



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y
DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO
DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**

Ronald Licinio Martínez Rasuleu

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, octubre de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y
DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO
DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

RONALD LICINIO MARTÍNEZ RASULEU

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DEL 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Ing. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y
DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO
DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 9 de febrero del 2009.


Ronald Licinio Martínez Rasuleu



Guatemala, 14 de enero de 2014
Ref.EPS.DOC.46.01.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Ronald Licinio Martínez Rasuleu** con carné No. **8012306**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA.**

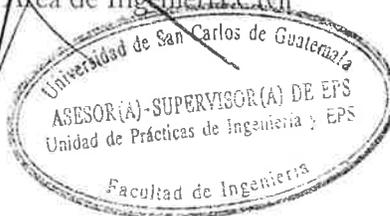
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
20 de enero de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Ronald Licinio Martínez Rasuleu, con Carnet No.8012306, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua
/bbdeb.





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
29 de mayo de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Ronald Licinio Martínez Rasuleu, con Carnet No. 8012306, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua
/bbdeb.





Guatemala, 22 de julio de 2014
Ref.EPS.D.380.07.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Ronald Licinio Martínez Rasuleu, carné 8012306**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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 Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS
Universidad de San Carlos de Guatemala
DIRECCION
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Facultad de Ingeniería

SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>



Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil

El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Ronald Licinio Martínez Rasuleu, titulado **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

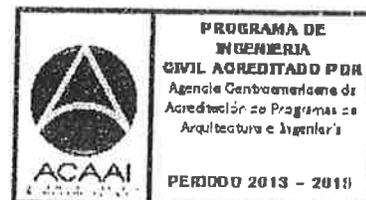

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, septiembre 2014

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua

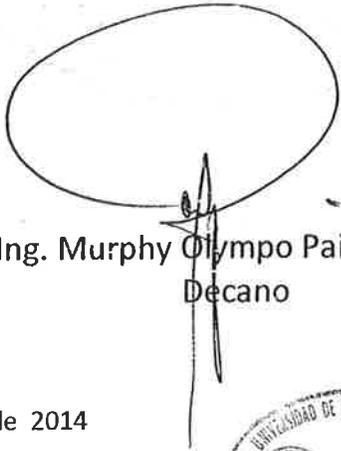




DTG. 522.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL Y DISEÑO DEL SISTEMA DE INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO DE LA ALDEA LA SIERRA, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE JALAPA,** presentado por el estudiante universitario **Ronald Licinio Martínez Rasuleu,** y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 1 de octubre de 2014

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Fuente de luz e inspiración que me dio la oportunidad de ver realizadas una de mis metas.
- Mis padres** Mario Augusto Martínez Flores y María Dolores Judith Rasuleu, que este triunfo sea una corona allá en la gloria por todos sus sacrificios y esfuerzos.
- Mi abuela** Ángela Del Rosario Razuleu Aldana (q.e.p.d.), por todos sus sacrificios y oraciones, a mi abuelo Benedicto Martínez y a mi abuela Lola Flores, por sus consejos y oraciones
- Mi esposa** Ana María Chan con amor, gracias por su apoyo y por estar a mi lado en todo momento.
- Mis hijos** Ronald Alejandro, Verónica María Martínez Orantes y Adriana Del Rosario Martínez Chan, por ser la fuente de mi inspiración.

Mis hermanos

Edwin (q.e.p.d.), Zélica, Hugo, Walter, Anñelo (q.e.p.d.), Mario y Erika, todos Martínez con amor y en especial a Ing. Mario René Razuleu y Rudy Razuleu (q.e.p.d.) un agradecimiento por su apoyo y esfuerzo brindado.

Mis amigos

Gracias por su amistad, apoyo y afecto a lo largo de estos años especialmente a Álvaro Camey, Antonio Boche, Marisela Divas, Omar Cuevas, Francisco Gómez, Roberto Leal y Eugenia Álvarez.

Los ingenieros

Tomas Moscoso por todo el apoyo recibido, Julio Toledo, Walter Ramírez, Roberto Gavarrete, Silvio Rodríguez, Juan Merck, gracias por sus innumerables consejos y enseñanza

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Centro de enseñanza que me brindó la oportunidad de superarme y dar un paso grande.

Facultad de Ingeniería

Por abrigarme en sus aulas y adquirir tan importantes conocimientos que me servirán en mi carrera.

**Municipalidad de
Mataquescuintla, Jalapa**

Por la oportunidad, ayuda y apoyo que me brindó durante mi Ejercicio Profesional Supervisado.

**Ingeniero Silvio
Rodríguez**

Por el apoyo técnico y moral brindado, por su valiosa asesoría de una manera desinteresada y así elaborar el presente trabajo de graduación

Todas las personas

Que directa o indirectamente colaboraron con la realización de este trabajo de graduación, que Dios los bendiga.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, JALAPA.....	1
1.1. Antecedentes históricos.....	1
1.2. Características geográficas	2
1.2.1. Localización y extensión territorial	2
1.2.2. Ubicación geográfica y colindancias.....	2
1.2.3. Vías de acceso	3
1.2.4. Clima e hidrografía	3
1.3. Características económicas.....	4
1.4. Características socioculturales	4
1.4.1. Población	5
1.4.2. Educación	5
1.4.3. Servicios básicos existentes	5
2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, JALAPA.....	7
2.1. Descripción del proyecto	7
2.2. Estudio hidrológico	7

2.2.1.	Cálculo de caudales máximos para el diseño del puente	7
2.2.1.1.	Método racional.....	8
2.2.1.2.	Método sección-pendiente	9
2.3.	Levantamiento topográfico	11
2.4.	Evaluación del tipo de suelo.....	11
2.5.	Geometría	14
2.6.	Datos y bases de diseño	14
2.7.	Diseño de la superestructura	15
2.7.1.	Predimensionamiento de la sección de la viga.....	15
2.7.2.	Diseño de losa.....	15
2.7.2.1.	Cálculo del peralte.....	16
2.7.2.2.	Ángulo de oblicuidad	16
2.7.2.3.	Integración de cargas	17
2.7.2.4.	Cálculo de momentos.....	18
2.7.2.4.1.	Momento debido a la carga muerta.....	18
2.7.2.4.2.	Momento debido a la sobrecarga	19
2.7.2.4.3.	Momento debido al impacto.....	19
2.7.2.4.4.	Momento último.....	20
2.7.2.5.	Cálculo del peralte efectivo	20
2.7.2.6.	Cálculo de refuerzo transversal cama inferior.....	20
2.7.3.	Refuerzo de acero.....	23
2.7.4.	Diseño de vigas	23
2.7.4.1.	Cálculo del momento por carga muerta	23

2.7.4.2.	Cálculo del momento por sobrecarga.....	25
2.7.4.3.	Cálculo del momento debido al impacto	27
2.7.4.4.	Cálculo del momento total	28
2.7.4.5.	Cálculo del refuerzo.....	28
2.7.4.6.	Cálculo del refuerzo adicional.....	29
2.7.4.7.	Diseño a corte.....	30
2.7.4.7.1.	Carga muerta.....	31
2.7.4.7.2.	Sobrecarga	31
2.7.4.7.3.	Esfuerzos cortantes totales.....	32
2.7.4.7.4.	Refuerzo.....	32
2.7.4.7.5.	Cálculo del espaciamiento	33
2.7.5.	Diseño de diafragmas.....	34
2.8.	Diseño de la subestructura.....	36
2.8.1.	Diseño de aletones	37
2.8.1.1.	Cálculo de momentos	38
2.8.1.2.	Presión de tierra	38
2.8.1.3.	Cálculo del refuerzo.....	41
2.8.2.	Diseño de la cortina	43
2.8.2.1.	Empuje de la tierra (E).....	43
2.8.2.2.	Fuerza longitudinal (FL).....	44
2.8.2.3.	Fuerza del sismo (EQ).....	44
2.8.2.4.	Grupos de cargas	44
2.8.2.5.	Calculando el refuerzo.....	46
2.8.2.6.	Refuerzo por corte.....	46
2.8.3.	Diseño de la viga de apoyo	47

2.8.4.	Diseño del estribo.....	52
2.8.4.1.	Cálculo del momento de volteo	53
2.8.4.2.	Cálculo del momento estabilizante	54
2.8.4.3.	Revisión del muro sin superestructura	55
2.8.4.4.	Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	57
2.9.	Estudio de Impacto Ambiental.....	59
2.9.1.	Generalidades	59
2.9.2.	Evaluación de Impacto Ambiental del proyecto diseño del puente vehicular para la aldea San Miguel y caserío El Escobal	61
2.9.2.1.	Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación	62
2.10.	Presupuesto	63
2.11.	Cronograma de ejecución	64
3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO, ALDEA LA SIERRA	65
3.1.	Preliminares	65
3.1.1.	Investigación preliminar.....	65
3.1.2.	Investigación de campo.....	65
3.1.3.	Personal a cargo de la visita	66
3.2.	Descripción del proyecto	67
3.3.	Levantamiento topográfico	67
3.3.1.	Altimetría	67
3.3.2.	Planimetría	68
3.4.	Evaluación del sistema actual	68
3.5.	Descripción del sistema a utilizar	68
3.6.	Aforos.....	69

