$F = Esob + Es = 468.48 + 530.4 = 998.88kg$$

$$GrupoIII = 1.3(F + LF) = 1.3(998.88 + 176) = 1,527.34kg$$

$$GrupoVII = 1.3(F + S) = 1.3(998.88 + 236.16) = 1605.55kg$$

Se utilizará grupo VII por ser el mayor.

Diseño de la cortina por flexión

Datos:

$$M=1098.27\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$b=200\text{ cm}$$

$$d=24.5\text{ cm}$$

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

$$fy=4200\text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$As = (200 * 24.5) - \left[\sqrt{(200 * 24.5)^2 - \frac{(1098.2 * 200)}{(0.003825 * 281)}} \right] * 0.85 \left(\frac{281}{4200} \right) = 1.18\text{cm}^2$$

$$As\text{ min} = \frac{14.1}{4200} * 200 * 24.5 = 16.45\text{cm}^2$$

Utilizar $As\text{ min} = 8.45\text{ cm}^2$, colocar 8 No.5

Corte

Datos :

$$Vu=1\text{ Kg}$$

$$d=24.5\text{ cm}$$

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

$$fy=4200$$

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

$$\Phi = 0.85$$

$$Ve = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{281} = 8.88\text{kg} / \text{cm}^2$$

ϕ = factor de carga de resistencia

$$V_c = \phi * b * d * V_e = 0.85 * 100 * 24.5 * 8.88 = 11,500.68kg$$

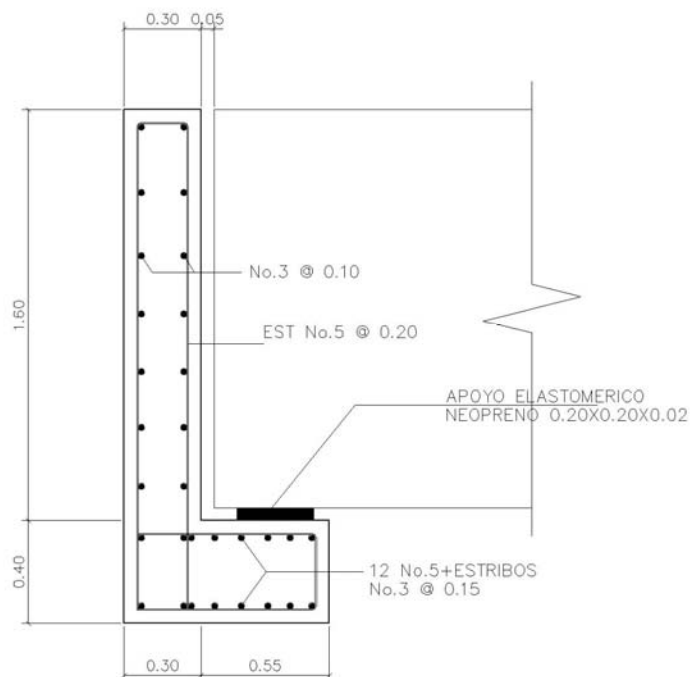
Como $V_c > V_u$, se utiliza espaciamiento máximo.

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{24.5}{2} = 12.25cm$$

Colocar estribos No.5 @ 20cm.

A continuación se ilustra gráficamente la sección de la cortina y viga de apoyo.

Figura 21. Detalle de armado de cortina y viga de apoyo



2.1.8.3 Diseño del estribo

Como primer paso se determina la geometría del estribo, luego se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre el estribo, el momento estabilizante que produce el peso de la estructura y el peso que otros elementos puedan producirle.

Estabilidad de la estructura al volcamiento

$$\frac{ME}{MV} > 1.5$$

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

Estabilidad de la estructura al deslizamiento

$$0.5 \left[\frac{W}{E} \right] > 1.5$$

Esfuerzo en el terreno menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right]$$

donde:

W=peso de la estructura

A=área de la base

e=excentricidad

b=base

Datos:

Peso del concreto ciclópeo $W_{cc} = 2,700 \text{ kg/m}^3$

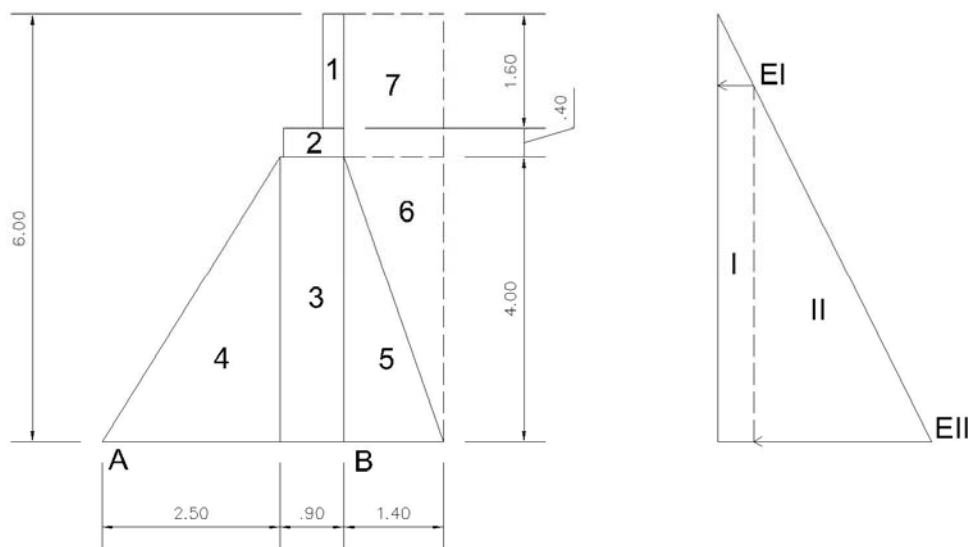
Peso del concreto armado $W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$

Peso del suelo $W_s = 1,700 \text{ kg/m}^3$

Equivalente líquido = 480 kg/m^3

Capacidad soporte del suelo $V_s = 20,000 \text{ kg/m}^2$

Figura 22. Geometría y diagrama de presiones de los estribos



Mo

mento de volteo (MV)

Tabla V. Cálculo de momento de volteo producido por el peso del estribo

Sección	Altura(m)	Presión	Empuje W_v	B.P.(m)	Momento M_v (kg_m)
I	6.00	292.80	1,756.80	3.00	5,270.40
II	3.00	2,880.00	8,640.00	2.00	17,280.00
		Σ	10,396.80		22,550.40

Momento estabilizante (ME)

La tabla II muestra integración de cargas que producen momento respecto del punto "B".

Tabla VI. Cálculo del momento estabilizante debido al muro

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento (kg_m)
1	0,30	1,60	0,480	2.400,00	1.152,00	3,25	3.744,00
2	0,85	0,40	0,34	2.400,00	816,00	2,98	2.427,60
3	0,90	4,00	3,60	2.700,00	9.720,00	2,95	28.674,00
4	2,50	4,00	5,00	2.700,00	13.500,00	1,67	22.500,00
5	1,40	4,00	2,80	2.700,00	7.560,00	3,87	29.232,00
6	1,40	4,00	2,80	1.700,00	4.760,00	4,33	20.626,67
7	1,40	2,00	1,400	1.700,00	2.380,00	4,10	9.758,00
-					39.888,00		116.962,27

Comprobación solo del muro, sin considerar la sobrecarga

I. Volteo = $ME/M_v = 116,962.27 / 39,830.40 = 2.94 > 1.5$ OK

II. Deslizamiento = $0.5(WE/W_v) = 0.5 (39,888.00 / 10,396.80) = 1.92 > 1.5$ OK

III. Presiones

$$a = (ME - M_v) / WE = (116,962.27 - 39,830.40) / 39,888.00 = 1.93 \text{ mts}$$

$$3a = 3 * 1.93 = 5.80 > 4.80 \text{ mts}$$

Excentricidad: $e = b/2 - a = 4.80 / 2 - 2.37 = 0.03$

$$P = WE/A[1 \pm (6 * e/b)] = \frac{39,888.00}{4.80 * 1} \left[1 \pm \frac{6 * 0.03}{4.80} \right]$$

$P_{max} = 8,652.27 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2$ OK

$P_{min} = 7,967.73 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$ OK

De lo anterior se concluye que la presión máxima y mínima no excede de el valor soporte del suelo, por lo tanto estas dimensiones son aptas para su construcción.

Comprobación del muro con superestructura y carga viva

La comprobación del muro con superestructura consiste en sumar el peso propio de la estructura y la 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 R1= 21,649.75 kg. El punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base 2.125 m. El peso de la superestructura se calcula de la siguiente forma:

Carga muerta:

$W_{\text{losa}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.20\text{m} * 6 \text{ m} * 1$	= 2,880.00 kg
$W_{\text{vigas}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 1.40 \text{ m} * 0.50 \text{ m} * 1 \text{ m} * 3\text{m}$	= 5,040.00 kg
$W_{\text{cera}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 0.20 * 1 \text{ m} * 2$	= 576.00 kg.
$W_{\text{diafragma Ext.}} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 1.20 \text{ m} * 3\text{m} * 1$	= 2,592.00 kg.
$W_{\text{diafragma int.}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.80 \text{ m} * 3$	= 1,728.00 kg.
Sobre carga = 5,000 kg/m ³	= 5,000.00 kg.
Carga muerta	<hr/> 17,816.00 kg-m

De la integración de cargas que anteriormente se describieron se obtiene el momento estabilizante (ME2). Luego la integración del nuevo momento estabilizante (ME2) y el peso propio del estribo (ME), dan como resultado el momento estabilizante total. Este procedimiento será el mismo para calcular los valores de a y e.

$$ME2 = (CV + CM) * brazo = (9,823.13kg + 17,816kg) * 2.125m = 58733.15kg - m$$

$$MET = ME2 + ME = 58733.15kg - m + 116962.27kg - m = 175695.42kg - m$$

$$WE = (W + CV + CM) = (39888.00kg + 9823.13kg + 17816kg) = 67527.13kg$$

Verificación de presiones:

$$a = \frac{(MET + MV)}{((CM + CV) + W)}$$

$$a = \frac{(175695.42 - 22550.40)}{((17816 + 9823.13) + 39888)} = 2.26$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4.80}{2}\right) - 2.26 = 0.13m$$

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right]$$

$$P1 = \frac{67527.13}{4.8 * 1} \left[1 + \left(\frac{6 * 0.13}{4.80} \right) \right] = 16354.22kg / m^2 \quad \langle 20,000kg / m^2 \quad \text{OK}$$

$$P2 = \frac{67527.13}{4.8 * 1} \left[1 - \left(\frac{6 * 0.13}{4.80} \right) \right] = 11239.29kg / m^2 \quad \rangle 0 \quad \text{OK}$$

La tercera 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.

$$W2 = W + CM = 39888.00 + 17816 = 52704.00kg$$

$$ME3 = ME + (CM * brazo) = 116967.27 + (17816 * 2.12) = 154736.92kg - m$$

$$FH = 1.08 * E + 0.08 * W2 = 1.08 + 10396.80 + 0.08 * 52704 = 15444.86kg$$

Tabla VII. Cálculo del momento estabilizante por sismo

Sección	Dimensiones (m)		Área (m²)	Peso Vol.(kg/m³)	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento Mv3 (kg_m)
1	0.30	1.60	0.480	2,400.00	1,152.00	5.20	5,990.40
2	0.85	0.40	0.34	2,400.00	816.00	4.20	3,427.20
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.00	19,440.00
4	2.50	4.00	5.00	2,700.00	13,500.00	1 1/3	18,000.00
5	1.40	4.00	2.80	2,700.00	7,560.00	1 1/3	10,080.00
6	1.40	4.00	2.80	1,700.00	4,760.00	2 2/3	12,693.33
7	1.40	2.00	2.800	1,700.00	4,760.00	5.00	23,800.00
S					42,268.00	MV2	93,430.93

$$MEQ = 0.08 * MV2 = 0.08 * 93430.93 = 7474.47kg - m$$

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

$$MV3 = (1.08 * 22550.40) + (17816.00 * 0.08 * 4') + 7474.47 = 37530.00kg - m$$

Verificaciones:

$$\text{Volteo} = \frac{ME2}{MV3} = \frac{58733.15}{37530.00} = 1.56 \text{ OK}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 * \frac{W2}{FH} = 0.5 * \frac{52704.00}{15444.86} = 1.71 \quad \text{OK}$$

Presiones:

$$a = \frac{(ME3 - MV3)}{(W2)} = \frac{(154736.92 - 37530.00)}{(52704.00)} = 2.22$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4.80}{2}\right) - 2.22 = 0.17m$$

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right]$$

$$P1 = \frac{52704.00}{4.8 * 1} \left[1 + \left(\frac{6 * 0.17}{4.80} \right) \right] = 12764.25 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad < 20,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

$$P2 = \frac{52704.00}{4.8 * 1} \left[1 - \left(\frac{6 * 0.17}{4.80} \right) \right] = 9195.75 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad > 0 \quad \text{OK}$$

Con los resultados obtenidos, se concluye que los valores de las fuerzas no exceden el valor soporte del suelo.

Apoyo elastomérico

Hules neopreno alta especificación grado 60.

Es un neopreno de máxima calidad, el cual es un elastómero 100% de neopreno elaborado para todo tipo de empaques que requieran las propiedades de resistencia a productos químicos grasas, aceites y altas temperaturas.

Sus características, primer hule sintético producido a escala industrial con base a elasticidad, lo cual es muy difícil a su ruptura sus principales características es que resiste a la flexión y torsión.

Hules neopreno alta especificación grado 80.

Es un neopreno de máxima calidad, el cual es un elastómero 100% de neopreno elaborado para todo tipo de empaques que requieran las propiedades de resistencia a productos químicos grasas, aceites y altas temperaturas.

Sus características, primer hule sintético producido a escala industrial con base a elasticidad, lo cual es muy difícil a su ruptura, se utilizan principalmente en la fabricación de junta de empaques, tuberías, sellos mecánicos.

Sus principales características, es que resiste al degradación a la causa de la capa de ozono y el clima, así también presenta resistencia a solventes y agentes químicos resiste la flexión y torsión.