3.7.	Exámenes de calidad del agua.....	69
3.7.1.	Examen físicoquímico.....	70
3.7.2.	Examen bacteriológico	70
3.8.	Normas de diseño	70
3.9.	Parámetros de diseño.....	71
3.9.1.	Período de diseño.....	71
3.9.2.	Cálculo de población	71
3.9.3.	Dotación	73
3.9.4.	Consumo medio.....	73
3.9.5.	Consumo máximo diario (CMD).....	74
3.9.6.	Consumo máximo horario (CMH)	75
3.9.7.	Caudal simultáneo (Qs)	75
3.9.8.	Caudal unitario (Qu)	76
4.	COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	77
4.1.	Fuente y captación	77
4.2.	Línea de conducción	77
4.3.	Tanque de almacenamiento y/o distribución	78
4.4.	Desinfección	78
4.5.	Línea de distribución	79
4.6.	Red de distribución	79
4.7.	Presiones del sistema.....	79
4.8.	Cajas rompe-presión	80
4.9.	Tipos de conexión	80
4.10.	Válvulas	80
4.11.	Tratamiento del agua.....	81
5.	CÁLCULO HIDRÁULICO	83
5.1.	Diseño de la línea de conducción	83
5.2.	Cálculo de tramo en la red de distribución.....	87

5.3.	Operación y mantenimiento	95
5.4.	Propuesta de tarifa	95
5.4.1.	Costos de operación	96
5.4.2.	Costos de mantenimiento	96
5.4.3.	Costo de tratamiento	97
5.4.4.	Gastos administrativos	98
5.4.5.	Costo de reserva	98
5.4.6.	Tarifa mensual propuesta	98
5.5	Evaluación socioeconómica	99
5.5.1.	Valor Presente Neto	100
5.5.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	102
5.6.	Evaluación de Impacto Ambiental	103
5.6.1.	Impacto ambiental en construcción	103
5.6.2.	En operación	103
CONCLUSIONES		107
RECOMENDACIONES		109
BIBLIOGRAFÍA		111
APÉNDICES		113

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de Mataquescuintla	3
2.	Sección del río	9
3.	Altura de puente	11
4.	Ángulo de oblicuidad	17
5.	Diagrama de carga muerta.....	24
6.	Diagrama de carga para obtener momentos máximos.....	25
7.	Diagrama de cuerpo libre para carga viva.....	26
8.	Detalle de elevación de la viga principal	30
9.	Diagrama de posición de carga que producen corte máximo	31
10.	Refuerzo de diafragmas	36
11.	Detalle de dimensiones de los aletones.....	37
12.	Cargas que actúan sobre los aletones	39
13.	Geometría de la cortina y de la viga de apoyo	43
14.	Esquema de armado de la viga de apoyo	48
15.	Esquema de neopreno	52
16.	Geometría y diagramas de presiones del estribo	52
17.	Relación de triángulos para obtener la presión de la cota de cimentación	53
18.	Caudales de red de distribución	89
19.	Caudales acumulados de red de distribución.....	90

TABLAS

I.	Cálculo del momento estabilizante	55
II.	Resumen del presupuesto del puente vehicular para la aldea San Miguel y caserío El Escobal, municipio de Mataquescuintla, Jalapa.	63
III.	Cronograma de ejecución del puente vehicular	64
IV.	Elección de diámetro	92
V.	Cálculo de tramo.....	93
VI.	Cálculo de red de distribución.....	94
VII.	Presupuesto de agua potable	105

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
h	Altura de viga
As	Área de acero
As_{max}	Área de acero máximo
As_{min}	Área de acero mínimo
b	Base
Q	Caudal
Qm	Caudal medio
Qmd	Caudal medio diario
Qmh	Caudal máximo horario
QT	Caudal total
Vmax	Corte máximo
Vrc	Corte nominal del acero
CP	Cota piezométrica
Ec	Ecuación
E	Empuje de la tierra
T	Espesor de losa
E	Excentricidad
EQ	Fuerza de sismo
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
I	Impacto
lt/s	Litros por segundo

S	Luz eficaz entre vigas
L	Luz libre entre vigas
m	Metros
m.c.a.	Metros columna de agua
msnm	Metros sobre el nivel del mar
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
Mt	Momento total
Mu	Momento último
d	Peralte
Hf	Pérdida de carga
Wc	Peso de concreto armado
Wcc	Peso del concreto ciclópeo
P	Presión
f'c	Resistencia del concreto
Fy	Resistencia del acero
s	Segundos
I	Tiempo de concentración
Vs	Valor soporte
V	Velocidad

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Aforo	Procedimiento para medir el volumen de agua que lleva una sección o una corriente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua que por las características de calidad es adecuada para el consumo humano.
Análisis de agua	Es el conjunto de parámetros, que tiene por objeto, definir la calidad de agua, al relacionarlos con normas, las cuales establecen los valores de las concentraciones máximas aceptables y/o permisibles, para el uso benéfico al cual se destina.
Caudal	Volumen de líquido que transcurre por una tubería por unidad de tiempo.
Conducción	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.

Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua se tiene a un punto dado.
Dotación	Volumen de agua consumida por un habitante en un día; y se expresa en litros habitante día.
Diafragma	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas en la superestructura de un puente.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Fuente	Manantial de agua que brota de la tierra.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas que transmite a diferentes apoyos.
Pérdidas de carga	Disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicación, que se toma como factor de seguridad.

RESUMEN

En el presente informe se incluye el diseño de un puente vehicular para la aldea San Miguel y caserío El Escobal y del sistema de agua potable que abastecerá al caserío El Manzano de la aldea La Sierra, del municipio Mataquescuintla, Jalapa. Ambos proyectos traerán evidentes ventajas para los habitantes de la localidad, ya que carecen de ellos y son de vital importancia.

Cada proyecto se analizó por separado, logrando obtener una secuencia de pasos a seguir para un diseño práctico y correcto.

En el diseño del puente vehicular se ha detallado el procedimiento de cálculos para cada elemento estructural, abarcando las fases desde integración de cargas y predimensionamiento de elementos, hasta el diseño de los miembros sometidos a diferentes tipos de esfuerzo siempre tomando en cuenta lo que indican las Normas AASHTO.

Estimaciones, cálculos preliminares, cálculos para la línea de conducción y redes de distribución son algunos pasos que se detallan en el proceso de diseño del proyecto de agua potable, incluyendo asimismo, las Normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR) y del Comité Guatemalteco de Normas (COGUANOR), que ayudarán a tomar decisiones importantes, como lo son el tipo de desinfección del agua, tipo de tubería y accesorios a utilizar, entre otros.

Finalmente se calculó el presupuesto para cada caso los cuales abarcan los gastos de materiales, transporte, mano de obra y alquiler de maquinaria.

OBJETIVOS

General

Plantear propuestas de trabajo para solucionar problemas del municipio de Mataquescuintla, a través de sugerencias y críticas constructivas. Asimismo, proporcionar ayuda a las autoridades de la Municipalidad.

Específicos

1. Desarrollar proyectos reales aplicando los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería y al mismo tiempo generar un medio de apoyo para quienes consulten este informe.
2. Realizar el diseño del puente vehicular en la aldea San Miguel y caserío El Escobal del municipio de Mataquescuintla, departamento de Jalapa y proveer así a la comunidad de mejor infraestructura física.
3. Mejorar las condiciones sanitarias de los habitantes del caserío El Manzano de la aldea La Sierra, mediante un sistema de agua potable que permita llevar el servicio a los habitantes de la comunidad de una manera eficiente.
4. Actualizar al personal de la Oficina Municipal de Planificación de la Municipalidad de Mataquescuintla, Jalapa sobre las actividades de operación y mantenimiento del puente vehicular y sistema de agua potable.

INTRODUCCIÓN

El presente proyecto tiene como finalidad, la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), que según el resultado obtenido del diagnóstico efectuado en el lugar, se identificó como prioridad en planes de infraestructura orientados al diseño de un puente vehicular y diseño del sistema de agua potable.

Se determinó como primera necesidad el diseño de un puente vehicular, debido a que en época de invierno se quedan totalmente incomunicados del municipio, lo que afecta de gran manera a los pobladores de la aldea San Miguel y el caserío El Escobal, por lo que se hace necesario el puente para suplir esta necesidad.

La otra prioridad en materia de infraestructura es el diseño y ejecución del sistema de agua potable, para el caserío El Manzano de la aldea La Sierra se determinó que la población en dicha aldea no cuenta con el servicio suficiente de agua potable y esto es indispensable, ya que la carencia provoca el deterioro de la salud de los habitantes, cuando no se cuenta con este servicio y además se tiene la opción de aprovechar los recursos naturales y satisfacer las necesidades de la comunidad.

Al analizar las necesidades de la aldea San Miguel, el caserío El Escobal y caserío El Manzano de la aldea La Sierra y los aspectos económicos, sociales y culturales del municipio se determinó que la intervención del EPS debe realizarse a través de un proyecto que mejore la infraestructura del municipio.

1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, JALAPA

1.1. Antecedentes históricos

No existe con claridad absoluta el significado de Mataquescuintla, sin embargo se cree, que se origina de las conjunciones de la voz *matatl*, equivalente a bolsa, red o mátate de pita y clase de perro nativo (tepezcuinte) o determinadas personas. Hasta hoy la unión de dichas voces no guarda un significado lógico. Fuentes y Guzmán, apunta, que el pueblo se llamo primitivamente *Izquinteque*, nombre pipil que significa “cerro de los perros”, probablemente porque en los cerros se criaban muchos tepezcuintes. Dentro de la población surgen diversas analogías sin que tengan sustentación definitiva, por ejemplo que proviene del modismo escuintle, que es un niño y a la matanza entre los españoles y nativos el modismo aludido se relaciona al tipo de baja estatura que habitaba en estos lugares, por la semejanza de infante o soldado español.

Dentro del lenguaje popular se denomina a Mataquescuintla “Colis o San Miguel de Colis” siendo este nombre el delegado de los españoles por haber sido ellos quienes iniciaron la horticultura con la siembra de coliflor y otras legumbres, que en aquella época se extendió a San Rafael las Flores.

1.2. Características geográficas

El municipio está asentado sobre estribaciones montañosas que son una extensión de la Sierra Madre, el lugar está considerado como parte del Altiplano Central de la República.

1.2.1. Localización y extensión territorial

El municipio de Mataquescuintla pertenece al departamento de Jalapa se encuentra a una distancia de 100 kilómetros de la ciudad de Guatemala.

Además cuenta con una extensión territorial de 287 kilómetros cuadrados.

1.2.2. Ubicación geográfica y colindancias

El municipio de Mataquescuintla, limita al norte: con los municipios de Sanarate y Sansare, del departamento de El Progreso; el municipio de Palencia del departamento de Guatemala y el departamento de Jalapa; al sur con San Rafael Las Flores y Casillas del departamento de Santa Rosa; al este con San Carlos Alzatate y Jalapa; y al oeste con Santa Rosa de Lima del departamento de Santa Rosa y San José Pinula del departamento de Guatemala.

El espacio geográfico se encuentra localizado en la latitud 14° 31' 30" y longitud 90° 11' 18" y con una altitud de 1 921 msnm.

Figura 1. **Mapa de Mataquescuintla**



Fuente monografía de Mataquescuintla, Municipalidad de Mataquescuintla.

1.2.3. Vías de acceso

A la cabecera municipal de Mataquescuintla se puede acceder por tierra por el lado de Barberena, Nueva Santa Rosa y San Rafael Las Flores, también de Guatemala a Jalapa y luego a Mataquescuintla.

1.2.4. Clima e hidrografía

En la mayor parte es frío, teniendo temperatura máxima de un promedio de 18.4 grados centígrados.

El municipio posee una hidrología suficiente, determinada por las numerosas corrientes superficiales, manantiales, etc. que forman dos vertientes definidas que desembocan en las cuencas del Motagua en el océano Atlántico (al norte) y en el océano Pacífico (al sur). Tiene como frontera continental las estribaciones montañosas, denominadas: El Aguacate, Bellotal, Sanjomo, La Sierra, Pino Dulce, Cerro Santiago y Soledad Grande.

La vertiente norte recibe las corrientes de los ríos: La Sierra, Ixtimpaj, Los Vados, río Plátanos, Colorado, Danta, Morritos, San Juan, Tenosco, Uxena, Sumuy, Poza Verde, Arizapa, Ixpacagua, y muchas quebradas más, la vertiente sur es alimentada por los ríos: Tepeltapa, Morita, Las Quebradas, El Retiro, Suyatal, Cuchilla de los Fierros, Las Minas, Piedra de Afilar, Llano Grande, Matapalo, etc. En este municipio recorren varios ríos en el que sobresale el Chixoy o Negro.

1.3. Características económicas

El municipio es muy comercial contando con: tiendas de consumo diario, farmacias, abarroterías, talleres mecánicos, sastrerías, aceiteras, carnicerías, comedores, hoteles, mercado, etc. en los alrededores se cultivan maíz, frijol, y principalmente café y coliflor.

1.4. Características socioculturales

La educación de la población se ha elevado bastante debido a que todas las aldeas cuentan con un centro de enseñanza.

1.4.1. Población

La población, según el último censo es de 16,130 en la cual el 52 % son mujeres y el 48 % hombres.

1.4.2. Educación

Correspondiente a la educación es bastante satisfactoria, cuentan con escuelas, instituto y colegios, los habitantes se trasladan a Jalapa a treinta minutos de camino para continuar estudios universitarios.

1.4.3. Servicios básicos existentes

En el municipio de Mataquescuintla se ha observado que ha alcanzado un grado de desarrollo aceptable para los habitantes, entre los cuales cuentan con los siguientes servicios:

- Energía eléctrica: de las 34 comunidades que cuenta Mataquescuintla solamente tres no cuentan con energía eléctrica.
- Áreas recreativas: un estadio municipal, canchas polideportivas y el parque Ecológico Pino Dulce para la recreación de los habitantes.
- Sistema vial: todas las comunidades cuentan con vía de acceso balastada.
- Teléfono: solo el área urbana cuenta con línea residencial pero en las comunidades cuenta con señal de celular.

- Sal6n de usos m6ltiples: solo existe en el 6rea urbana, en las comunidades utilizan galeras o escuelas para reunirse.
- Bomberos Municipales: este servicio es prestado a todo el municipio.
- Religioso: cuentan con una iglesia cat6lica y varios templos evang6licos.
- Centro de salud que se encuentra ubicado en el municipio, el cual proporciona servicio a toda la comunidad.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN MIGUEL Y CASERÍO EL ESCOBAL, MUNICIPIO DE MATAQUESCUINTLA, JALAPA

2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo principal lograr una vía de acceso que permita a los pobladores beneficiados desplazarse de un lugar a otro de una forma más corta y económica.

El puente a diseñar contará con una vía, de 10,00 metros de largo por 3,80 metros de ancho y banquetas laterales de 0,60 metros. Contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de mampostería de piedra, viga de apoyo, corona, vigas principales, diafragmas externos, losa de rodadura, drenajes y banquetas de concreto armado. Los barandales serán de metal.

2.2. Estudio hidrológico

El municipio posee una hidrografía determinada por numerosas corrientes superficiales, manantiales, etc. aquí se utilizaron los datos recabados en el lugar.

2.2.1. Cálculo de caudales máximos para el diseño del puente

En el diseño del puente se considera la creciente máxima, determinada por el método racional que se presenta a continuación.

2.2.1.1. Método racional

$$Q = \frac{CIA}{3,6}$$

Donde Q es el caudal pico de la escorrentía que se genera a la salida de una cuenca de área A por efecto de un aguacero de intensidad constante I, que tiene una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. C es el coeficiente de escorrentía; el valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la morfometría de la cuenca y de la cobertura.

La fórmula es dimensional, de manera que las unidades deben utilizarse correctamente. Cuando el caudal se da en m³/s, la intensidad en mm/h y el área en km².

Datos

A = en km²

C = 0,30 (según características generales de la cuenca)

Tiempo de concentración (Tc)

$$T_c = \frac{L^{1,2}}{45H^{0,2}A^{0,1}}$$

Donde:

L= longitud del cauce

H= tiempo de concentración

A= área del cauce

2.2.1.2. Método sección-pendiente

Se considera la información de campo es aplicable cuando se carece de información hidrológica, este fue el método utilizado para el cálculo de caudal.

Para obtener la crecida máxima se consultó a los habitantes del lugar y se buscaron señales de crecidas anteriores.

Figura 2. **Sección del río**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Los datos obtenidos en campo generaron como resultado:

Pendiente para el caudal máximo = 0,60 %

Área de desalojo = 17,05 m²

Coefficiente de rugosidad = 0,04

Perímetro mojado = 22,84 m

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

Donde

V = velocidad (m/s)

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

Cálculos

$$R = \frac{A}{PM} = \frac{17,01}{22,84} = 0,745$$

$$V = \frac{1}{0,04} \times (0,745)^{2/3} \times (0,006)^{1/2} = 1,582$$

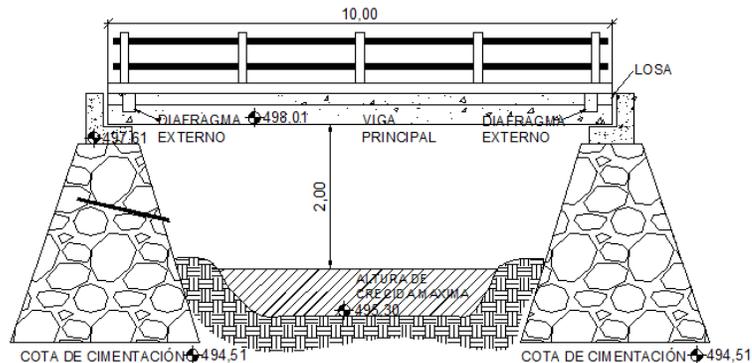
$$Q = V \times A = 1,582 \times 17,05 = 26.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

El área del puente es de 3,80 m de ancho x 10,00 m de longitud, lo que es igual a 38,00 m², dividiendo el caudal (Q) entre el área se tiene:

$$26,97 \text{ m}^3/\text{s} / 38 \text{ m}^2 = 0,71 \text{ m/s.}$$

Por lo tanto la altura mínima del puente es de 2,71 metros desde el lecho del río.

Figura 3. **Altura de puente**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.3. Levantamiento topográfico

Este constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de un puente ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de planimetría, por el método de conservación de azimut, para determinar el área y luego se realizó un levantamiento de altimetría, 100 metros antes y 100 metros después del corte del río, para determinar los diferentes desniveles.

2.4. Evaluación del tipo de suelo

El suelo encontrado en esta área es limo con presencia de arena color gris, para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo se realizó una excavación a 4,00 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³ que se sometió al ensayo de compresión triaxial; mediante al prueba de no consolidado y no drenado, para obtener los parámetros de corte, siendo estos:

Ángulo de fricción interna $\phi = 17,97^\circ$

Carga última CU= 1.89 ton/m²

Descripción del suelo= limo arenoso color café

Densidad seca= 0,95 ton/m³

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó el método propuesto por el Dr. Karl Terzaghi.