Este se utiliza para proteger el apoyo de la fricción y amortiguar el efecto de la superestructura sobre la viga de apoyo. Por lo tanto, a continuación se describe el procedimiento para realizar el cálculo del apoyo elastomérico:

Se calculó que $V_u=83,079.44\text{kg}$. es necesario conocer el área aproximada en donde se colocará esta protección por lo tanto se tiene que:

$$A = 85\text{cm} * 50\text{cm} = 4250\text{cm}^2$$

A continuación se calcula la relación del corte último y el área en donde se colocará el neopreno, tomando en cuenta que esta sea menor que 281 kg/cm^2 , ya que el neopreno es un producto muy oneroso por ende es necesario calcular la cantidad optima que se utilizará.

$$\text{Relación} = \frac{3079\text{kg}}{4250\text{cm}^2} = 19.54\text{kg/cm} < 281\text{kg/cm}^2$$

$$\text{Área de neopreno} = \frac{V_u}{281} = \frac{83079.44\text{kg}}{281\text{kg/cm}^2} = 295.65 \approx 296\text{cm}^2$$

De lo anterior se concluye que el área de neopreno es de 296 cm^2 , por criterio, se utilizará una sección de $20 \text{ cm} \times 20 \text{ m}$, la cual es mucho mayor que el área requerida. Vale la pena mencionar que el neopreno se compra por volumen.

Figura 23. Detalle de apoyo elastomérico



2.1.9 Elaboración de planos

Se elaboraron los planos siguientes:

- Planta de puente, sección transversal, detalle de estribos, detalles de acera y barandal, secciones de vigas y diafragmas, detalle de vigas de apoyo y cortina.

2.1.10 Presupuesto

Para efectuar dicho cálculo se realizó la cuantificación y cotización de materiales según planos. La mano de obra se calculó según precios o salarios del área o región de trabajo. A continuación se muestra la integración de costos totales del proyecto puente vehicular de la aldea Río de Paz. Es necesario mencionar que el presupuesto se integró de esta manera, ya que el proyecto se ejecutará con base a una cotización elaborada por la Municipalidad.

Tabla VIII. Presupuesto puente Río de Paz, Jutiapa.

Integración de Precios					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Directo
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	LIMPIEZA, CHAPEO Y TRAZO	Glb	1	Q 5,000.00	Q 5,000.00
1.2	EXCAVACIÓN	m ³	675	Q 45.00	Q 30,375.00
1.3	RELLENO	m ³	450	Q 120.00	Q 54,000.00
					Q 89,375.00
2	SUB-ESTRUCTURA				
2.1	CORTINA Y VIGA DE APOYO	ml	10.2	Q 1,680.00	Q 17,136.00
2.1	ESTRIBOS+ALETONES DE CONCRETO CICLÓPEO	m ³	261	Q 1,200.00	Q 313,200.00
					Q 330,336.00
3	SUPERESTRUCTURA				
3.1	VIGAS DE CONCRETO REFORZADO	ml	25	Q 6,453.60	Q 161,340.10
3.2	DIAFRAGMAS DE CONCRETO REFORZADO	ml	6.4	Q 4,540.72	Q 29,060.63
3.3	LOSA DE CONCRETO REFORZADO	m ²	56	Q 1,691.34	Q 94,715.25
3.4	NEOPRENO	Unidad	6	Q 6,690.09	Q 40,140.52
3.5	BARANDAL	ml	25	Q 839.72	Q 20,993.00
					Q 346,249.50
			SUB-TOTAL		Q 765,960.50
			IVA 12%		Q 91,915.26
			INDIRECTOS 15%		Q 114,894.08
			TOTAL		Q 972,769.84

3. DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL ESTORAQUE

3.1 Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, el cual estará compuesto por dos sistemas, en lo que a la forma de hacer llegar el agua del nacimiento hacia cada una de las casas se refiere, bombeo y gravedad (mixto). Los componentes del proyecto son: pozo mecánico, línea de conducción, tanque de distribución, red de distribución y obras hidráulicas.

3.2 Fuentes de abastecimiento de agua

La fuente de abastecimiento de agua potable es un pozo mecánico, 136 m de profundidad y un diámetro de 10 pulg, el cual tendrá una bomba de 7HP la cual bombeará a un tanque de distribución de 55 m³, que se encuentra a una distancia de 344.80m.

3.2.1 Aforo

Saqué datos del pozo, se determinó que produce un caudal de 1.90 lts / seg. Según información proporcionada por la municipalidad de Jutiapa.

3.3 Calidad de agua

Para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un análisis Físico- Químico, sanitario y bacteriológico, los cuales serán descritos a

continuación. Este tipo de exámenes deben de acatar las normas COGUANOR NGO 29001.

3.3.1 Examen bacteriológico

Es necesario recalcar que en nuestro país la principal causa de enfermedades es de origen entérico, tales como virales, bacterianas y parasitósicas es decir que son organismos microbiológicos. El objetivo primordial del examen bacteriológico es la detección de la polución fecal, ya que ésta es la que representa el mayor peligro para la humanidad. En este caso por medio del área de salud pública se obtuvieron los siguientes resultados.

Color:	Incoloro
Substancias en suspensión:	Ninguna
Coliformes X 100/ml :	0.00

Por lo tanto con base a los datos anteriores se puede asegurar que el agua es apta para el consumo humano, sin embargo es necesario mantener un margen de seguridad por lo que se recomienda incorporar un sistema de desinfección a base de cloro. (ver anexos, figura 24)

3.3.2 Examen físico-químico

Los resultados obtenidos del análisis físico del agua:

Temperatura:	36°C
Aspecto:	Incoloro e Inodoro

pH:	7.5
Turbiedad:	No detectado
Olor:	No rechazable
Sabor:	-----

3.4 Levantamiento topográfico

Para realizar el levantamiento topográfico se utilizó el equipo siguiente: teodolito marca Will T-1, estatal, una plomada, estacas, una cinta métrica. El método utilizado fue conservación de azimut.

3.5 Cálculo de la población y periodo de diseño

El período de diseño consiste en definir el tiempo de vida útil del proyecto es decir el tiempo en que el proyecto funcionará óptimamente, en este caso el período de diseño es de 21 años. Luego es necesario saber la cantidad de población que se tendrá en el transcurso del período de diseño, por lo tanto para obtener este dato existen varios métodos entre los cuales se pueden mencionar los mas usuales: método aritmético, geométrico, logarítmico; para este caso se utilizó el método geométrico, el cual se describe a continuación:

3.5.1 Población actual y tasa de crecimiento

$$Po = No.Casas * No.Hab = 188 * 5 = 940Hab \quad i = 2.24\%$$

Po = población actual i = tasa de crecimiento

3.5.2 Período de diseño

Se utilizará un período de diseño de 20 años para planificación y diseño y 1 año para la realización de trámites para ejecución del proyecto.

3.5.3 Población futura

Cálculos:

$$P_o = 940Hab$$

$$i = 2.24\%$$

$$n = 20 \text{ años}$$

$$P_f = 940(1 + 0.0224)^{20+1} = 1507Hab$$

3.6 Criterios de diseño

La dotación y los factores de consumo asignado a cada proyecto, está en función de algunos aspectos tales como:

- Condiciones socioeconómicas de la población
- Costumbres
- Nivel de vida
- Cultura
- Clima que afecta a la comunidad
- Un aspecto muy importante, la capacidad de la fuente de abastecimiento

3.6.1 Dotación

Es la asignación o cantidad de agua que se proporciona a una persona por día en un sistema de abastecimiento de agua. Esta se puede clasificar de la siguiente manera:

60 a 90 litros / habitante / día (área rural).

90 a 120 litros / habitante / día (área rural clima cálido).

120 a 150 litros / habitante / día (área urbana clima frío en el interior del país)

150 a 200 litros / habitante / día (área urbana clima cálido en el interior del país)

200 a 300 litros / habitante / día (área metropolitana)

De los datos que anteriormente se describieron se utilizó la dotación de 90 litros / habitante / día.

3.6.2 Factores de consumo

Existen rangos para determinar el valor que se le asignará, por lo tanto se tiene que:

Factor de día máximo (FDM)

Este es el factor que indica en un valor porcentual el promedio del gasto máximo de agua en un período de un año. A continuación se presenta una tabla donde se indica los diferentes valores de dicho factor y la aplicación según sea el caso.

Tabla IX. Factor de día máximo

	FDM min.	FDM max.
Area rural	1.2	1.8
Área urbana	1.8	2.0
Área metropolitana	2	3

Para este caso se seleccionó un FDM de 1.2 en función de los parámetros de área rural.

Factor de hora máximo (FHM)

Este factor es un valor porcentual que indica el promedio de consumo máximo de agua en el período de un día. A continuación se presenta una tabla donde se indica los diferentes valores de dicho factor y la aplicación según sea el caso.

Tabla X. Factor de hora máximo

	FHM	FHM
Area rural	1.8	2
Area urbana	2	3
Area metropolitana	3	4

Para este caso se seleccionó un FHM de 2 en función de los parámetros de área rural.

3.7 Cálculo de caudales

3.7.1 Consumo medio diario (Qm)

Es el promedio de los consumos medios diarios registrados durante el período de un año. Este dato se puede obtener mediante un registro estadístico, de no ser así entonces es necesario implementar la siguiente fórmula.

$$Q_m = \frac{Pf * dotación}{86400seg / día}$$

$$Q_m = \frac{1507 * 90}{86400} = 1.569 \approx 1.57L/s$$

3.7.2 Consumo máximo diario (Qc)

Este es un dato que puede ser proporcionado por la entidad municipal pero en este caso carecían del mismo, por lo que se utilizó la siguiente fórmula.

$$Q_c = Q_m * FDM$$

Donde:

Qc= caudal de conducción (lts / seg)

Qm= consumo medio diario

FDM= factor de día máximo

$$Q_c = 1.57 * 1.2 = 1.88L/s$$

3.7.3 Consumo máximo horario (Qd)

Este es el consumo máximo instantáneo esperado en una o varias horas. Para la determinación de este valor se utilizó la siguiente fórmula.

$$Qd = Qm * FHM$$

Donde:

Qc= caudal de conducción (lts / seg)

Qm= consumo medio diario

FHM= factor de hora máximo

$$Qd = 1.57 * 2.0 = 3.14L/s$$

3.7.4 Caudal de vivienda

Como su nombre lo indica este es el caudal que se le repartirá a cada vivienda:

$$Qv = \frac{Qd(L/s)}{No.viviendas}$$

$$Qv = \frac{3.14}{188} = 0.0167 \approx 0.017lts/seg$$

3.7.5 Caudal instantáneo

Este es el caudal que en determinado momento los usuarios hacen uso del servicio en forma simultanea.

K=0.15 < 55 viviendas

K= 0.20 > 55 viviendas

n = número de viviendas

Qi= caudal instantáneo

$$Q_i = K(n-1)^{1/2}$$

$$Q_i = 0.20(188-1)^{1/2} = 2.73L/s$$

Tabla XI. Datos de diseño

Comunidad: Aldea El Estoraque.	
Municipio: Jutiapa.	
Departamento: Jutiapa.	
Fuente:	Pozo mecánico
Aforo:	1.90 lts / seg
Fecha:	Octubre de 2005.
Sistema:	Bombeo – Gravedad.
No de conexiones a instalar:	188
Población actual:	940
Tasa de crecimiento:	2.24 %
Periodo de diseño:	21 años
Dotación:	90 lts / seg
Caudal medio:	1.57 lts / seg
Factor de dia máximo:	1.2
Factor de hora máximo:	2.0
Población futura	1507
Volumen de almacenamiento	55 m ³ .

3.8 Diseño de los componentes del sistema

El diseño hidráulico se divide en dos partes fundamentales las cuales son: línea de conducción y red de distribución, también se debe tomar en cuenta que para diseñar se debe conocer la resistencia de la tubería.

Para poder realizar dicho trabajo fue necesaria la aplicación de la fórmula de Hazen – Williams, la cual se describe a continuación:

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

Donde:

Hf = Pérdida de carga (mt)

Q = Caudal en la tubería (Lt/s)

L = Longitud de la tubería (mt)

D = Diámetro (plg)

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería

3.8.2 Línea de conducción

Es el tramo de tubería diseñada para conducir el caudal de día máximo, desde la caja de captación hasta el tanque de distribución, también se debe mencionar que la presión dinámica para la línea de conducción se recomienda mantenerla como un máximo de 90% de la presión de trabajo de la tubería. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.4 y 5 m/s, en un sistema por gravedad y entre 0.55 y 2.40 m/s, en un sistema por bombeo.

Diseño de la línea de conducción por bombeo

Los datos para el diseño de esta línea son los siguientes:

Tiempo de bombeo: 8 horas

Cota de terreno inicial E-0 = 1000.00m

Cota de terreno final A-8 = 1062.42m

Nivel dinámico = 864.00m

Caudal de bombeo

$$Q_b = \frac{24}{hb} * Q_c = \frac{24}{8} * 1.88 = 5.64 L/s$$

En este caso como el caudal de bombeo calculado es mayor que el caudal de aforo, se utilizará el caudal de aforo que es igual a 1.9 lts/seg.

Diámetro de tubería de impulsión

$$D = 1.8675 * \sqrt{Q_b} = 1.8675 * \sqrt{1.9} = 2.57 \approx 3 \text{ plg}$$

Velocidad

$$V = \frac{1.974 * Q_b}{D^2} = \frac{1.974 * 1.9}{3^2} = 0.42 m/s$$

Pérdidas por fricción

$$H_{f_{PVC}} = \frac{1743.811 * 344.8 * 1.9^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} = 0.88 m$$

$$H_{f_{HG}} = \frac{1743.811 * 136 * 1.9^{1.85}}{100^{1.85} * 3^{4.87}} = 0.74 m$$

$$H_f = H_{f_{PVC}} + H_{f_{HG}} = 0.88 + 0.74 = 1.62 m$$

Pérdidas menores

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{0.42^2}{2 * 9.81} = 0.009m$$

$$Hm = 25\% de \left(Hf + \frac{V^2}{2g} \right) = 0.25 * (1.62 + 0.009) = 0.41m$$

Carga dinámica total

$$CDT = 136.00 + 62.42 + 1.62 + 0.009 + 0.41 = 200.46m$$

Golpe de ariete

$$GA = \frac{145 * V}{\left(\frac{Ea * D}{Et * e} + 1 \right)^{1/2}} = \frac{145 * 0.42}{\left(\frac{20670 * 10.55}{28100 * 0.39} + 1 \right)^{1/2}} = 13.32m$$

Punto crítico

$$P.c = CDT + GA = 200.46 + 13.32 = 213.78m$$

Cálculo de potencia de la bomba

$$POT = \frac{CDT * Qb}{76 * e} = \frac{200.46 * 1.9}{76 * 0.70} = 7HP$$

3.8.3 Red de distribución

Son las líneas y ramales ubicados desde el tanque de distribución hasta las conexiones domiciliarias.

Diseño de la red de distribución

Son las líneas y ramales que principian desde el tanque de distribución hasta los usuarios. Para el proyecto en estudio se adoptó el tipo de red por ramales abiertos, utilizando para su cálculo la fórmula de Hazen & Williams.