Datos

Base B= 1,00 mts

Peso específico del suelo $\gamma_{\text{suelo}}=1,84 \text{ ton/m}^3$

Ángulo de fricción interna $\phi = 17,97^\circ = 0,3136 \text{ rad}$

Carga última CU= 1,89 ton/m²

Factor de flujo de carga (H_q)

$$H_q = \frac{e^{((3\pi/2 - \phi) \tan \phi)}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$H_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - 0,3136\right) \tan 0,3136}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{0,3136}{2}\right)} = 13,91 \text{ Ton / m}^2$$

Factor de flujo de carga última N_c.

$$N_c = \text{Cot}(\phi) * (H_q - 1)$$

$$N_c = \text{Cot}(0,3136) * (13,91 - 1)$$

$$N_c = 3,93 \text{ Ton/m}^2$$

Factor de flujo del suelo N_δ

(Este factor será cero si el suelo es una arcilla)

$$N_\delta = 2 * (H_q + 1) * \tan\theta$$

$$N_\delta = 2 * (13,91 + 1) * \tan 0,3136$$

$$N_\delta = 9,67 \text{ Ton/m}^2$$

Valor soporte último q_o

$$q_o = 0,4\delta_{\text{suelo}} * B * N_\delta + 1,3 * C_u * N_c + \delta_{\text{suelo}} * D * H_q$$

$$q_o = 0,4 * 1,43 * 1 * 9,67 + 1,3 * 1,89 * 3,93 + 1,43 * 2,5 * 13,91$$

$$q_o = 64,91 \text{ Ton/m}^2$$

Valor soporte neto último q_u

$$q_u = q_o - \delta * D$$

$$q_u = 64,91 - 1,43 * 2,5$$

$$q_u = 61,34 \text{ Ton/m}^2$$

Valor soporte de diseño q_d

$$q_d = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_d = \frac{61,34}{3}$$

$q_d = 20,45 \text{ Ton/m}^2$. Por lo tanto, se diseñó utilizando un valor soporte de 20 ton/m^2

2.5. Geometría

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado, compuesta de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, vigas de apoyo y cortinas de concreto armado, estribos de concreto con mampostería y barandales de protección, en conjunto conformará una estructura de 12,00 metros de largo y 5,00 metros de ancho.

2.6. Datos y bases de diseño

Para el diseño de los diferentes elementos se utilizaron las Normas de Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, por sus siglas en inglés AASHTO y del Instituto Americano de Concreto (ACI), empleando teoría de esfuerzo último. Tomando en cuenta que el ancho del camino es de aproximadamente 5 m, la accesibilidad al sitio no es buena, por lo que tipo de carga esperada será de un camión de doble eje. Norma a utilizar AASHTO H 15-44 de una carga de 12 000 lb.

Los datos son los siguientes:

Sobrecarga	12 000 libras
Ancho útil	3,80 metros
Luz útil	12,00 metros
Resistencia del concreto	210 Kg/cm ²
Resistencia del acero	2 810 kg/cm ²
Capacidad soporte del suelo	80 000 kg/m ²

2.7. Diseño de la superestructura

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

2.7.1. Predimensionamiento de la sección de la viga

La sección de las vigas principales, la ASSHTO establece que el peralte se considere de $L/16$ y la base no deberá ser menor que $2/5$ del peralte.

Se propone:

Altura = $L/16 = 10/16 = 0,63$ m; se utilizó 0,70 m

Base = $2/5 H = (0,40) \times 0,70 = 0,28$ m.; se utilizó 0,30m

La luz eficaz entre vigas será de 1,60 m

2.7.2. Diseño de losa

La losa tiene como función resistir las cargas vivas.

2.7.2.1. Cálculo del peralte

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

$$t = \frac{1.2(L + 3,05)}{30} \geq 0,17\text{m}$$

Donde

t = espesor

L = luz libre entre vigas

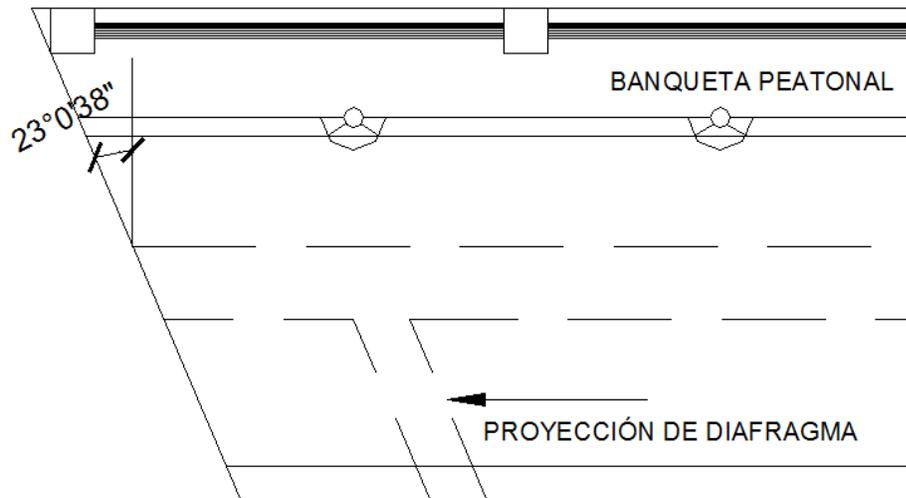
$$t = \frac{1,2(1,60 + 3,05)}{30} = 0,19 \text{ m}$$

Se utilizó un espesor de 0,20 m

2.7.2.2. Ángulo de oblicuidad

Según el capítulo 9.7 losas de tablero de hormigón en la sección 9.7.1.3 tableros oblicuos dice: si el ángulo de oblicuidad del tablero es menor o igual que 25 grados sexagesimales, la armadura principal se puede disponer en la dirección de la oblicuidad, en este proyecto el ángulo es de 23° 00' 38" grados sexagesimales por lo que la dirección del armado corresponderá a la dirección de la oblicuidad.

Figura 4. **Ángulo de oblicuidad**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.7.2.3. Integración de cargas

Carga muerta

$$W \text{ losa} = 0,20 \times 2\,400 \times 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ barandal} = 90 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 570 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga

Carga viva estándar de camión H 15-44

P = 12 000 lbs o 5 454 kg.

2.7.2.4. Cálculo de momentos

Los momentos que se analizaron son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se

procederá posteriormente al cálculo del refuerzo.

2.7.2.4.1. Momento debido a la carga muerta

$$M_{cm} = W_{cmu} * \left(\frac{S^2}{10} \right) \quad \text{o} \quad W_{cmu} * \left(\frac{L}{2} \right)$$

Donde

W_{cmu} = carga muerta última

S = luz libre entre vigas

L = luz del voladizo

$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10} = \frac{570 \text{ kg/m} * 1,6^2}{10} = 145,92 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL}{2} = \frac{570 \text{ kg/m} * 1,4}{2} = 399,00 \text{ kg-m}$$

2.7.2.4.2. Momento debido a la sobrecarga

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = \left[\frac{0,80 * (S + 2)}{32} \right] * P$$

Donde

S = luz libre entre vigas (pies) = 5,25 pies

P = Rje mas pesado (lb) = 12 000 lbs.

$$M_{cv} = \left(\frac{0,8 * (5,25 + 2)}{32} \right) * 12000 = 2175 \text{ lb-pie} = 301,34 \text{ kg-m}$$

2.7.2.4.3. Momento debido al impacto

Está especificado como una fracción de la carga viva y puede ser menor o igual al 30 % de la misma, según AASHTO 3.8.2.1

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

Donde

I = fracción de impacto

S = luz libre entre vigas

$$I = \frac{15}{(1,60 + 38)} = 0,38$$

Como $I = 38 \% > I_{\max}$, se utilizará $I_{\max} = 30 \%$ de carga viva

2.7.2.4.4. Momento último

Según AASTHO 1.2.22, la fórmula se integra de la siguiente manera:

$$M_u = 1,3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right)$$

$$M_u = 1,3 \left(399 + \frac{5}{3} (301,34 * 1,3) \right) = 1\,367,47 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.5. Cálculo del peralte efectivo

El peralte efectivo se determina así:

$$D = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.5)}$$

$$D = \left[20 - 2,5 - \left(\frac{1,59}{2} \right) \right]$$

$$D = 16,70 \text{ cm}$$

2.7.2.6. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Para calcular el área de acero se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde

$$\Phi = 0,85$$

$$Mu = 1\,575,15 \text{ kg} - \text{m}$$

$$D = 16,70 \text{ cm}$$

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

$$F_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

$$A_s = 4,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \phi_{\min} * b * d \qquad \phi_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$A_{s\min} = (0,5\phi_{bal} * b * d * \phi_{bal}) = \left[\left(B1 * \left(0,85 * \frac{f_c}{f_y} \right) \right) * \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y} \right) \right]$$

$$A_{s\min} = 8,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 30,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utilizará} = 8,38 \text{ cm}^2$$

Varilla No. 5 el armado será No. 5 @ 0,20 m perpendicular al tránsito.

- Refuerzo longitudinal de la cama superior e inferior

Según AASHTO 3.24.10.2 se recomienda que el refuerzo longitudinal se calcule de la siguiente manera y no debe ser mayor del 67 % del refuerzo transversal.

$$FL = \frac{2,2}{\sqrt{S}}$$

Donde

$$S = 1,6$$

$$FL = \frac{2,2}{\sqrt{1,06}} = 1,73 > 0,67$$

$$A_s = 0,67 * A_{s.trans} = 0,67 * 8,37 = 5,61 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado No. 4 @ 20 cm

- Cálculo del refuerzo transversal cama superior

Se calcula refuerzo por temperatura

$$A_{s,temp} = 0,002 * b * t$$

$$A_{s,temp} = 0,002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4 @ 30 cm. Colocado en la cama superior perpendicular al tráfico.

2.7.3. Refuerzo de acero

En el refuerzo de acero se tomó el mismo que el de la losa tanto transversal como longitudinal.

- En cama inferior No. 5 @ 20 cm transversal
- En cama superior No.4 @ 30 cm transversal
- En ambas camas No. 4 @ 20 cm longitudinal

2.7.4. Diseño de vigas

Según el procedimiento de la sección de viga se tiene:

Altura = 0,70 m

Base = 0,30 m

2.7.4.1. Cálculo del momento por carga muerta

Este momento es la sumatoria de los momentos que actúan en la viga.

$$W_{\text{viga}} + \text{diafragmas} = b * h * W_c + P$$

Donde

P = peso diafragma / No. De vigas

$$W_{\text{viga + diafragmas}} = (0,30 * 0,70 * 2\,400) + \left(\frac{(0,30 * 0,45 * 2\,400)}{2} \right) = 504 + 162 = 666 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga + diafragmas}} = 666 \text{ kg/m}$$

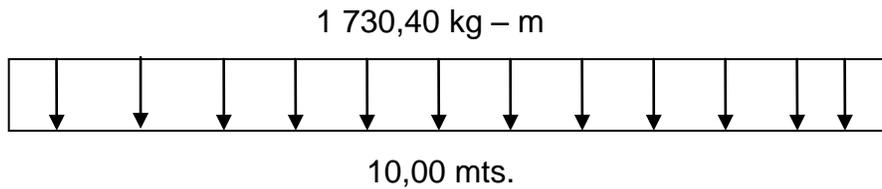
$$W_{\text{losa}} = \underline{570 \text{ kg/m}}$$

$$C_m = 1\,236 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 1,4 * 1\,236 = 1\,730,40 \text{ kg-m}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

Figura 5. **Diagrama de carga muerta**



Fuente: elaboración propia.

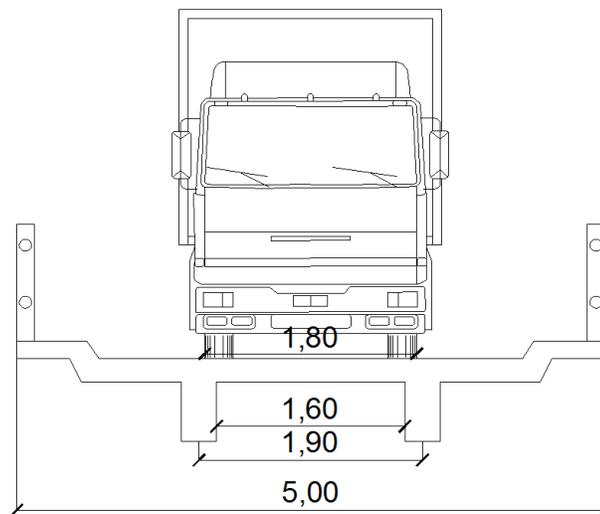
$$M_{\text{max}} = W_{cm} * \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\text{max}} = 1\,730,40 * \frac{10^2}{8} = 21\,630,00 \text{ kg-m}$$

2.7.4.2. Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas es: $z = 1,90 \text{ m} > 1,80$, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de la carga por rueda.

Figura 6. Diagrama de carga para obtener momentos máximos



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Reacción de la carga que absorbe la viga

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

$$\text{Fracción de carga} = \frac{S}{1,75}$$

Donde

S es la separación máxima entre vigas.

$$\text{Fracción de carga} = \frac{1,60}{1,75} = 0,914$$

La carga por rueda se obtiene así:

Carga rueda trasera = $P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$

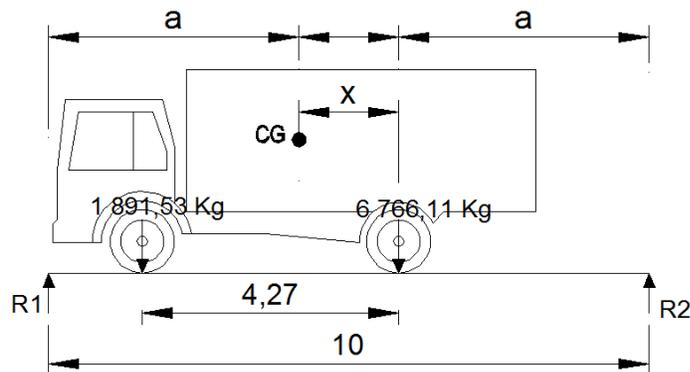
Carga rueda trasera = $4\,354,56 * 0,914 * 1,7 = 6\,766,11 \text{ kg}$

Carga rueda delantera = $P * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$

Carga rueda delantera = $1\,088,64 * 0,914 * 1,7 = 1\,891,53 \text{ kg}$

Los momentos máximos debido a la sobrecarga se calculan respecto al siguiente diagrama de carga.

Figura 7. Diagrama de cuerpo libre para carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$M_{cg} = 0$$

$$6766,11 X = 1891,53 * (4,27 - X)$$

$$X = 1,66 \text{ mt}$$

Como la longitud es 10,00 m determinamos a:

$$2a + x = 10$$

$$a = \frac{10 - 1,66}{2} = 4,17 \text{ m}$$

Con las distancias, se analiza por estática el diagrama de cargas anterior, se obtiene la reacción que existe en el apoyo 2

$$MR_1 = 0$$

$$10R_1 = 8,82 * 1\ 691,53 + 4,55 * 6\ 766,11$$

$$R_1 = 4\ 570,51 \text{ kg}$$

$$R_2 = 4\ 087,13 \text{ kg}$$

Se encuentra el momento máximo. Se hace un corte en la sección donde se aplica la carga mayor y se procede a hacer el análisis del momento.

$$M_{\max} = (R_1 \times (X + a)) - (P \times a')$$

$$M_{\max} = (4\ 570,51 \times (1,66 + 4,17)) - (1\ 691,53 \times 4,27) = 19\ 423,24 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.4.3. Cálculo del momento debido al impacto

$$I = \frac{15}{L + 38} = \frac{15}{10 + 38} = 0,31$$

Como $I = 31\ \% > I_{\max}$,

se utilizó $I_{max} = 30\%$ de M_{max} .

2.7.4.4. Cálculo del momento total

$$M_1 \max = 1,3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * l * F_d) \right)$$

$F_d =$ fracción de carga = 0.914

$$M_1 \max = 1,3 \left(21630,00 + \frac{5}{3} (19\,592,39 \times 1,30 \times 0,914) \right)$$

$$M_1 \max = 78\,558,30 \text{ kg-m}$$

2.7.4.5. Cálculo del refuerzo

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

$$M = 78\,558,30 \text{ kg-m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 70 - 5 \text{ cm} - 1,98 / 2 = 64,01 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_{smin} = \emptyset_{min} * b * d \quad \emptyset_{min} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$A_{smax} = (0,5\phi_{bal} * b * d * \phi_{bal}) = \left[\left(B1 * \left(0,85 * \frac{f_c}{f_y} \right) * \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \right) \right]$$

Obteniendo:

$$A_{smin} = 9,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 39,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 83,60 \text{ cm}^2$$

El armado quedo así:

$$\text{Cama superior: } 33 \% (A_s) = 0,33 * 39,91 = 13,17 \text{ cm}^2: 4 \text{ No.7 (15,52 cm}^2)$$

$$\text{Refuerzo adicional: } A_{stem} = 0,002 * 30 * 70 = 4,2 \text{ cm}^2: 2 \text{ No.6 (5,70 cm}^2)$$

$$\text{Cama inferior: } 50 \% A_s = 19,96 \text{ cm}^2: 2 \text{ No.10 (16,35 cm}^2) + 1 \text{ No.7 (3,88 cm}^2) = (20,23 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Cama inferior centro: } 5 \text{ No.10 (40,87 cm}^2)$$