Para el diseño de la red de distribución se debe tener en cuenta que la presión mínima es de 10 m.c.a y la presión máxima es de 60 m.c.a. Vale la pena mencionar que la presión máxima de 60 m.c.a generalmente solo aplica para países latinoamericanos, por que los accesorios para instalaciones hidráulicas domiciliarias generalmente son diseñados para esta presión, dejando claro que existen accesorios que superan los 110 m.c.a. con la diferencia que son utilizados principalmente en Europa, Asia y Estados Unidos.

A continuación se realizará el diseño de la red de distribución de las estaciones A-8 a B-3.

Datos:

Cota de terreno inicial A-8 = 1062.42m

Cota de terreno final B-3 = 1047.47m

Longitud = 131.26m

Qd = 3.61L/s

Diámetro de tubería propuesto = PVC 3"

C= 150

Velocidad

$$V = \frac{1.974 * Q}{D^2} = \frac{1.974 * 3.61}{3^2} = 0.79m/s$$

Pérdidas por fricción

$$H_f = \frac{1743.811 * 131.26 * 3.61^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} = 1.10m$$

Cálculo de presión

$$\text{Presión} = (C_i - C_f) - H_f = (1062.42 - 1047.47) - 1.10 = 13.85m$$

Piezométricas

$$P_i = C_i = 1062.42m$$

$$P_f = P_i - H_f = 1062.42 - 1.10 = 1061.32m$$

Para este tramo se utilizará 23 tubos de PVC de 3" de diámetro, con presión de trabajo de 160 PSI. (ver apéndices, tabla XV)

3.8.4 Tanque de distribución

Para todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad, debe diseñarse un tanque de distribución como mínimo, para suplir las demandas máximas horarias esperadas y para mantener una reserva prudencial para casos de interrupción. La capacidad para compensar las fluctuaciones horarias de consumo y reserva por eventualidades, dependen de las condiciones locales y del criterio de quien va a diseñar, usualmente se recomienda que el tanque tenga una capacidad de almacenar de 25% a 30% del volumen diario para un sistema por gravedad y de un 40% a un 67% del volumen diario para un sistema por bombeo, para este caso se adoptó un volumen de 40% debido a que el sistema es mixto.

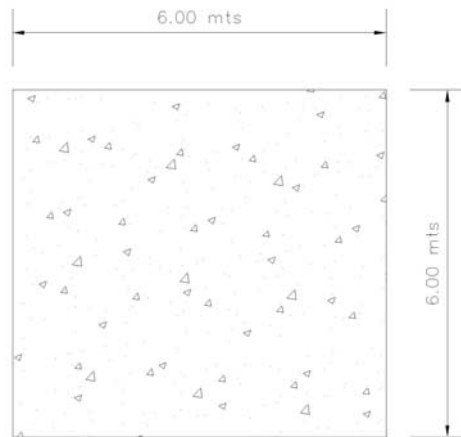
Diseño del tanque de distribución:

$$\text{Utilidad} = 40\% \text{ almacenamiento}$$

$$\text{Volumen} = Q_c * t * \% \text{ almacenamiento} = 1.57 * 86400 * 0.4 = 54259.2Lts \approx 55m^3$$

Diseño de losa:

Figura 24. Dimensiones de losa



Las dimensiones de la losa serán de 6.00 mts * 6.00 mts., empleándose el método 3 de la *American Concrete Institute (ACI)*.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{6.00}{6.00} = 1 > 0.5 \quad \text{trabaja dos sentidos}$$

Espesor de losa

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{24}{180} = 0.13m \quad \text{se tomará } t = 0.12m$$

Integración de carga muerta

$$W_{LOSA} = 2400kg/m^3 * 0.12m = 288kg/m^2$$

$$W_{SOBRECARGA} = 25kg/m^2$$

$$W_{CM} = W_{LOSA} + W_{SOBRECARGA} = 288 + 25 = 313kg/m^2$$

Integración de carga viva

$$W_{CV} = 80 \text{ kg/m}^2$$

Carga última

$$W_U = 1.4W_{CM} + 1.7W_{CV} = 1.4(313) + 1.7(80) = 438.2 + 136 = 574.2 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos

Momentos negativos

$$M_a = C_a * W_U * a^2 = 0.065 * 574.2 * 6^2 = 1343.63 \text{ kg} - m$$

$$M_b = C_b * W_U * b^2 = 0.027 * 574.2 * 6^2 = 558.12 \text{ kg} - m$$

Momentos positivos

$$M_a = (C_a * W_{CV} * a^2) + (C_a * W_{CM} * a^2) \\ (0.041 * 136 * 6^2) + (0.026 * 438.2 * 6^2) = 610.89 \text{ kg} - m$$

$$M_b = (C_b * W_{CV} * b^2) + (C_b * W_{CM} * b^2) \\ (0.017 * 136 * 6^2) + (0.011 * 438.2 * 6^2) = 256.76 \text{ kg} - m$$

Cálculo de área de acero mínima

$$A_{s \text{ min}} = 0.40 \left[\frac{14.1}{f_y} \right] * b * d$$

Datos:

$$d = 9.025 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_{s \min} = \left[\frac{14.1}{2810} \right] * 100 * 9.025 = 4.53 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} 4.53 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } X \end{array} \quad X = 15.68 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 3t = 3(12) = 36 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo No. 3 @ 0.15m en ambos sentidos.

Diseño del muro

Datos:

Peso específico del suelo (δ_s) = 1,400 kg/m³.

Peso específico del concreto (δ_c) = 2,400 kg/m³.

Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2,500 kg/m³.

Angulo de fricción (ϕ) = 30°

Valor soporte del suelo (V_s) = 20 Ton/m²

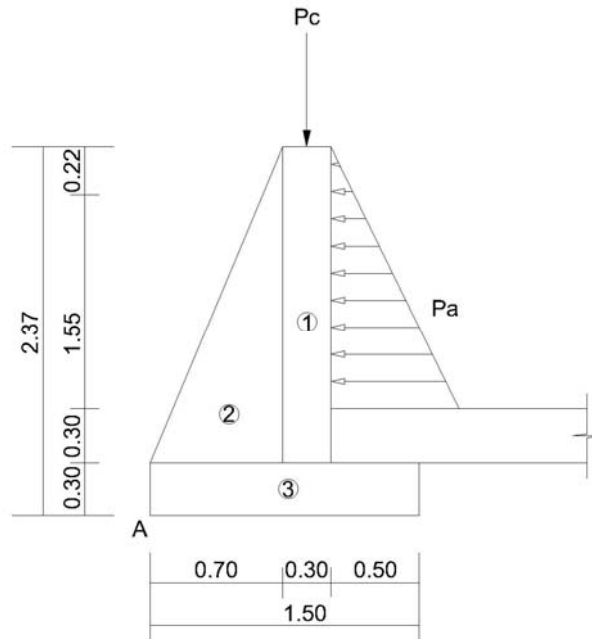
Carga uniforme distribuida

$$W_U = 574.2 \text{ kg / m}$$

$$W_{VIGADEAPOYO} = \delta_c * b * h = 2400 * 0.15 * 0.22 = 79.2 \text{ kg / m}$$

$$W_{TOTAL} = 653.4 \text{ kg / m}$$

Figura 24. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro



Carga puntual

$$P_c = (653.4 \text{ kg/m})(1.00 \text{ m}) = 653.4 \text{ kg} - \text{m/m}$$

Coefficiente activo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = \frac{1}{3}$$

Fuerza activa del agua

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_a * h^2 = \left(\frac{1}{2}\right) * \left(\frac{1}{3}\right) * (1000)(1.55)^2 = 400.42 \text{ kg/m}$$

Momentos respecto al punto "A"

$$\text{Momento de P: } Mp = (653.4)(0.85) = 555.39 \text{ kg} - m$$

$$\text{Momentos debido al agua: } Mact = \left[\frac{1}{3}(1.55) + 0.6 \right] = 447.14 \text{ kg} - m$$

Momento estabilizante del muro

Tabla XII. Cálculo de momento estabilizante del muro

Sección	Área (m ²)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso de la Estructura W(kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
1	0.621	2700	1676.70	(0.7+0.3/2)=0.85	1425.20
2	0.724	2700	1954.80	(2/3*0.7)=0.47	918.76
3	0.450	2700	1215.00	(1.5/2)=0.75	911.25
$\sum W$			4846.50	$\sum M_R$	3255.21

Carga total

$$W_{TOTAL} = \sum W + Pc = 4846.5 + 653.4 = 5499.9 \text{ kg}$$

Verificaciones

Volteo

$$\frac{\sum M_R + Mp}{\sum Mact} = \frac{3255.21 + 555.39}{447.14} = 8.52 > 1.50 \quad \text{OK}$$

Deslizamiento

$$\frac{\sum F_R}{\sum M_{act}} = \frac{\beta \sum W}{F_{agua}} = \frac{(0.90)(\tan 30^\circ)(4846.5)}{400.42} = 6.29 > 1.50 \quad \text{OK}$$

Presiones

$$a = \frac{M_R + M_p - M_{act}}{W_{TOTAL}} = \frac{3255.21 + 555.39 - 447.14}{5499.90} = 0.61m$$

$$3(a) = 3(0.61) = 1.83m > 1.50m \quad \text{OK}$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{1.5}{2}\right) - 0.61 = 0.14m$$

$$S = \frac{L^2}{6} * (1.00) = \frac{1}{6}(1.50)^2 = 0.38m^2$$

$$P = \frac{W_{TOTAL}}{L * B} \pm \frac{W_{TOTAL} * e}{S}$$

$$P_{MAX} = \frac{5499.90}{1.00 * 1.50} + \frac{5499.90 * 0.14}{0.38} = 5692.88kg/m^2 < 20000kg/m^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{MIN} = \frac{5499.90}{1.00 * 1.50} - \frac{5499.90 * 0.14}{0.38} = 1640.32kg/m^2 > 0 \quad \text{OK}$$

Las dimensiones propuestas del muro son aptas para resistir las cargas a que están sujetas.

3.8.5 Conexión domiciliaria

Por ser un sistema predial la conducción domiciliar estará conformada por: llave de paso, niple HG, base de concreto y llave de chorro de ½", ver detalle en plano 10/11.

3.9 Obras hidráulicas, válvulas y otros detalles

Válvula de control

Su función principal es aislar en un determinado momento una sección de la tubería, permitiendo de esta manera verificar la tubería ya sea para un problema o mantenimiento, se colocará válvula de control en salida de pozo, en tanque de distribución.

Válvula de cheque horizontal

Su función principal es la de retener la masa de agua que se encuentre en la tubería cuando esta suspende su funcionamiento, por lo tanto evita la sobrepresión en la bomba. Es necesario mencionar que la omisión de esta válvula provocaría un daño al motor ocasionando un giro inverso al mismo. Para este caso se colocó una válvula de retención en la salida del pozo.

3.10 Sistema de desinfección

En todo sistema de abastecimiento de agua potable se necesita un sistema de desinfección con el propósito de proveer agua libre de bacterias, virus y amebas que puedan afectar la salud de las personas. Para este caso se usará un hipoclorador PPG 3015, que dosifique una solución de hipoclorito de calcio al 65%, diluido en pequeñas dosis. A continuación se describe el proceso de la dosificación del hipoclorito de calcio.

Dosificación de tricloro

Según la norma coguanor 29001, como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se le debe aplicar al vital líquido es de 2 p.p.m (partes por millón), es decir 2 gramos por metro cúbico de agua.

$$Q_b = 4.71L/s$$

$$bombeo = 8horas = 28800s$$

$$(4.71L/s) * (28800s) = 135648L = 135.65grs$$

$$\frac{135.65grs}{0.65} = 54grs/dia = 6270grs/mes = 21tabletas/mes$$

$$21tabletas * Q45.00 = Q945.00/mes$$

Energía eléctrica

El gasto de energía eléctrica de la bomba se calcula de la siguiente forma:

$$7Hp = 7 * 746Watts = 5,222Watts = 5.22Kwatts$$

$$(5.22Kw) * \left(0.67 \frac{Kw}{h} \right) * (8h) = Q27.98/día = Q839.40/mes$$

3.11 Elaboración de planos

Se elaboraron los siguientes planos:

- Planta topográfica
- Densidad de vivienda
- Planta+perfil de línea de conducción y ramales de red de distribución.
- Tanque de distribución
- Sistema de desinfección y caja rompe presión
- Válvula de control y conexión domiciliaria
- Caseta de bombeo

3.12 Elaboración de presupuesto

Tabla XIII. Presupuesto de sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Estoraque

Integración de Precios					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Directo
1	CASETA DE BOMBEO	Unidad	1	Q 14,892.54	Q 14,892.54
2	LINEA DE CONDUCCIÓN	ml	344.8	Q 301.06	Q 103,806.04
3	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	Unidad	1	Q 69,958.66	Q 69,958.66
4	RED DE DISTRIBUCIÓN	ml	7510.5	Q 22.56	Q 169,452.38
5	CAJA ROMPE PRESIÓN	Unidad	4	Q 3,108.97	Q 12,435.88
6	VALVULA DE CONTROL	Unidad	37	Q 1,416.79	Q 52,421.35
7	SISTEMA DE DESINFECCIÓN	Unidad	1	Q 12,657.88	Q 12,657.88
8	CONEXIÓN DOMICILIAR	Unidad	188	Q 868.91	Q 163,354.54
9	EQUIPO DE BOMBEO	Unidad	1	Q 30,000.00	Q 30,000.00
			SUB-TOTAL		Q 628,979.27
			IVA 12%		Q 75,477.51
			INDIRECTOS 15%		Q 94,346.89
			TOTAL		Q 798,803.67

3.13 Operación y mantenimiento

3.13.1 Costo de operación y mantenimiento

Mantenimiento preventivo

Es la acción de protección de los componentes de un sistema de agua potable, con la finalidad de:

- Evitar daños
- Disminuir los efectos dañinos
- Asegurar la continuidad del servicio de agua potable

Mantenimiento correctivo

Es la acción de reparación de daños, de los componentes de un sistema de un sistema de agua potable, los que pueden suceder por:

- Accidentes naturales (crecidas de ríos, derrumbes, etc)
- Deterioro
- Desgaste (daño en accesorios)

Mantenimiento de válvulas

La buena operación de un sistema de agua potable, requiere el mantenimiento de los diferentes mecanismos y accesorios que forman parte del acueducto.