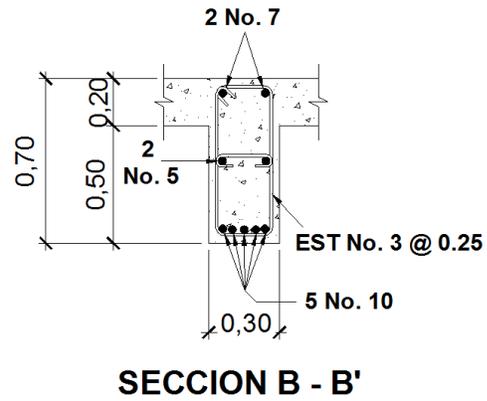
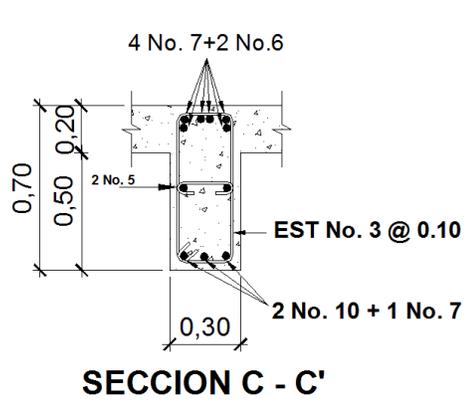
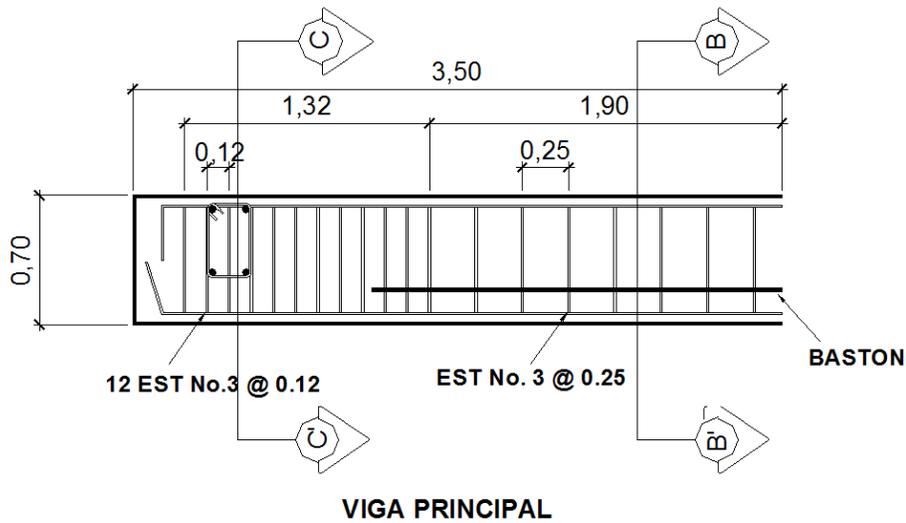
2.7.4.6 Cálculo del refuerzo adicional

Se recomienda un refuerzo extra de 0,25 pulg² por pie de alto (5,29 cm² por metro de alto, en el sistema internacional).

$$R_a = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times h = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,70 \text{ m} = 3,71 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido adicional es de 4 No.4 (5,07 cm²)

Figura 8. **Detalle de elevación de la viga principal**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.7.4.7. **Diseño a corte**

Los elementos de concreto armado afectados por fuerzas cortantes usualmente también están sometidos a la acción de momentos flectores.

2.7.4.7.1 Carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

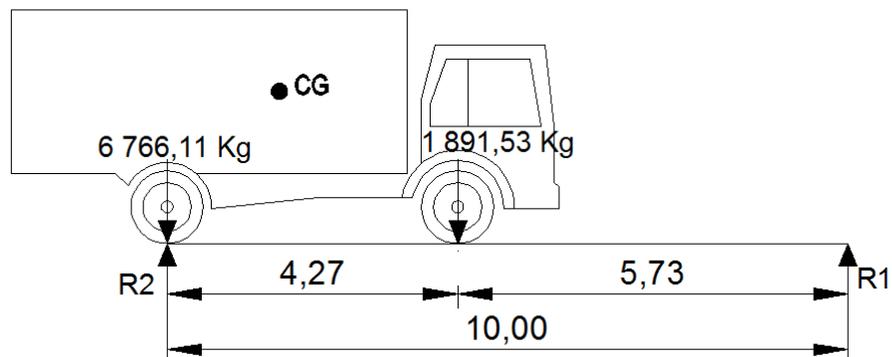
$$V_{\max} = W * \frac{L}{2} + P$$

$$V_{\max} = 2\,728,4 * \frac{10}{2} + 360 = 14\,002,00 \text{ kg}$$

2.7.4.7.2 Sobrecarga

Este se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente.

Figura 9. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$R_1 * 10 = 6\,766,11 * 10 + 1\,891,53 * 5,73$$

$$R_1 = 7\,735,36 \text{ kg} = V_{\max}$$

2.7.4.7.3 Esfuerzos cortantes totales

$$V_{totalmax} = 1,3 \left(V_{cm} + \frac{5}{3}(V_{cv} * l) \right)$$

$$V_{totalmax} = 1,3 \left(14\ 002,00 + \frac{5}{3}(7\ 735,36 * 1,3) \right)$$

$$V_{totalmax} = 39\ 990,53 \text{ kg}$$

2.7.4.7.4 Refuerzo

Para calcular la fuerza última de resistencia del concreto a corte se utiliza la siguiente fórmula:

$$V_{rc} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c} * (b * d)$$

$$V_{rc} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * (30 * 70)$$

$$V_{rc} = 13\ 709,57 \text{ kg}$$

Con base en el diagrama de corte se obtiene el corte máximo (V_{max}). Al determinar estos esfuerzos V_{rc} y V_{mas} . Se calculó el esfuerzo cortante que será absorbido por el acero, el cual se calculó con la siguiente fórmula:

$$V_s = V_{max} - V_{rc}$$

$$V_s = 39\ 990,53 \text{ kg} - 13\ 709,57 \text{ kg}$$

$$V_s = 26\,280,96 \text{ kg}$$

Para comprobar límites de espaciamiento:

$$\text{Si } \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b * d < V_s < 2,1 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$S_{\max} = \frac{d}{4}$$

$$\text{Si } V_s > \phi * 1,1 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

Calculando

$$V_S = 0,85 * 1,1 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 26\,421,40 \text{ kg}$$

$$V_S = 0,85 * 2,1 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 50\,440,86 \text{ kg}$$

$$\text{entonces } S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$\frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm} = S_{\max}$$

2.7.4.7.5. Cálculo del espaciamiento

$$S = \left(\frac{A_v * f_y * D}{V_s} \right)$$

Utilizando refuerzo # 3

$$S = \left(\frac{2 * 0,71 * 2810 * 84,1}{26421,40} \right) = 12,70 \text{ cm}$$

$$S = 12 \text{ cm}$$

Para determinar la longitud que cubre el espaciamiento en los extremos se realiza de la siguiente manera

$$\frac{V_{\max}}{4} = \frac{V_{rc}}{X}$$

Donde

X = longitud en los extremos donde el espaciamiento será de 10 cm

$$\frac{39990,53}{4} = \frac{13709,57}{X}$$

$$X = 1,37 \text{ metros}$$

12 estribos @ 12 cm y el resto de estribos a cada 25 cm

2.7.5. Diseño de diafragmas

La especificación AASHTO 8.12.1 indica que deben colocarse diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.

AASHTO 8.12.2. dice que, en construcción, un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies.

En este caso la luz del puente es de 10,00 m. por lo cual no se utilizará diafragma intermedio por lo especificado en la norma.

Según AASHTO, el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará de la siguiente manera:

Diafragmas exteriores:

$$h = 0,5 * h_{\text{viga}}$$

$$h = 0,5 * 0,70 = 0,35 \text{ m}$$

$$b = 0,75 * b_{\text{viga}}$$

$$b = 0,75 * 0,30 = 0,225 \text{ m}$$

Se utilizó:

Altura de 35 cm

Base de 25 cm

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d$$

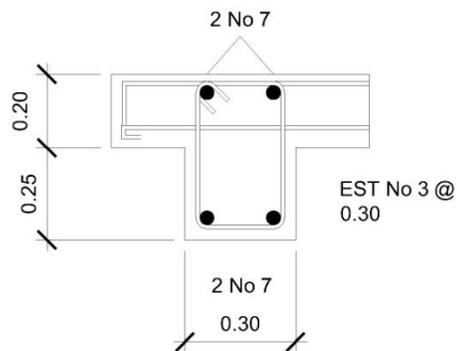
$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{2810} \times 25 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} = 4,39 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre estribos (S) es de $\frac{1}{2} d$

$$S = 0,5 * 40 \text{ cm} = 20\text{cm}$$

Armado: 4 No 4 + estribos No. 3 @ .020 m

Figura 10. **Refuerzo de diafragmas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

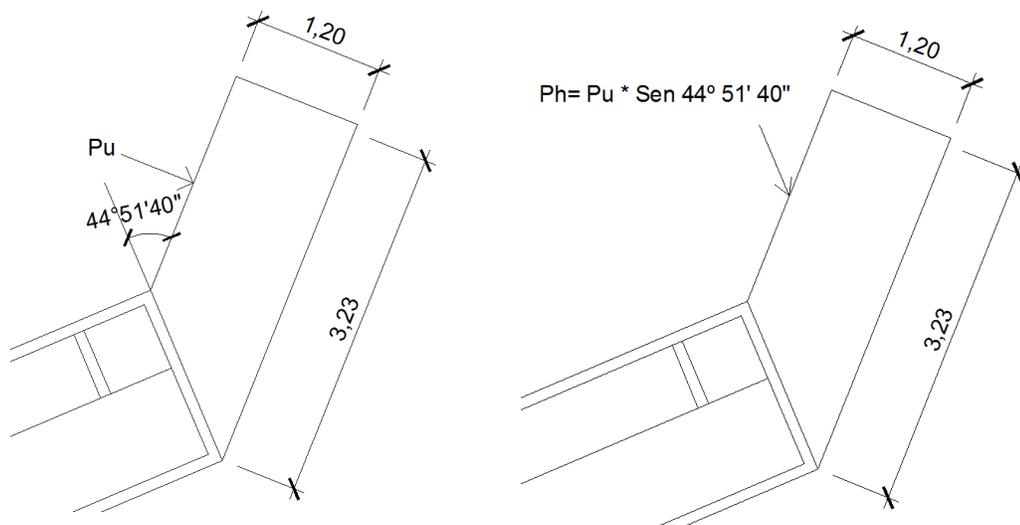
2.8. **Diseño de la subestructura**

Está compuesta por los elementos siguientes: cortina, viga de apoyo, aletones y estribos.