Cada tres meses:

- Revisar si hay fugas o faltan piezas

- Verificar el funcionamiento abriéndolas y cerrándolas lentamente, para ver si hay fugas o si no cierran completamente.
- En ambos casos se deben reparar o cambiar la válvula defectuosa.
- Revisar las paredes de la caja
- Revisar las tapaderas
- Revisar aldabones para candados
- Revisar candados
- Revisar si hay agua empozada
- Reparar las fugas
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos
- Limpiar el piso y drenar el agua empozado

Mantenimiento de tanque de distribución

Cada tres meses:

Revisar estructuras y válvulas, como ya se explicó.

Lavar el interior del tanque, de la forma siguiente:

- Cerrar la válvula de hipoclorador
- Abrir válvula de desagüe
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico
- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de pasar el cepillo
- Cerrar válvula de desagüe
- Abrir válvula de hipoclorador
- Abrir válvula de salida

Mantenimiento del hipoclorador

Cada semana:

- Revisar la dosificación del hipoclorito en el tanque de distribución

- Verificar que no existan fugas
- Verificar el nivel de la solución en el depósito

Cada tres días:

- Revisar la existencia de pastillas
- Verificar la concentración de cloro libre residual, la cual no deberá ser inferior a 0.30 miligramos por litro en la parte mas lejana del proyecto

Cada mes:

- Verificar la existencia de cloro para todo el mes próximo de operación, verificar la concentración de cloro durante los primeros días para calibrar la cantidad de agua de agua que debe ingresar al dispositivo, de tal manera que tenga la concentración de cloro libre residual no menor de 0.30 miligramos por litros en el punto más lejano de la red de distribución.

Mantenimiento de la línea de bombeo y distribución

Cada mes:

Revisar recorriendo completamente la línea, para:

- Verificar si hay fugas
- Reparar fugas en la tubería

Reparación de daños en tuberías de hierro galvanizado

La reparación de daños en tuberías de hierro galvanizado, se deben contar con herramientas, materiales y accesorios especiales. Los materiales y accesorios para reparar tuberías de hierro galvanizado (HG) son los siguientes:

- Niple HG

- Copla
- Unión universal

Para la reparación se procede de la siguiente manera:

- Cortar la tubería dañada
- Preparar un nuevo niple
- Hacer rosca en los dos extremos
- Colocar copla en la tubería original
- Colocar niple en la copla instalada
- Colocar una unión universal en los extremos de niple y en el tubo original
- Ajustar y cerrar la línea con la corona de la unión universal

Reparación de daños en tuberías de PVC

Para reparar daños en tubería de PVC, se necesita lo siguiente:

- Sierra
- Niple PVC
- Solvente o pegamento

Se procede de la siguiente forma:

- Descubrir el tubo uno o dos metros en ambos lados de la fuga
- Cortar un pedazo de treinta centímetros aproximadamente
- Hacerle campana con calor en ambos extremos

Empalme de tubería:

Habiendo preparado el niple con la campana, se procede de la siguiente forma:

- Eliminar rebabas de los cortes
- Limpiar los extremos con un trapo

- Aplicar solvente alrededor de los extremos de la tubería
- Aplicar solvente dentro de la campana
- Mantener la presión y dejar secar

3.13.2 Propuesta de tarifa

Para calcular la tarifa mensual por vivienda, es necesario hacer un estudio de los gastos que se realizarán para mantener óptimo el proyecto. Asimismo, los ingresos que la administración del sistema recaudará, deben compensar en un 100% los gastos que dicho mantenimiento requiere.

Tabla XIV. Propuesta de tarifa

Descripción	Costo / mes	
Fontanero	Q	1800.00
Tesorero	Q	40.00
Gasto de energía eléctrica	Q	160.80
Tabletas	Q	945.00
Mantenimiento del sistema	Q	500.00
Total	Q	3445.80
Tarifa (188 conexiones)	Q	18.33

Se propone una tarifa mensual de Q 20.00, siendo accesible para la comunidad, ya que contarán con un servicio eficiente de agua para satisfacer sus necesidades.

3.14 Evaluación socio-económica

3.14.1 Valor Presente Neto (V.P.N.)

Este es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no poder realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas.

El valor presente neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

$$VPN < 0 ; \quad VPN = 0 ; \quad VPN > 0$$

Cuando el $VPN < 0$, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, nos está alertando que el proyecto no es rentable. Cuando el $VPN = 0$ nos está indicando que está generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el $VPN > 0$, esta indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el % de utilidad.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un periodo determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Periodo de tiempo que pretende dura la operación.

Datos del proyecto:

Costo total del proyecto = Q 608,979.27

Costo total del mantenimiento = Q 33,913.57

Como es un proyecto de tipo social, la municipalidad absorberá el 50% del costo total y la comunidad pagara el otro 50% en un período de 5 años por derecho de conexiones domiciliarias.

Datos:

$$A_1 = \frac{608,979.27}{5} = 121,795 \times 50\% = 60,897.93 \text{ Anual}$$

$$A_1 = 60,897.93$$

$$A_2 = Q20.00 \times 188 \text{ conexiones} = 3,760.00 \text{ Anual}$$

$$A_2 = 3,760.00$$

$n = 5$ años

$i = 10\%$

$$VPN = -608,979.27 + 60,897.93 \left[\frac{(1+0.1)^5 - 1}{0.1(1+0.1)^5} \right] - 3,760 \left[\frac{(1+0.1)^5 - 1}{0.1(1+0.1)^5} \right]$$

$$VPN = -392,381.56$$

$i = -25\%$

$$VPN = -608,979.27 + 60,897.93 \left[\frac{(1-0.25)^5 - 1}{-0.25(1-0.25)^5} \right] - 3,760 \left[\frac{(1-0.25)^5 - 1}{-0.25(1-0.25)^5} \right]$$

$$VPN = 125,584.08$$

3.14.2 T.I.R. (Tasa Interna de Retorno)

Es la tasa máxima de utilidad que puede pagarse u obtenerse en la evaluación de una alternativa.

Lo que se busca es un dato que sea menor al dato buscado y otro que sea mayor y así poder interpolar de la manera siguiente:

Tasa 1	VPN (+)
TIR	VPN = 0
Tasa 2	VPN (-)

$$TIR = \left[\frac{(Tasa1 - Tasa2)(0 - VPN(-))}{(VPN(+)) - (VPN(-))} \right] + Tasa2$$

$$TIR = \left[\frac{(-25 - 10)(0 - (-392,381.56))}{(125,584.08) - (-392,381.56)} \right] + 10 = -16.51\%$$

La tasa interna de retorno es -16.51% anual, lo cual indica que el proyecto no es rentable debido a la tasa negativa.

3.15 Evaluación de impacto ambiental

En el estudio de impacto ambiental (EIA) para el sistema de agua potable para la aldea El Estoraque, se describen las características físicas del proyecto, sirviendo de base para la identificación del impacto al ambiente. También se

indican las medidas de mitigación a través de planes sobre las acciones a tomar para contrarrestar los efectos causados por los impactos negativos generados por dicho proyecto.

3.15.1 Descripción de actividades para la construcción del proyecto

Actividades preliminares:

- Trazo y preparación de paso y zanjeo
- Chapeo y limpieza general
- Construcción de bodega de materiales temporales

Obra civil:

- Limpieza
- Excavación de zanjas para tuberías
- Armado y fundición de estructuras de concreto reforzado
- Construcción de estructuras de concreto ciclópeo
- Instalación de tuberías de conducción
- Relleno de zanjas
- Construcción de obras de arte
- Instalación de tuberías
- Instalación de conexiones domiciliarias
- Reforestación
- Uso del sistema
- Operación y mantenimiento

3.15.2 Identificación y valoración de los impactos

Se hará una identificación de impactos y su origen, sin proporcionar un valor cuantitativo de ese impacto, sin embargo, por la importancia del proyecto a la comunidad hará que muchos se beneficien no sólo en lo económico sino en salubridad. Se mencionaran algunos elementos ambientales fundamentales, que un proyecto de agua potable deben ser considerados.

1. Características físicas: entre estas características se pueden mencionar: tierra, agua y atmósfera.
2. Condiciones biológicas: flora y fauna.
3. Factores culturales: uso del suelo, ética e interés humano.
4. Relaciones ecológicas: salinización de recursos hídricos, insectos y enfermedades.
5. Factores socioeconómicos: comercio, empleo, transito y vehículos.

Para evaluar el proyecto en su conjunto es necesario basarse en resultados donde se haga un balance entre el beneficio contra el impacto que se tendrá durante la construcción y operación del proyecto, ya que este proyecto es imprescindible para evitar enfermedades gastrointestinales en la población.

Algunos de los elementos afectados durante la construcción y operación del proyecto que tienen impactos negativos, pero mitigables son:

1. Características físicas: tierra y agua.
2. Condiciones biológicas: flora.
3. Factores culturales: uso del suelo y actividades.

4. Relaciones ecológicas: salinización de recurso hídricos, insectos.

Los factores y elementos que no se mencionan tienen impactos positivos o su impacto negativo es casi inexistente. Evaluando el proyecto en conjunto, se harán algunas mitigaciones necesarias, con las cuales se hará que el proyecto tenga un impacto equilibrado y por consiguiente aceptable.

3.15.3 Medidas de mitigación

El objetivo de un plan de seguridad humana es proporcionar tanto a los administradores y principalmente a los trabajadores las medidas y conductas adecuadas para evitar accidentes. El ejecutor del proyecto deberá proporcionar y dotar al trabajador de equipo de protección, un botiquín de primeros auxilios básicos, así como involucrar a cada trabajador a realizar con responsabilidad su trabajo y ayudar a los demás en caso que suceda un accidente.

El objetivo del plan ambiental es minimizar los impactos negativos asociados con la construcción del proyecto, aunque los impactos negativos que se generan no son críticos. Las medidas preventivas, mitigación y/o correctivas, según su aplicación son las siguientes:

- Medidas de control: son las que se implementan para reducir los efectos ambientales negativos de las operaciones de construcción del proyecto,
- Medidas preventivas: aquellas que anticipadamente se implementan para evitar el deterioro del ambiente.
- Medidas de rehabilitación: son las necesarias para minimizar el deterioro del ambiente, procurando su mejoramiento durante o después de las operaciones del proyecto.

Los factores ambientales más importantes o relevantes que se afectan en la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable, son los siguientes:

1. Atmósfera y calidad del aire

- Utilización de agua en las partes donde sea necesario, para evitar desprendimientos de partículas tales como el polvo en suspensión generado por movimiento al excavar.
- Realizar mantenimiento preventivo a la maquinaria y vehículos que se utilizaran en la obra, para evitar contaminación del aire.

2. Suelo y geología

- Prevención y control: la excavación de zanjas en el suelo es inevitable, sin embargo este factor ambiental no representa mayores consecuencias negativas. Asimismo no se reportan sitios de carácter científico, arqueológico en la localización del proyecto.
- Mitigación: no habrá movimiento de tierra, y el volumen no será alterado puesto que lo que se excave servirá de relleno para ocupar el mismo volumen removido.

3. Fauna

- Prevención y control: como medidas de prevención deberá prohibirse la caza o captura de cualquier especie animal y facilitar la reforestación para la recuperación de los habitats, tanto de aves como fauna terrestre.
- Mitigación: rellenar toda excavación para evitar accidentes o que sirva de trampa a la fauna local, lo cual puede representar mayor peligro en los horarios nocturnos.

CONCLUSIONES

1. La topografía y las características socio-económicas de la aldea El Estoraque determinaron el tipo de sistema más adecuado para el diseño del sistema abastecimiento de agua potable, el cual consiste en un sistema por bombeo-gravedad, bombeo en su conducción y en su distribución por gravedad y por ramales abiertos debido a que la distribución de las viviendas es muy dispersa.
2. La tarifa de Q20.00 del proyecto de agua potable por bombeo por usurario, resulta adecuada para la comunidad, el cual además de ser un servicio eficiente será un sistema auto sostenible.
3. El diseño del puente vehicular de la aldea Río de Paz, y el sistema de abastecimiento de agua potable de la aldea El Estoraque, fueron las necesidades prioritarias, surgidas dentro de las comunidades, después de los planteamientos hechos por los Consejos de Desarrollo Comunitario.
4. El análisis de riesgo y vulnerabilidad en cualquier tipo de proyecto de infraestructura es de suma importancia, debido a que nos da parámetros para valorar el comportamiento ante cualquier desastre natural de nuestro sistema y a la vez crear un plan de mitigación, lo cual ayuda a que su rehabilitación sea más rápida y el impacto que cause sea menor.

RECOMENDACIONES

1. A la municipalidad de Jutiapa, se sugiere actualizar los precios presentados en los presupuestos, ya que los materiales tienden a subir de precio, y dentro del mercado cada día están sujetos a cambios.
2. Garantizar a través de la Oficina Municipal de Proyectos, la supervisión técnica de los proyectos, al momento de su ejecución por parte de un profesional de la ingeniería civil, para cumplir así todo lo especificado en planos.
3. Inspeccionar permanentemente el área en donde se construya el puente de la aldea Río de Paz, no permitiendo la sustracción del material como arena y piedra, con el cual se evitará la socavación de los estribos del puente.
4. Es aconsejable que durante la ejecución de los proyectos, se debe establecer los impactos positivos y negativos, las medidas de mitigación, tanto en construcción como en operación adoptadas proporcionen la seguridad necesaria a trabajadores y habitantes, así como al medio ambiente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Trabajo de graduación. Facultad de Ingeniería, USAC 1997.
2. Marroquín Navarro, Leonel Alfredo. Diseño de dos puentes, aldea San Martín Jilotepeque y San Juan Comalapa, Chimaltenango. Trabajo de graduación. Facultad de Ingeniería, USAC 2005.
3. López Vásquez, Orizabal Jeovany. Diseño del sistema de introducción de agua potable por bombeo de la aldea Santa María Sibajá, del municipio de San Pedro Yepocapa, departamento de Chimaltenango. Trabajo de graduación. Facultad de Ingeniería, USAC 2004.
4. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR). Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales. Guatemala, junio de 1997.

APÉNDICES

Tabla XV. Libreta topográfica del sistema de agua potable de aldea El Estoraque

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 ALDEA: EL ESTORAQUE
 MUNICIPIO: JUTIAPA
 DEPARTAMENTO: JUTIAPA

EST. P.O	AZIMUT			ANGULO VERTICAL			HILOS			D.A.	COTA	Xp	Yp	Xt	Yt	Zt
	GRA.	MIN.	SEG.	GRA.	MIN.	SEG.	SUP.	MED.	INF.							
NORTE	0	0	0													
0										0.00	1000			0	0	1000.00
A0	97	29	0	89	30	0	1.48	1.400	1.320	1.400	1.400	15.8625	-2.0636	15.8625	-2.0636	1000.14
A1	148	21	10	87	48	0	1.570	1.400	1.230	1.400	33.95	17.8131	-28.9014	33.6756	-30.9850	1001.44
A2	154	44	0	84	54	0	2.172	1.400	0.628	1.400	153.18	65.3821	-138.5253	99.0577	-169.5104	1015.11
A3	118	38	15	89	10	0	1.454	1.400	1.346	1.400	10.80	9.4768	-5.1750	108.5345	-174.6853	1015.27
A4	144	38	0	72	21	0	1.640	1.400	1.160	1.400	43.59	25.2286	-35.5439	133.7631	-210.2292	1029.14
A5	182	57	30	73	10	0	1.610	1.400	1.190	1.400	38.48	-1.9858	-38.4265	131.7773	-248.6558	1040.78
A6	169	51	40	71	52	0	1.540	1.400	1.260	1.400	25.29	4.4515	-24.8929	136.2288	-273.5487	1049.06
A7	124	22	45	81	53	0	1.520	1.400	1.280	1.400	23.52	19.4128	-13.2819	155.6416	-286.8305	1052.42
LINEA DE DISTRIBUCION 1																
A8	264	42	30	93	33	0	1.800	1.400	1.000	1.400	79.69	-79.3536	-7.3498	76.2880	-294.1803	1047.47
B1	287	30	20	85	33	0	1.550	1.400	1.250	1.400	29.82	-28.4384	8.9696	47.8496	-285.2107	1049.79
B2	295	0	0	96	6	0	1.510	1.400	1.290	1.400	21.75	-19.7136	9.1926	28.1360	-276.0181	1047.47
B3	293	43	50	98	5	0	1.600	1.400	1.200	1.400	39.21	-35.8939	15.7792	-7.7579	-260.2389	1041.90
B4	292	15	20	94	53	0	1.515	1.400	1.285	1.400	22.83	-21.1323	8.6479	-28.8903	-251.5911	1039.95
B5	296	52	15	97	33	0	1.560	1.400	1.240	1.400	31.45	-28.0521	14.2137	-56.9424	-237.3774	1035.78
B6	284	32	15	95	47	0	1.590	1.400	1.210	1.400	37.61	-36.4099	9.4417	-93.3522	-227.9357	1031.97
B7	326	47	50	92	42	0	1.610	1.400	1.190	1.400	41.91	-22.9483	35.0650	-116.3006	-192.8707	1030.00
B8	340	32	0	95	44	0	1.620	1.400	1.180	1.400	43.56	-14.5170	41.0708	-130.8176	-151.8000	1025.62
B9	348	15	20	102	2	0	1.590	1.400	1.210	1.400	36.35	-7.3986	35.5874	-138.2162	-116.2125	1017.88
B10	309	51	50	100	5	0	1.560	1.400	1.240	1.400	31.02	-23.8093	19.8822	-162.0255	-96.3304	1012.36

B11	B12	270	0	40	95	53	0	1.495	1.400	1.305	1.400	18.80	778.80	1010.42	-18.8004	0.0036	-180.8259	-96.3267	1010.42
B12	B13	321	53	20	98	37	0	1.620	1.400	1.180	1.400	43.01	821.82	1003.90	-26.5467	33.8428	-207.3726	-62.4839	1003.90
B13	B14	337	237	5	91	44	0	1.675	1.400	1.125	1.400	54.95	876.77	1002.24	-17.9339	51.9407	-225.3065	-10.5432	1002.24
B14	B15	301	42	50	90	18	0	1.510	1.400	1.290	1.400	22.00	898.77	1002.13	-18.7145	11.5646	-244.0211	1.0214	1002.13
B15	B16	289	42	10	89	5	0	1.965	1.400	0.835	1.400	112.97	1011.74	1003.93	-106.3571	38.0872	-350.3781	39.1086	1003.93
B16	B17	306	0	15	87	31	0	1.690	1.400	1.110	1.400	57.89	1069.63	1006.44	-46.8324	34.0309	-397.2106	73.1395	1006.44
B17	B18	276	51	40	86	19	0	1.850	1.400	0.950	1.400	89.63	1159.26	1012.21	-88.9867	10.7073	-486.1973	83.8468	1012.21
B17	B18	263	8	0	87	27	30	1.800	1.400	1.000	1.400	79.84	1149.47	1009.99	-79.2700	-9.5459	-476.4805	63.5936	1009.99
RAMAL 1-1																			
B3	C1	354	38	0	97	36	0	1.530	1.400	1.270	1.400	25.55	501.61	1044.06	-2.3892	25.4332	25.7468	-250.5848	1044.06
C1	C2	5	48	0	108	28	0	1.500	1.400	1.300	1.400	17.99	519.60	1038.05	1.8183	17.9012	27.5651	-232.6836	1038.05
C2	C3	12	58	30	100	13	0	1.600	1.400	1.200	1.400	38.74	558.35	1031.07	8.6985	37.7524	36.2636	-194.9312	1031.07
RAMAL 2-1																			
B7	D1	326	22	50	92	4	0	1.650	1.400	1.150	1.400	49.93	657.10	1030.17	-27.6477	41.5825	-120.9999	-186.3532	1030.17
D1	D2	327	5	15	91	38	0	1.610	1.400	1.190	1.400	41.97	699.07	1028.97	-22.8025	35.2304	-143.8024	-151.1228	1028.97
D2	D3	305	7	20	91	59	0	1.510	1.400	1.290	1.400	21.97	721.04	1028.21	-17.9728	12.6419	-161.7753	-138.4808	1028.21
D3	D4	285	46	10	103	18	0	1.732	1.400	1.068	1.400	62.89	783.93	1013.35	-60.5191	17.0903	-222.2943	-121.3905	1013.35
D4	D5	300	14	50	108	34	0	1.540	1.400	1.260	1.400	25.16	809.09	1004.90	-21.7358	12.6745	-244.0302	-108.7160	1004.90
D5	D6	344	44	0	92	48	0	1.700	1.400	1.100	1.400	59.86	868.95	1001.97	-15.7610	57.7445	-259.7912	-50.9715	1001.97
RAMAL 3-1																			
B10	E1	70	49	0	94	12	0	2.375	1.400	0.425	1.400	193.95	922.94	1003.63	183.1842	63.7317	44.9680	-52.4808	1003.63
E1	E2	146	44	5	87	11	0	1.650	1.400	1.150	1.400	49.88	972.82	1006.09	27.3596	-41.7060	72.3276	-94.1868	1006.09
RAMAL 4-1																			
B14	F1	17	21	0	92	18	0	1.460	1.400	1.340	1.400	11.98	888.75	1001.76	3.5727	11.4356	-221.7338	0.8924	1001.76
F1	F2	342	56	30	90	54	0	1.760	1.400	1.040	1.400	71.98	960.73	1000.63	-21.1156	68.8155	-242.8494	69.7079	1000.63
RAMAL 5-1																			
B14	G1	70	9	35	91	12	25	2.210	1.400	0.590	1.400	161.93	1038.69	998.83	152.3165	54.9583	-72.9901	44.4151	998.83
G1	G2	112	49	30	89	24	15	1.720	1.400	1.080	1.400	63.99	1102.69	999.49	58.9820	-24.8241	-14.0080	19.5910	999.49
G2	G2	58	42	20	91	27	0	1.600	1.400	1.200	1.400	39.97	1078.67	997.82	34.1585	20.7641	-38.8316	65.1792	997.82
G2	G3	44	3	45	90	12	0	1.570	1.400	1.230	1.400	34.00	1136.69	999.38	23.6448	24.4315	9.6367	44.0225	999.38
G3	G4	6	45	0	90	30	0	1.500	1.400	1.300	1.400	20.00	1156.69	999.20	2.3506	19.8599	11.9873	63.8824	999.20
RAMAL 6-1																			
B16	H1	44	32	50	91	28	40	1.685	1.400	1.115	1.400	56.96	1068.70	1002.46	39.9587	40.5953	-310.4194	79.7039	1002.46
H1	H2	5	55	25	89	46	45	2.290	1.400	0.510	1.400	178.00	1246.70	1003.15	18.3698	177.0469	-292.0497	256.7508	1003.15
H2	H3	43	16	0	92	40	0	1.830	1.400	0.970	1.400	85.81	1332.51	999.15	58.8164	62.4872	-233.2333	319.2380	999.15
H3	H4	155	45	35	91	2	35	1.830	1.400	0.970	1.400	85.97	1418.48	997.59	35.2968	-78.3915	-197.9365	240.8465	997.59

RAMAL 7-1																					
B16	I1	217	35	5	89						1.40	0.770	1.40	125.98	1137.72	1005.60	-76.8382	-99.8315	-427.2164	-60.7229	1005.60
	I1	12	161	6	40	91					1.40	0.890	1.40	101.96	1239.68	1003.62	33.0084	-96.4708	-394.2079	-157.1938	1003.62
LINEA PRINCIPAL # 2																					
B3	J1	265	10	5	101	8	0	1.643	1.40	1.157	1.40	48.79	522.85	1038.26			-46.6217	-3.9411	-18.4857	-279.9592	1038.26
	J1	266	40	30	98	53	0	1.560	1.40	1.240	1.40	31.24	554.09	1033.38			-31.1843	-1.8117	-49.6700	-281.7709	1033.38
	J2	260	16	5	97	51	0	1.520	1.40	1.280	1.40	23.55	577.64	1030.13			-23.2134	-3.9813	-72.8834	-285.7522	1030.13
	J3	253	43	15	86	53	0	1.620	1.40	1.180	1.40	43.87	621.51	1032.52			-42.1111	-12.2975	-114.9945	-298.0497	1032.52
	J4	286	55	0	92	26	0	1.560	1.40	1.240	1.40	31.94	653.45	1031.16			-30.5601	9.2946	-145.5546	-288.7551	1031.16
	J5	308	47	30	90	20	0	1.610	1.40	1.190	1.40	42.00	695.45	1030.92			-32.7349	26.3117	-178.2895	-262.4434	1030.92
	J6	314	5	0	93	3	0	1.570	1.40	1.230	1.40	33.90	729.36	1029.11			-24.3540	23.5870	-202.6436	-238.8564	1029.11
	J7	320	55	0	98	53	0	1.615	1.40	1.185	1.40	41.97	771.33	1022.55			-26.4629	32.5819	-229.1064	-206.2745	1022.55
	J8	283	35	50	107	29	0	1.760	1.40	1.040	1.40	65.50	836.83	1001.92			-63.6856	15.3991	-292.7721	-190.8754	1001.92
	J9	225	0	20	90	54	0	1.982	1.40	0.818	1.40	116.37	953.20	1000.09			-82.2949	-82.2789	-375.0670	-273.1544	1000.09
RAMAL 1-2																					
J4	K1	213	30	20	98	21	25	2.090	1.40	0.710	1.40	135.08	756.60	1012.88			-74.5693	-112.6382	-189.5638	-410.6879	1012.88
	K1	214	35	35	93	15	30	1.730	1.40	1.070	1.40	65.79	822.38	1008.93			-37.3500	-54.1560	-226.9138	-464.8439	1008.93
	K2	226	40	15	92	30	20	1.770	1.40	1.030	1.40	73.86	896.24	1005.70			-53.7265	-50.6809	-280.6403	-515.5248	1005.70
RAMAL 2-2																					
J6	L1	298	15	35	96	43	0	1.530	1.40	1.270	1.40	25.64	721.10	1027.90			-22.5878	12.1418	-200.8773	-250.3016	1027.90
	L1	221	54	10	101	42	0	1.460	1.40	1.340	1.40	11.51	732.60	1025.52			-7.6848	-8.5641	-208.5622	-258.8657	1025.52
	L2	239	3	25	104	15	0	1.950	1.40	0.850	1.40	103.33	835.94	999.27			-88.6282	-53.1334	-297.1903	-311.9990	999.27
LADO DERECHO SECTOR NORTE																					
B18	M19	348	45	0	88	0	0	1.792	1.40	1.008	1.40	78.30	1237.56	1014.95			-15.2765	76.7999	-501.4737	160.6467	1014.95
	M19	M20	7	6	5	89	22	2.090	1.40	0.710	1.40	137.98	1375.54	1016.47			17.0582	136.9247	-484.4155	297.5714	1016.47
	M20	M21	12	33	20	90	53	1.810	1.40	0.990	1.40	81.98	1457.53	1015.21			17.8214	80.0200	-466.5941	377.5914	1015.21
	M21	M22	10	31	50	90	23	1.840	1.40	0.960	1.40	88.00	1545.52	1014.62			16.0821	86.5140	-450.5119	464.1054	1014.62
	M22	M23	10	27	10	90	50	2.160	1.40	0.640	1.40	151.97	1697.49	1012.41			27.5708	149.4459	-422.9411	613.5513	1012.41
	M23	M24	6	59	15	91	53	1.650	1.40	1.150	1.40	49.95	1747.43	1010.77			6.0761	49.5750	-416.8651	663.1263	1010.77
RAMAL 1																					
M20	N1	77	24	10	95	9	0	1.720	1.40	1.080	1.40	63.48	1439.03	1010.75			61.9561	13.8457	-422.4594	311.4171	1010.75
	N1	N2	122	41	5	94	0	1.850	1.40	0.950	1.40	89.56	1528.59	1004.49			75.3803	-48.3649	-347.0791	263.0521	1004.49
RAMAL 2																					
M21	O1	95	30	20	94	51	0	1.630	1.40	1.170	1.40	45.67	1503.20	1011.33			45.4605	-4.3818	-421.1336	373.2096	1011.33