2.8.1. Diseño de aletones

Los aletones funcionan de la misma manera que el estribo, contienen el relleno natural para que éste no caiga dentro de la corriente del río y no soportan ningún tipo de carga proveniente de la superestructura.

Figura 11. Detalle de dimensiones de los aletones



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Datos

Ancho = 1,20 m

Altura = 3,10 m

Largo = 3,23 m

Peso del concreto: 2 400 kg/m³

Peso propio del aletón: (por metro lineal)

$$W_a = (1,20)(3,10)(2\,400) = 8\,928 \text{ kg/m}$$

2.8.1.1. Cálculo de momentos

Momento en la base producido por la carga muerta:

$$M_a = \frac{WL^2}{2} = \frac{(8\,928)(3,23)^2}{2} = 46\,572,46 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento ocasionado por el sismo:

Según artículo 3.21 de AASHTO: factor de sismo = 0,10

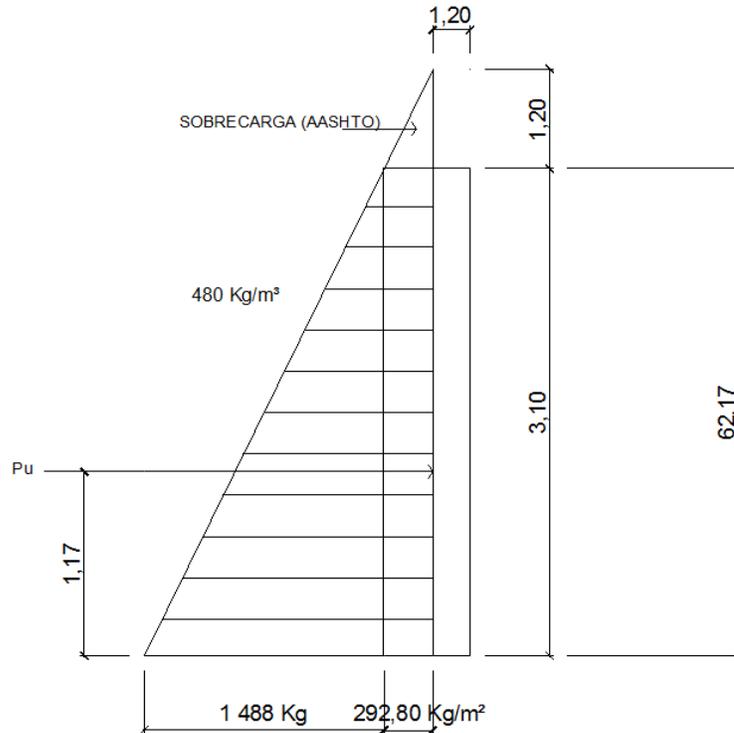
$$M_s = (0,10)(46\,572,46) = 4\,657,25 \text{ kg} - \text{m}$$

5.8.1.2. Presión de tierra

AASHTO recomienda una sobrecarga mínima de 480 kg/m³, y además una altura mínima de 2 pies (0,6096 m) para presión de tierra sobre elementos estructurales.

$$(480)(0,61) = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

Figura 12. Cargas que actúan sobre los aletones



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Presión de tierra resistida: (por metro lineal)

$$(480)(3,10) = 1\,488 \text{ kg/m}^2$$

De la figura No. 12, se tiene que la fuerza última es:

$$P_u = (1,00)(292,80)(3,10) + 0,50(1\,488)(3,10) = 3\,214,08 \text{ kg.}$$

La fuerza última horizontalmente será (que es la que sirve para cálculos):

$$P_h = P_u \cdot \text{Seno}\theta = (3\,214,08 \text{ Kg}) \text{ Seno } 44^\circ 51' 40'' = 2\,267,00 \text{ kg.}$$

De la figura No. 12, calculando el centroide de aplicación de cargas:

$$Y = \frac{\sum y \times A_i}{\sum A}$$

$$Y = \frac{0,50(292,80)(3,10)^2 + 0,33(3,10) \times 0,50(1\,488)(3,10)}{(292,80)(3,10) + (0,50)(1\,488)(3,10)} = 1,17 \text{ m}$$

Momento producido por el empuje de la tierra: (por metro lineal):

$$M_o = P_u \times \text{brazo} = \frac{(3\,214,08)(1,17)}{3,10} = 1\,213,06 \text{ kg-m}$$

La tabla 3.22.1 de AASHTO indica las diferentes combinaciones de carga, recomendadas para el análisis de una estructura. Para el diseño de la subestructura del puente, de los casos que se van a considerar, los grupos de carga más exigentes son el I, II, III y VII. Para este proyecto se tomaron los grupos de carga II y III, por ser los más utilizados en el diseño de puentes y que regirán en el diseño de toda la subestructura.

Calcular el momento total resistido por el aletón:

Grupo II

$$M_u = 1,30(E_q + E_t) = 1,30(121,50 + 669,60) = 1\,028,43 \text{ kg-m}$$

Grupo III

$$M_u = 1,30[(0,30E_q) + E_t] = 1,30[(0,30)(121,50) + 669,60] = 917,87 \text{ kg-m}$$

2.8.1.3. Cálculo del refuerzo

Peralte efectivo: proponiendo varilla No.5

$$d = T - \frac{\varnothing}{2} - \text{recubrimiento} = 30 - \frac{1,59}{2} - 7,5 = 21,705 \text{ cm}$$

Datos

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

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

$$M_u = 1028,43 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 21,705 \text{ cm}$$

Se obtiene

$$A_s = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 10,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 40,52 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_s$, entonces tomar $A_{smin} = 10,89 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = \frac{(1,981)(100)}{10,89} = 18,2 \text{ cm},$$

Entonces tomar $S = 0,15 \text{ m}$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,002 \times b \times t = 0,002 \times (100) \times (30) = 6 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.4:

$$S = \frac{(1,27)(100)}{6,00} = 21 \text{ cm}$$

Entonces tomar $S = 0,20 \text{ m}$

Resumen: armado para aleros

Colocar refuerzo principal hierro

No.5 @ 0,15 m + hierro No. 4 @ 0,20 m

Chequear a corte la sección propuesta

Corte resistente:

$$V_r = (0,85)(0,53)\sqrt{210}(100)(21,705) = 14\,169,80 \text{ kg}$$

Corte actuante:

$$V_a = 0,50[(b+h)h] + 0,10(t)(h)(a)(E_c)$$

$$V_a = 0,50 [(292,80)(1\,200 + 292,80)] + 0,10(0,30)(2,50)(1,50)(2\,400)$$

$$V_a = 1\,162,80 \text{ kg}$$

Chequear $V_r > V_a$

$$14\,168,80 > 1\,162,80,$$

Entonces chequea la sección propuesta

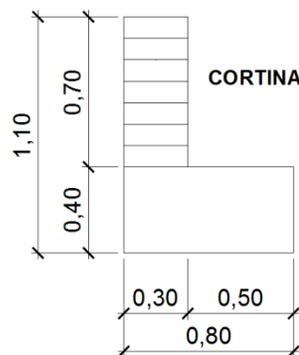
2.8.2. Diseño de la cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal se considera empotrado a la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente. La cortina de apoyo esta empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ellas las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL), y la fuerza de sismo (EQ), según AASTHO 1.2.22.

La estructura no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido a 480 Kg/m^3 , según lo estipula AASTHO 1.1.19.

La geometría de las cortinas se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente y el espesor del apoyo de la superestructura.

Figura 13. Geometría de la cortina y de la viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.8.2.1. Empuje de la tierra (E)

Este se debe incrementar la altura del relleno en 1,41 m.

$$E = 292,8 + 351,36 * \frac{0,80}{2} = 292,80 + 140,54 = 433,34 \text{ kg/m}$$

2.8.2.2. Fuerza longitudinal (FL)

Según AAST HO 1.2.13, la fuerza longitudinal será el 5 % de la carga viva y su centro de gravedad a 1,8 sobre la superficie de la rodadura.

$$Cv = 0,05 * 15\ 000$$

$$Cv = 750 \text{ kg}$$

$$FL = \frac{Cv}{L}$$

$$FL = \frac{750}{1,8} = 417 \text{ kg}$$

$$b = 0,80 \text{ m}$$

2.8.2.3. Fuerza del sismo (EQ)

Según criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala se utiliza el 8 %. El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

2.8.2.4. Grupos de cargas

$$W_{propio} = 2\ 400 * 0,40 * 0,80 = 768 \text{ kg}$$

$$EQ = 0,08 * 768 = 61,44 \text{ kg}$$

El punto de aplicación se localiza en

$$b = \frac{1}{2} * 0,70 = 0,35 \text{ m. al centro de gravedad.}$$

Según AASTHO 1.2.22, para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de carga.

Grupo III: esfuerzo 125 %	$M = E * b * FL * b$
Grupo VII: esfuerzo 133 %	$M = E * b + EQ * b$

$$\text{Grupo III} = 1,3 (E * FL)$$

$$E = 189,2 \text{ kg} - \text{m}$$

$$FL = 417 * 0,70 = 291,90 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{III} = 1,3 (189,2 + 291,90) = 625,43 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo VII

$$M_{VII} = 1,3 (E + EQ * B)$$

$$M_{VII} = 1,3 (189,2 + 61,44 + 0,35)$$

$$M_{VII} = 326,29 \text{ kg} - \text{m}$$

El grupo III es el momento máximo

$$M_{\max} = 625,43 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.8.2.5. Calculando el refuerzo

Datos

$$M = 625,43 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$B = 30 \text{ cm}$$

$$D = 87,5 \text{ cm}$$

$$F'c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F'y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$As = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 13,17 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 50,40 \text{ cm}^2$$

Como $As < As \text{ min}$,

Se utilizará $As \text{ min} = 13,17 \text{ cm}^2$

Proponiendo armado 6 varillas # 5 @ 15 cm.