RAMAL 3																				
M22	P1	91	40	15	95	23	0	1.760	1.400	1.040	1.400	1.400	71.37	1616.89	1007.90	71.3359	-2.0809	-379.1760	462.0245	1007.90
P1	P2	17	12	0	90	16	0	1.660	1.400	1.140	1.400	52.00	1668.89	1007.65	15.3765	49.6734	-363.7995	511.6979	1007.65	
RAMAL 4																				
M23	Q1	157	23	0	91	30	0	1.600	1.400	1.200	1.400	39.97	1737.46	1011.36	15.3720	-36.8986	-407.5691	576.6527	1011.36	
LADO IZQUIERDO SECTOR NORTE																				
B18	R19	266	2	0	86	18	0	1.495	1.400	1.305	1.400	18.92	1168.39	1011.21	-18.8756	-1.3089	-495.3561	62.2847	1011.21	
R19	R20	342	24	45	87	46	0	1.820	1.400	0.980	1.400	83.87	1252.26	1014.48	-25.3431	79.9520	-520.6991	142.2367	1014.48	
R20	R21	368	31	10	88	28	0	1.740	1.400	1.060	1.400	67.95	1320.22	1016.30	-1.7557	67.9286	-522.4549	210.1653	1016.30	
R21	R22	9	52	5	90	12	0	2.120	1.400	0.680	1.400	144.00	1464.21	1015.80	24.6784	141.8678	-497.7765	352.0331	1015.80	
R22	R23	9	22	25	90	20	0	2.310	1.400	0.490	1.400	181.99	1646.21	1014.74	29.6416	179.5637	-468.1348	531.5968	1014.74	
R23	R24	6	18	40	90	51	0	1.900	1.400	0.900	1.400	99.98	1746.19	1013.26	10.9903	99.3721	-457.1445	630.9689	1013.26	
R24	R25	0	1	15	92	30	0	1.560	1.400	1.240	1.400	31.94	1778.12	1011.86	0.0116	31.9391	-457.1329	662.9080	1011.86	
RAMAL 1																				
B18	S19	266	2	0	86	17	50	1.495	1.400	1.305	1.400	18.92	1168.39	1011.21	-18.8754	-1.3089	-495.3560	62.2847	1011.21	
S19	S1	201	30	0	89	0	0	1.850	1.400	0.950	1.400	89.97	1258.36	1012.78	-32.9751	-83.7121	-528.3310	-21.4274	1012.78	
S1	S2	131	19	30	94	8	0	1.820	1.400	0.980	1.400	83.56	1341.93	1006.74	62.7543	-55.1795	-465.5768	-76.6069	1006.74	
RAMAL 2																				
R21	T1	260	0	0	86	38	0	1.850	1.400	0.950	1.400	89.69	1835.88	1018.53	-88.3270	-15.5744	-545.4716	615.3945	1018.53	
LADO IZQUIERDO SECTOR SUR A SAN IXTAN																				
J10	U11	178	32	30	90	52	0	1.640	1.400	1.160	1.400	47.99	1001.19	999.37	1.2213	-47.9735	-373.8457	-321.1278	999.37	
U11	U12	175	58	40	89	38	0	2.350	1.400	0.450	1.400	189.99	1191.19	1000.58	13.3267	-189.5243	-360.5190	-510.6521	1000.58	
U12	U13	172	26	5	89	42	0	2.380	1.400	0.420	1.400	195.99	1387.18	1001.61	25.8038	-194.2886	-334.7152	-704.9407	1001.61	
U13	U14	173	26	15	87	55	0	2.262	1.400	0.538	1.400	172.17	1559.35	1007.87	19.6770	-171.0441	-315.0381	-875.9847	1007.87	
U14	U15	184	48	10	86	13	0	1.762	1.400	1.038	1.400	72.08	1631.44	1012.64	-6.0354	-71.8317	-321.0735	-947.8164	1012.64	
U15	U16	189	11	5	86	32	0	2.050	1.400	0.750	1.400	129.52	1760.96	1020.49	-20.6745	-127.8640	-341.7480	-1075.6804	1020.49	
U16	U17	189	49	45	88	42	0	1.930	1.400	0.870	1.400	105.95	1866.91	1022.89	-18.0861	-104.3903	-359.8340	-1180.0707	1022.89	
U17	U18	189	49	45	88	29	0	2.210	1.400	0.590	1.400	161.89	2028.79	1027.18	-27.6358	-159.5102	-387.4699	-1339.5809	1027.18	
LADO IZQUIERDO SECTOR SUR AL AMATON																				
V17	V18	267	36	0	92	23	0	1.460	1.400	1.340	1.400	11.98	1878.89	1022.39	-11.9687	-0.5016	-371.8028	-1180.5724	1022.39	
V18	V19	304	10	35	88	6	30	1.584	1.400	1.216	1.400	36.76	1915.65	1023.61	-30.4119	20.6496	-402.2147	-1159.9228	1023.61	
V19	V20	343	11	0	87	45	25	1.592	1.400	1.208	1.400	38.34	1953.99	1025.11	-11.0925	36.7015	-413.3072	-1123.2212	1025.11	
V20	V21	10	21	0	91	33	45	1.625	1.400	1.175	1.400	44.97	1998.95	1023.88	8.0787	44.2349	-405.2285	-1078.9864	1023.88	
V21	V22	27	28	25	93	2	20	1.770	1.400	1.030	1.400	73.79	2072.75	1019.96	34.0432	65.4700	-371.1852	-1013.5163	1019.96	


V22	V23	353	32	45	91	18	20	1.690	1.400	1.110	1.400	57.97	2130.72	1018.64	-6.5163	57.6025	-377.7015	-955.9139	1018.64
V23	V24	355	45	0	91	50	0	1.940	1.400	0.860	1.400	107.89	2238.61	1015.19	-7.9955	107.5928	-385.6971	-848.3211	1015.19
V24	V25	330	16	40	89	56	15	1.830	1.400	0.970	1.400	86.00	2324.61	1015.28	-42.6384	74.6857	-428.3354	-773.6354	1015.28
V25	V26	18	56	15	93	37	0	2.040	1.400	0.760	1.400	127.49	2452.10	1007.22	41.3754	120.5900	-386.9601	-653.0454	1007.22
V26	V27	6	5	30	90	6	0	1.692	1.400	1.108	1.400	58.40	2510.50	1007.12	6.1974	58.0701	-380.7627	-594.9753	1007.12
V27	V28	11	53	20	95	16	45	1.770	1.400	1.030	1.400	73.37	2583.87	1000.34	15.1160	71.7996	-365.6467	-523.1757	1000.34
V28	V29	354	22	35	90	41	45	2.310	1.400	0.490	1.400	181.97	2765.84	998.13	-17.8321	181.0973	-383.4788	-342.0784	998.13
RAMAL 2																			
V25	W1	355	28	0	90	14	0	1.650	1.400	1.150	1.400	50.00	2374.60	1015.08	-3.9519	49.8427	-432.2873	-723.7926	1015.08

Tabla XVI. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de la aldea El Estoraque

LINEA DE IMPULSION A TANQUE DE DISTRIBUCION												OBSERVACIONES			
RAMAL		L	D	Q	COTAS S/T		PRESION	Hf	PIEZOMETRICA		V	PSI	C	CRP	# TUBOS
DE	A	Mts	Plg	lts/s	Ci	Cf	DISP. (Mts)	Mts	Ci	Cf	m/s				
E-0	A-8	344.80	3	1.9	1062.42	1000.00	61.54	0.88	1062.42	1061.54	0.42	160	150		60

LINEA DE DISTRIBUCION ALDEA ESTORAQUE												OBSERVACIONES			
RAMAL		L	D	Q	COTAS S/T		PRESION	Hf	PIEZOMETRICA		V	PSI	C	CRP	# TUBOS
DE	A	Mts	Plg	lts/s	Ci	Cf	DISP. (Mts)	Mts	Ci	Cf	m/s				
A-8	B-3	131.26	3	3.610	1062.42	1047.47	13.85	1.10	1062.42	1061.32	0.79	160	150		23
B-3	C-3	82.28	0.5	0.0192	1047.47	1031.07	29.99	0.26	1061.32	1061.06	0.15	315	150		14
B-3	J-4	145.45	2	1.0561	1047.47	1032.52	27.90	0.90	1061.32	1060.42	0.52	160	150		26
J-4	J-4'	60.00	0.75	0.1344	1032.52	1022.50	36.94	0.98	1060.42	1059.44	0.47	250	150		11
J-4'	K-3	214.73	0.75	0.1344	1022.50	1005.70	13.30	3.50	1022.50	1019.00	0.47	250	150	CRP1	38
J-4	J-6	73.94	2	0.8641	1032.52	1030.92	29.18	0.32	1060.42	1060.10	0.43	160	150		13
J-6	L-2'	88.82	0.5	0.0768	1030.92	1012.56	43.84	3.70	1060.10	1056.40	0.61	315	150		16
L-2'	L-3	51.67	0.5	0.0768	1012.56	999.27	11.14	2.15	1012.56	1010.41	0.61	315	150	CRP2	9
J-6	J-10	257.74	1.5	0.7489	1030.92	1000.06	56.59	3.44	1060.10	1056.65	0.66	160	150		45
J-10	U-17	913.69	1.5	0.6721	1000.06	1022.89	23.77	9.99	1056.65	1046.66	0.59	160	150		160
U-17	U-18	161.89	0.5	0.0384	1022.89	1027.18	17.61	1.87	1046.66	1044.79	0.30	315	150		28
U-17	V-22	205.84	1.25	0.288	1022.89	1019.96	25.56	1.14	1046.66	1045.52	0.36	160	150		36
V-22	V-29	693.09	1.25	0.288	1019.96	998.13	17.99	3.84	1019.96	1016.12	0.36	160	150	CRP3	122
B-3	B-7	131.10	3	2.5347	1047.47	1031.97	28.78	0.57	1061.32	1060.75	0.56	160	150		23
B-7	D-3'	145.32	0.75	0.1728	1031.97	1020.78	36.20	3.77	1060.75	1056.98	0.61	250	150		25
D-3'	D-6	116.47	0.75	0.1728	1020.78	1001.97	15.79	3.02	1020.78	1017.76	0.61	250	150	CRP4	20
B-7	B-10	121.82	2.5	2.3043	1031.97	1017.88	41.79	1.08	1060.75	1059.67	0.73	160	150		21
B-10	E-2	243.83	0.5	0.096	1017.88	1006.09	38.23	15.35	1059.67	1044.32	0.76	315	150		43
B-10	B-14	147.78	1.5	2.1122	1017.88	1002.13	44.09	13.44	1059.67	1046.22	1.85	160	150		26
B-14	G-4	255.90	0.75	0.2304	1002.13	999.20	35.72	11.30	1046.22	1034.92	0.81	250	150		45
B-14	F-2	83.96	0.5	0.096	1002.13	1000.63	40.31	5.29	1046.22	1040.94	0.76	315	150		15
B-14	B-16	134.97	1.5	1.5554	1002.13	1003.93	35.32	6.97	1046.22	1039.25	1.36	160	150		24
B-16	I-2	227.94	0.75	0.096	1003.93	1003.62	33.64	1.99	1039.25	1037.26	0.34	250	150		40
B-16	H-4	406.74	0.75	0.096	1003.93	997.59	38.11	3.55	1039.25	1035.7	0.34	250	150		71
B-16	B-17	57.89	1.5	1.1713	1003.93	1006.44	31.04	1.77	1039.25	1037.48	1.03	160	150		10
B-17	R-19	98.76	1.25	0.5377	1006.44	1011.21	24.53	1.74	1037.48	1035.74	0.68	160	150		17
R-19	S-2	173.53	0.5	0.0768	1011.21	1006.74	21.77	7.23	1035.74	1028.51	0.61	315	150		30
R-19	R-21	151.82	1.25	0.4609	1011.21	1016.30	17.44	2.01	1035.74	1033.74	0.58	160	150		27
R-21	T-1	89.69	0.75	0.1152	1016.30	1018.53	14.11	1.10	1033.74	1032.64	0.40	250	150		16
R-21	R-25	457.91	1	0.288	1016.30	1011.86	14.35	7.52	1033.74	1026.21	0.57	160	150		80
B-17	M-20	305.91	1.5	0.6337	1006.44	1016.47	18.01	3.00	1037.48	1034.48	0.56	160	150		54
M-20	N-2	153.04	0.5	0.096	1016.47	1004.49	20.36	9.63	1034.48	1024.85	0.76	315	150		27
M-20	M-21	81.98	1.5	0.384	1016.47	1015.21	18.95	0.32	1034.48	1034.16	0.34	160	150		14
M-21	O-1	45.67	0.5	0.0384	1015.21	1011.33	22.30	0.53	1034.16	1033.63	0.30	315	150		8
M-21	M-22	88.00	1.25	0.3072	1015.21	1014.62	18.99	0.55	1034.16	1033.61	0.39	160	150		15
M-22	P-2	123.37	0.5	0.096	1014.62	1007.65	18.20	7.77	1033.61	1025.85	0.76	315	150		22
M-22	M-23	151.97	1	0.1536	1014.62	1012.41	20.42	0.78	1033.61	1032.83	0.30	160	150		27
M-23	Q-1	39.97	0.5	0.0384	1012.41	1011.36	21.01	0.46	1032.83	1032.37	0.30	315	150		7
N-23	M-24	49.95	0.5	0.0576	1012.41	1010.77	20.84	1.22	1032.83	1031.61	0.45	315	150		9

Figura 25. Examen bacteriológico

 **MICRODIAGNOSTICO**
Laboratorio Clínico
Microbiológico
y de Referencia

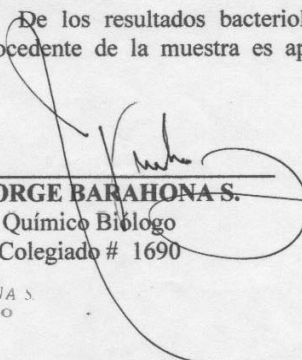
CARLOS ENRIQUE GONZÁLEZ
El Estoraque, Jutiapa
07 de Junio de 2007
Ref. # 1643 - 11


INFORME DE ANALISIS BACTERIOLOGICO DE Mx. DE AGUA:

En recipiente estéril, tratado previamente con Azida de sodio como preservante, se recibe muestra de agua procedente de pozo mecánico, de aspecto incoloro e inodoro, sin sedimentos, pH 7.5 Muestra se cultiva y somete a estudio bacteriológico:

Agar Sangre de Carnero (ASC):	No hubo crecimiento en 72 horas de incubación a 36° C.
Agar Mc. Conkey (McCk):	No hubo crecimiento en 72 horas de incubación a 36° C.
Agar Cled (Cled):	No hubo crecimiento en 72 horas de incubación a 36 C.

De los resultados bacteriológicos obtenidos, se puede afirmar que el agua procedente de la muestra es apta para consumo humano.

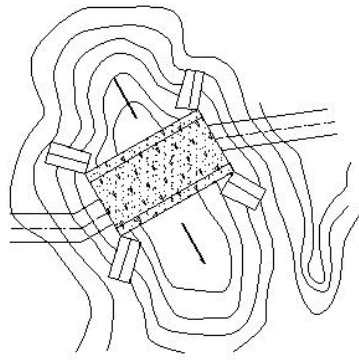
f: 
Dr. JORGE BARAHONA S.
Químico Biólogo
Colegiado # 1690



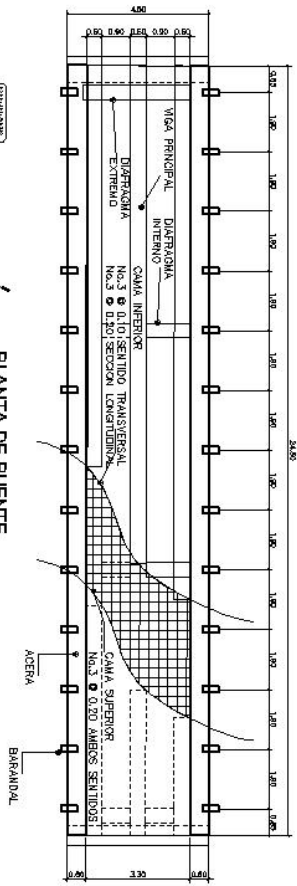
JORGE BARAHONA S.
QUIMICO BIOLOGO
COLEGIADO 1690

1a. Calle "A" 21-68, zona 6, Guatemala, Guatemala, C.A. Telefax 511645

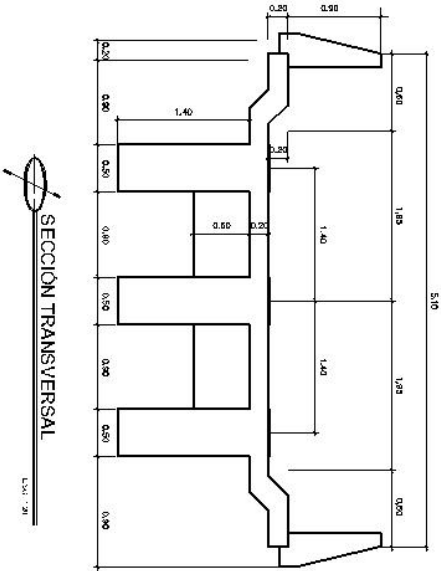
PLANOS



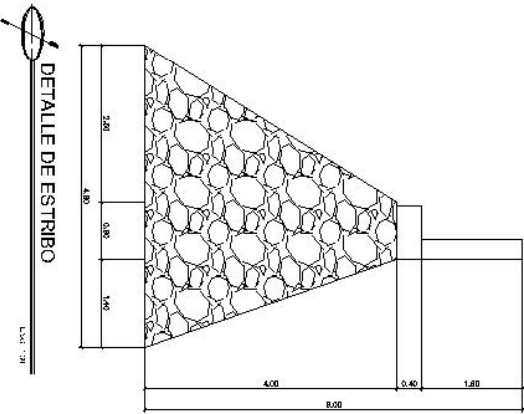
PLANTA GENERAL
L: 1/200



PLANTA DE PUENTE
L: 1/20



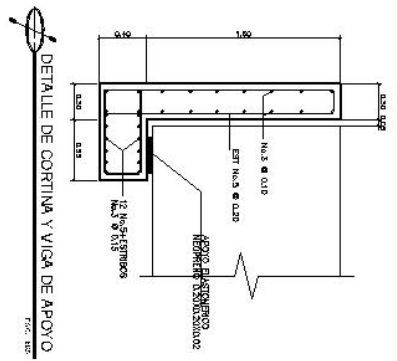
SECCION TRANSVERSAL
L: 1/20



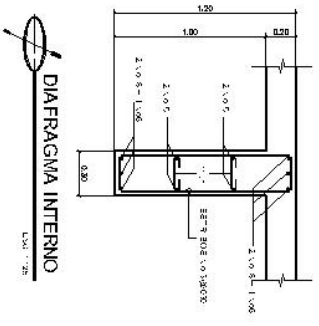
DETALLE DE ESTRIBO
L: 1/20

JUTIPA INSTITUCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO AV. 100 No. 100, San José, Costa Rica T. (506) 2222-1111		INSTITUCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO AV. 100 No. 100, San José, Costa Rica T. (506) 2222-1111	
PROYECTO: PUENTE PARA EL TRAFICO DE CAMIONES EN LA CARRETERA NACIONAL No. 100, San José, Costa Rica	CLIENTE: INSTITUCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO	FECHA: 2012	ESCALA: 1/20
AUTORIA: JUTIPA	DISEÑO: JUTIPA	ELABORACION: JUTIPA	REVISOR: JUTIPA
APROBACION: JUTIPA	DISEÑO: JUTIPA	ELABORACION: JUTIPA	REVISOR: JUTIPA
AUTORIA: JUTIPA	DISEÑO: JUTIPA	ELABORACION: JUTIPA	REVISOR: JUTIPA
APROBACION: JUTIPA	DISEÑO: JUTIPA	ELABORACION: JUTIPA	REVISOR: JUTIPA
AUTORIA: JUTIPA	DISEÑO: JUTIPA	ELABORACION: JUTIPA	REVISOR: JUTIPA
APROBACION: JUTIPA	DISEÑO: JUTIPA	ELABORACION: JUTIPA	REVISOR: JUTIPA

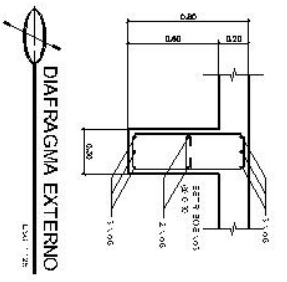
INSTITUCION DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO
 AV. 100 No. 100, San José, Costa Rica
 T. (506) 2222-1111



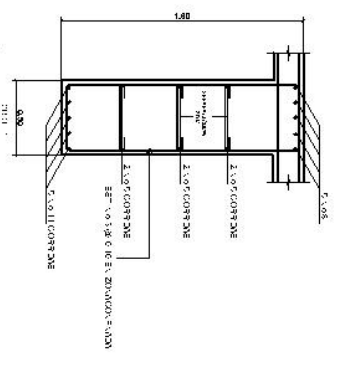
DETALLE DE CORTINA Y VIGA DE APOYO
L.M.T. '28



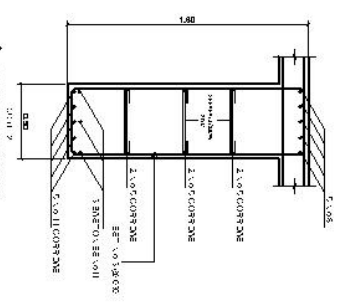
DIAFRAGMA INTERNO
L.M.T. '28



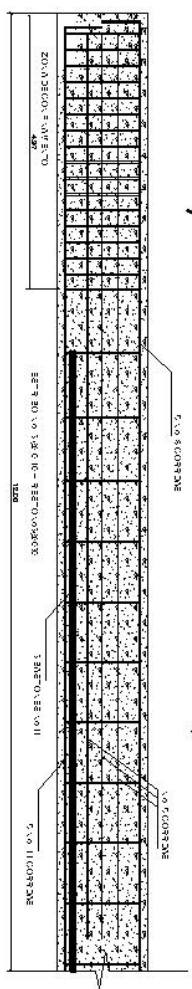
DIAFRAGMA EXTERNO
L.M.T. '28



VIGA EXTERNA
L.M.T. '28

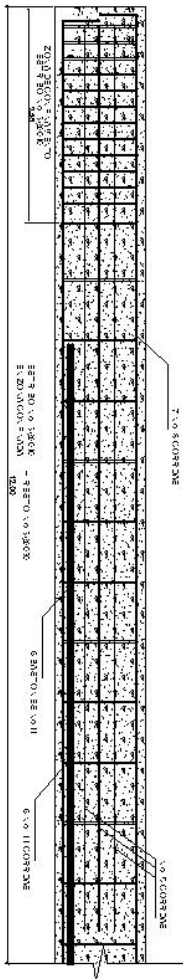
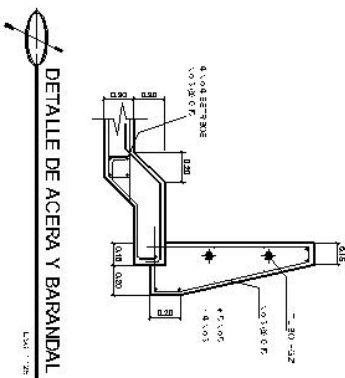
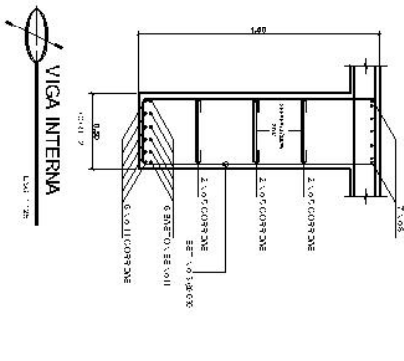
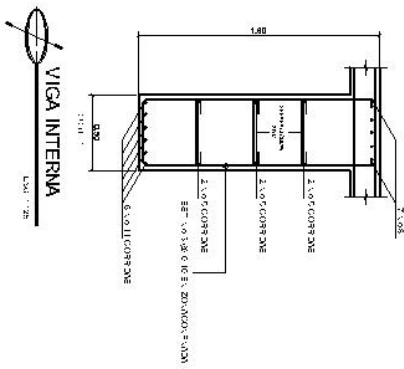


VIGA EXTERNA
L.M.T. '28



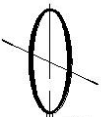
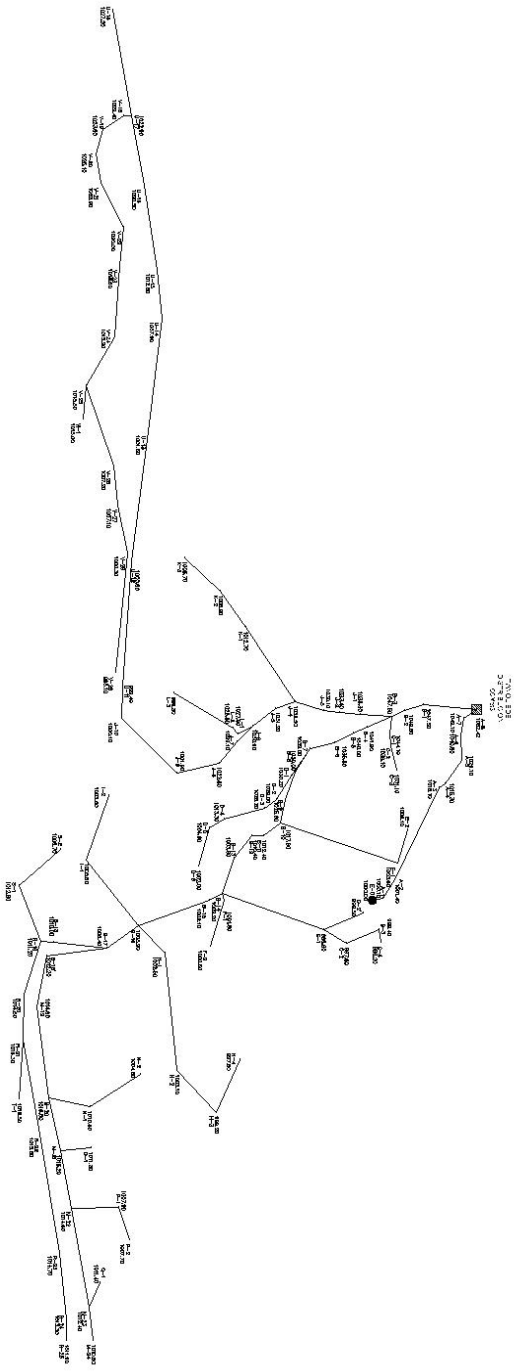
DETALLE DE VIGA EXTERNA
L.M.T. '28

<p>VIGA V-203 (MILIT. 203) (MILIT. 203) (MILIT. 203) (MILIT. 203)</p> <p>5000 - 2100 DE VIGA EXTERNA</p>			
<p>CONCRETO</p>		<p>ACERO</p>	
<p>TIPO DE CONCRETO</p>	<p>TIPO DE ACERO</p>	<p>TIPO DE ACERO</p>	<p>TIPO DE ACERO</p>
<p>1</p>	<p>2</p>	<p>3</p>	<p>4</p>
<p>NOTAS:</p>		<p>NOTAS:</p>	
<p>1. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>		<p>1. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>	
<p>2. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>		<p>2. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>	
<p>3. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>		<p>3. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>	
<p>4. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>		<p>4. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>	
<p>5. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>		<p>5. SE DEBE CONSIDERAR LA PROTECCION DE LA VIGA EXTERNA</p>	



DETALLE DE VIGA INTERNA
L.M. 172

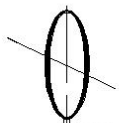
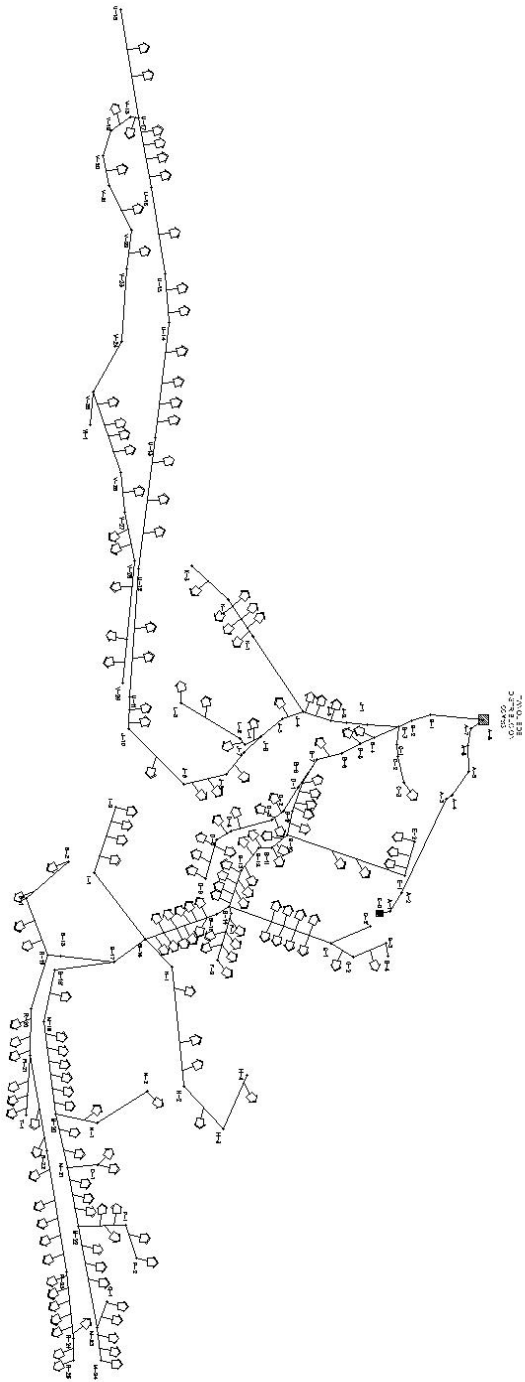
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		FACULTAD DE INGENIERÍA	
CARRERA DE INGENIERÍA EN CIVIL		MATERIA DE ESTRUCTURAS	
PROFESOR: DR. JOSÉ ANTONIO GARCÍA		ALUMNO: [Nombre]	
TÍTULO: [Título]		FECHA: [Fecha]	
MATERIA: [Materia]		PÁGINA: 3	



PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA: 1:2800

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		UNIDAD DE E.I.S.																			
FACULTAD DE INGENIERÍA																					
<table border="1"> <tr> <td>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</td> <td>UNIDAD DE E.I.S.</td> </tr> <tr> <td>INSTITUTO DE INGENIERÍA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL</td> <td></td> </tr> <tr> <td>CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</td> <td></td> </tr> <tr> <td>PROFESOR: DR. JOSÉ ANTONIO GONZÁLEZ</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ALUMNO: JUAN JOSÉ GONZÁLEZ</td> <td></td> </tr> <tr> <td>FECHA: 2014</td> <td></td> </tr> <tr> <td>HOJA</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>11</td> </tr> </table>				UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIDAD DE E.I.S.	INSTITUTO DE INGENIERÍA		DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL		CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		PROFESOR: DR. JOSÉ ANTONIO GONZÁLEZ		ALUMNO: JUAN JOSÉ GONZÁLEZ		FECHA: 2014		HOJA	1		11
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIDAD DE E.I.S.																				
INSTITUTO DE INGENIERÍA																					
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL																					
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL																					
PROFESOR: DR. JOSÉ ANTONIO GONZÁLEZ																					
ALUMNO: JUAN JOSÉ GONZÁLEZ																					
FECHA: 2014																					
HOJA	1																				
	11																				



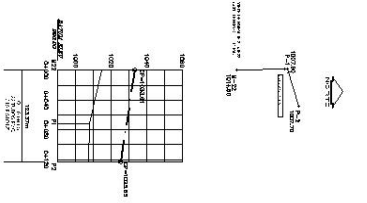
PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA: 1:2800

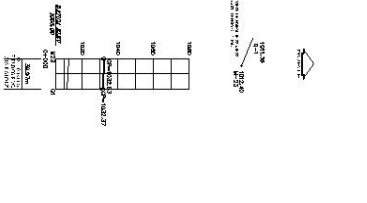
INSTITUCIÓN DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE E.I.S.

PAIS	GUATEMALA	INSTITUCIÓN	INSTITUCIÓN DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
UNIVERSIDAD	JUJUTAPA	FACULTAD	FACULTAD DE INGENIERÍA
PROYECTO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	PROYECTO	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
OPERA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	OPERA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FECHA	1970	FECHA	1970
HOJA	2	HOJA	2
11		11	

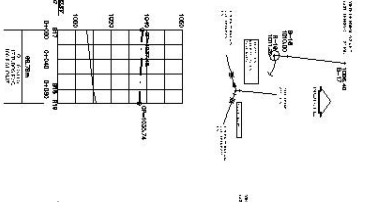
SIMBOLOGIA	
	VARILLA DE ACERO
	CONCRETO
	MALLA DE ACERO
	PARED
	COLUMNA
	VIGAS
	LOSAS
	LOSAS DE PISO
	LOSAS DE TEJADO
	FUNDACIONES
	ESCALERAS
	TEJADO



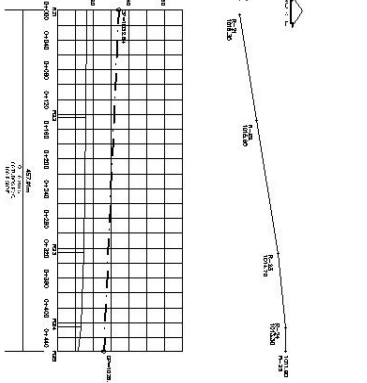
RAMAL M22 a P-2
Escala: 1:200



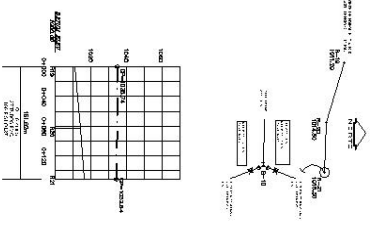
RAMAL M23 a Q-1
Escala: 1:200



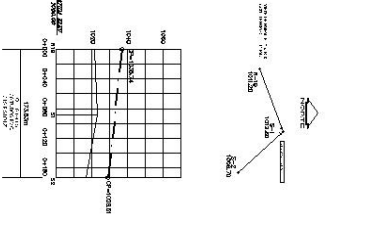
RAMAL B-17 a R-19
Escala: 1:200



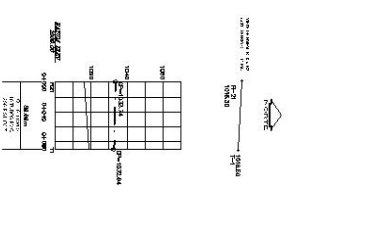
RAMAL R-21 a R-25
Escala: 1:200



RAMAL R-19 a R-21
Escala: 1:200

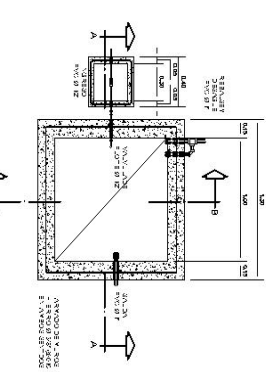


RAMAL R-19 a S-2
Escala: 1:200

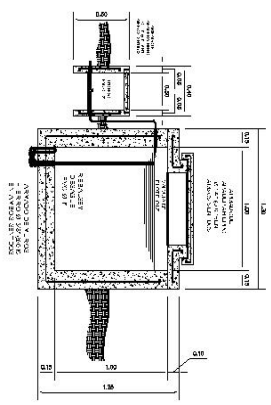


RAMAL R-21 a T-1
Escala: 1:200

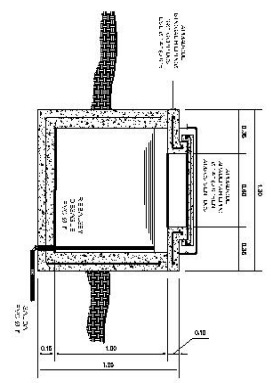
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE EL I. S.			
JUTUPA	INGENIERIA	PROYECTO	FECHA
JUTUPA	INGENIERIA DE OBRAS DE CONCRETO	PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA	15/05/2018
PROYECTO		FECHA	HOJA
RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA		15/05/2018	6
PROYECTO		FECHA	HOJA
RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA DE INGENIERIA		15/05/2018	11



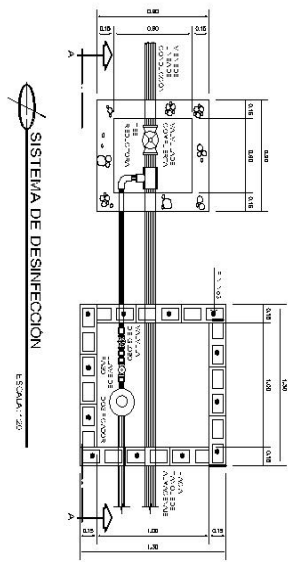
PLANTA DE CAJA ROMPE PRESION
ESCALA: 1:20



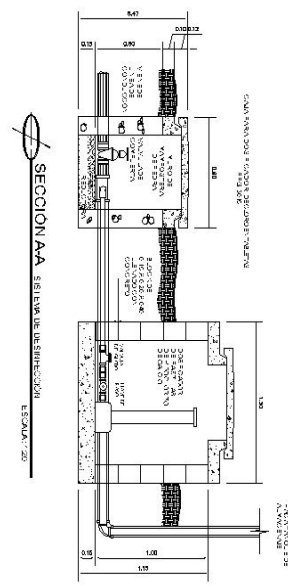
SECCION AA CAJA ROMPE PRESION
ESCALA: 1:20



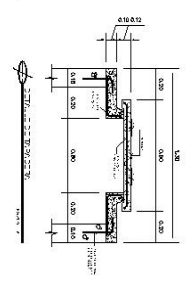
SECCION BB CAJA ROMPE PRESION
ESCALA: 1:20



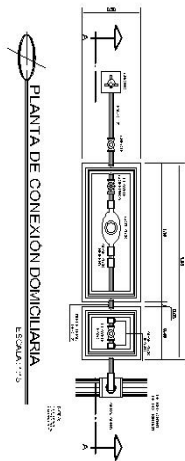
SISTEMA DE DESINFECCION
ESCALA: 1:20



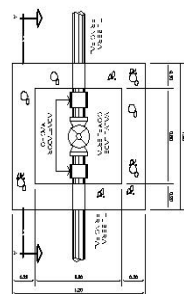
SECCION AA SISTEMA DE DESINFECCION
ESCALA: 1:20



INSTITUTO DE SAN CARLOS DE GATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.I.S.			
TEMA:	DESARROLLO DE LA CUBIERTA	PROYECTO DE LA CUBIERTA	PROYECTO DE LA CUBIERTA
ASIGNATURA:	CONSTRUCCION DE LA CUBIERTA	CONSTRUCCION DE LA CUBIERTA	CONSTRUCCION DE LA CUBIERTA
PROFESOR:	ING. CARLOS SANCHEZ	ING. CARLOS SANCHEZ	ING. CARLOS SANCHEZ
ESTUDIANTE:	ING. CARLOS SANCHEZ	ING. CARLOS SANCHEZ	ING. CARLOS SANCHEZ
FECHA:	10/03/2010	10/03/2010	10/03/2010
EVALUACION DE LA CUBIERTA			NOTA
1. CALIDAD DE LA CUBIERTA			9
2. CALIDAD DE LA CUBIERTA			11



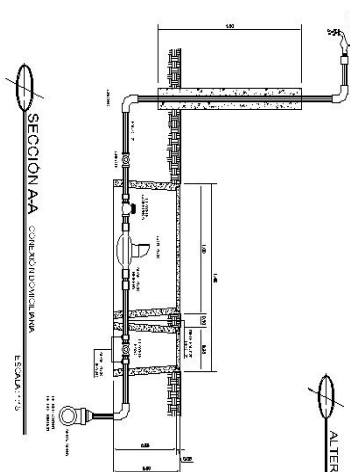
PLANTA DE CONEXION DOMICILIARIA
ESCALA 1:20



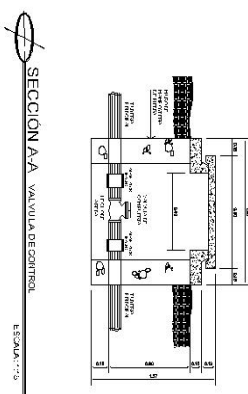
PLANTA DE VALVULA DE CONTROL
ESCALA 1:20



ALTERNATIVA DE TOMA DOMICILIARIA
ESCALA 1:20

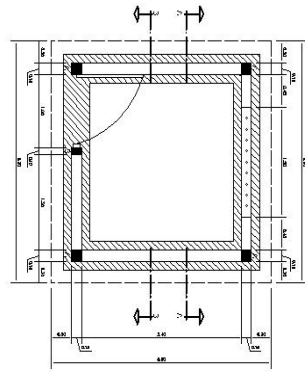


SECCION AA - CONEXION DOMICILIARIA
ESCALA 1:20

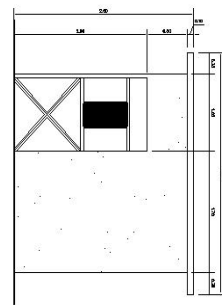


SECCION AA - VALVULA DE CONTROL
ESCALA 1:20

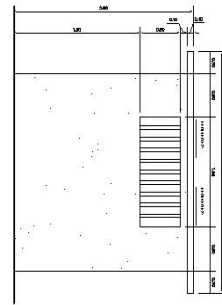
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
URBANO DE P.U.S.	
CARRERA	INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA Y SANEAMIENTO
GRUPO	INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA Y SANEAMIENTO
PROFESOR	INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA Y SANEAMIENTO
ALUMNO	INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA Y SANEAMIENTO
TITULO DE LA TAREA: VALVULA DE CONTROL, 1 (COP) 2 (COP) 3 (COP)	
FECHA DE ENTREGA	10
FECHA DE CALIFICACION	11



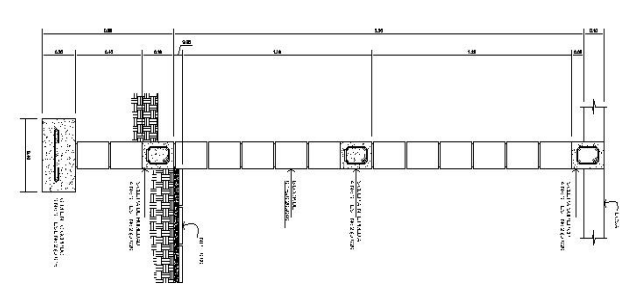
PLANTA DE CABEJA DE BOMBEO
Escala: 1/20



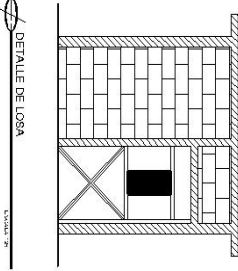
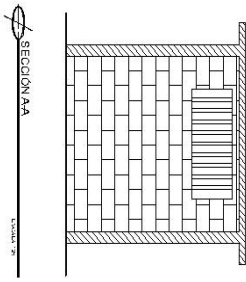
FACHADA FRONTAL
Escala: 1/20



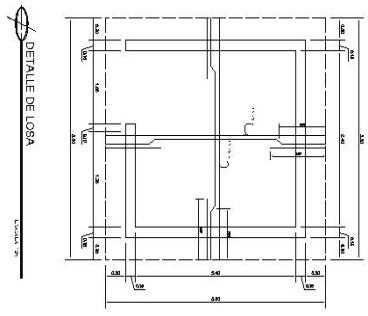
FACHADA POSTERIOR
Escala: 1/20



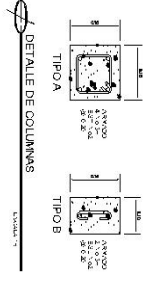
CORTE DE MURO
Escala: 1/20



DETALLE DE LOSA
Escala: 1/20



DETALLE DE LOSA
Escala: 1/20



DETALLE DE COLUMNAS
Escala: 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		DISEÑO DEL P.E.S.	
PROYECTO	OPERA DE CONSTRUCCION DE UN CENTRO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO EN LA ZONA DE LA SIERRA DE LA CUCUTZA	FECHA	11/11
CLIENTE	SECRETARIA DE EDUCACION	HOJA	11
PROYECTANTE	INGENIERO	ENCARGADO	14