2.8.2.6. Refuerzo por corte

- Grupo III

$$V = 1,3 (E + FL)$$

$$V = 1,3 (595,2 + 417) = 1315,86 \text{ kg}$$

- Grupo VII

$$V = 1,3 (595,2 + 69,12) = 863,62 \text{ kg}$$

- La mayor de las cargas corresponde al grupo III

$$V_{\max} = 1315,86 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 87,5$$

$$V_{rc} = 17136,95 \text{ kg}$$

Debido a que $V_{rc} > V_{\max}$, el concreto resiste

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{67,5}{2} = 33,75$$

$$S_{\max} = 35$$

Utilizar varilla # 3 @ 15 cm.

2.8.3. Diseño de la viga de apoyo

Esta se diseñará por aplastamiento y el refuerzo longitudinal es por temperatura.

$$A_{S_{\text{temp}}} = 0,002 * b * h$$

$$A_{S_{\text{temp}}} = 0,002 * 90 * 40$$

$$A_{S_{\text{temp}}} = 7,2 \text{ cm}$$

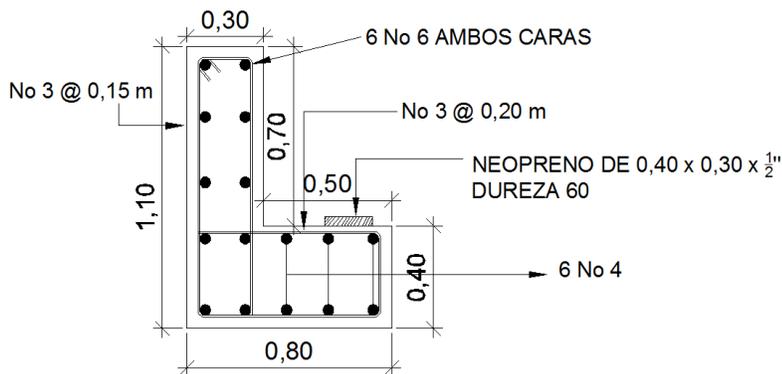
Utilizar armado 6 # 4

Para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado, a una distancia no menor que $h/2$

$$S = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Proponiendo armado No. 3 @ 20 cm

Figura 14. **Esquema de armado de la viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Diseño de apoyos de neopreno

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza shore 60 reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la expresión:

$$\sigma_r = \left(\frac{8 * a * b}{t (a + b)} \right)$$

$$\sigma_a = \left(\frac{P}{a * b} \right)$$

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

Donde

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero. (Esfuerzos de trabajo)

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina de 1,3 cm.

T= espesor total del elastómero

Datos

L = 10 m

a = 50 cm

b = 30 cm

P = 34 621,44 [lb] = 15 704,02 [kg]

CM = 1 146,40 [lb/pie] = 520 [kg/m]

CV + I = 7 805,10 [lb/pie] = 3 538,02 [kg/m]

T = 6,5mm

- Revisando el esfuerzo por compresión

$$\sigma_r = \frac{8 * 50 * 30}{1,3 (50 + 30)} = 115,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \left(\frac{15704,02}{(50 * 30)} \right) = 10,46 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo es $\sigma_r > \sigma_a$

- Cálculo del desplazamiento horizontal (L=10 m)

Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de Hooke

$$\sigma_f = 1700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta e_T = \frac{\sigma_f}{E} * L$$

$$\Delta e_T = \left(\frac{1700}{2,1E^6} \right) 1000 = 0,81 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta:

$$\Delta e_{CM} = \frac{T * CM}{CM + (CV + I)}$$

$$\Delta e_{CM} = \frac{1,31 * 520}{520 + 3538,02} = 0,42 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta c = 0,000165 * L = 0,17 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta t = 0,000011 * D^{\circ} * L$$

$$\Delta t = 0,000011 * 10 * 1000 = 0,11 \text{ cm}$$

- Deformaciones máximas

$$\text{Contracción} = \Delta e_{CM} - (\Delta c + \Delta t) = 0,42 - (0,17 + 0,11) = 0,14 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta e_T + \Delta t) - \Delta c = (0,81 + 0,11) - 0,17 = 0,75 \text{ cm}$$

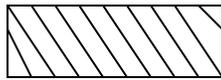
Máximo desplazamiento horizontal del apoyo $\Delta L = 1,51 \text{ cm}$

- Espesor de apoyos

Se usan 2 placas de elastómero de 13 mm + dos placas de acero de 2 mm + un placa de acero en medio de 3 mm = 33 mm = 3,3 cm.

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1,51}{3,3} = 0,46 \leq 0,5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

Figura 15. **Esquema de neopreno**



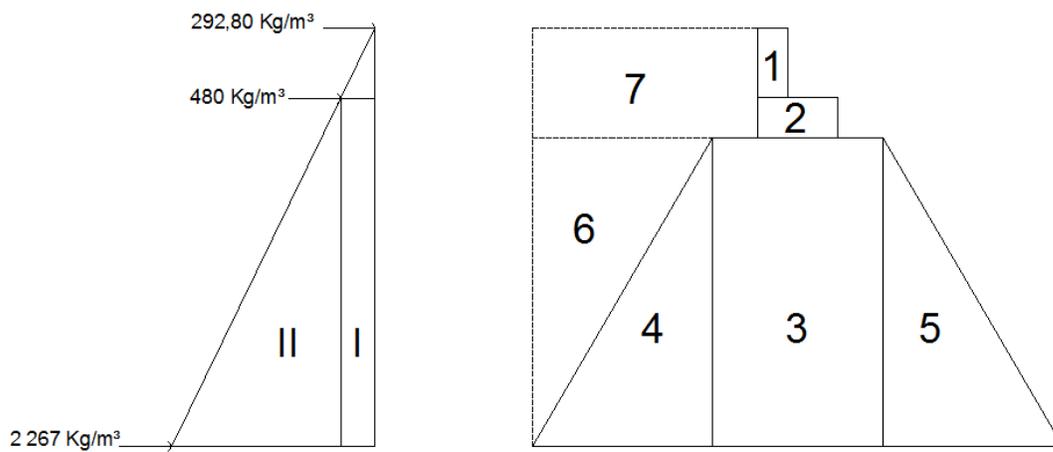
Neopreno de 0,40 x 0,30 x 1/2" dureza 60

Fuente: elaboración propia.

2.8.4. **Diseño del estribo**

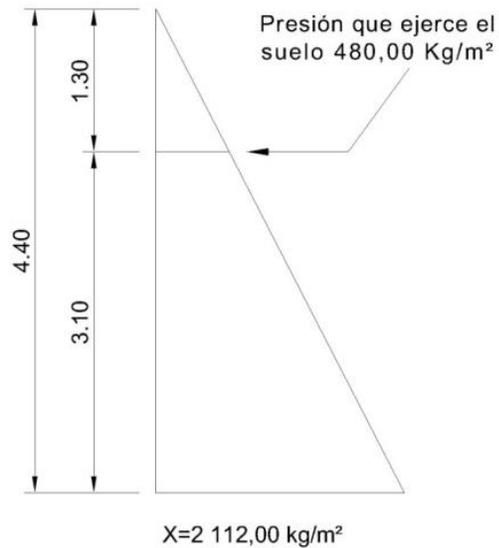
El estribo a diseñar será de mampostería de piedra, obteniendo un diseño más simple y más económico, consistiendo en asumir la sección y después verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Figura 16. **Geometría y diagramas de presiones del estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 17. **Relación de triángulos para obtener la presión de la cota de cimentación**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.8.4.1. Cálculo del momento de volteo

Este es producido por el empuje de la tierra sobre el estribo.

Sección I:

Empuje = presión * altura

Empuje = 292,8 * 4,40 = 1288,32 kg

$B : P := \frac{4,40}{2} = 2,2 \text{ m}$

Momento = E * B : P :

M = 1 288,32 * 2,20 = 2 834,3 kg - m

Para la sección II se tiene:

$$E = 2112 * 2,2 = 4646,40 \text{ kg}$$

$$B.P = 4646,4 * 1,467 = 6814,72 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$1288,32 + 4646,4 = 5934,72 \text{ kg}$$

$$\text{Empuje total} = 1288,32 + 4646,4 = 5934,72 \text{ kg}$$

$$Mv = 2834,3 + 6814,72 = 9649,02 \text{ kg} - \text{m}$$

2.8.4.2. Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno.

Sección I

$$\text{Area I} = 0,40 * 0,90 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso I} = 0,40 * 0,90 * 2400 * 1 = 864 \text{ kg}$$

$$B : P : I = 1,30 + 0,10 + 0,50 + 0,25 = 2,20 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 864 * 2,20 = 1900,80 \text{ kg} - \text{m}$$

Para las secciones sobrantes se tiene:

Tabla I. **Cálculo del momento estabilizante**

Sección	Area (m ²)	W (kg/m ³)	WE (kg)	B:P (m)	M (kg – m)
1	0,36	2 400	864	2,20	1 900,80
2	0,36	2 400	864	1,95	1 684,80
3	4,03	2 700	10 881	1,95	21 217,95
4	2,015	2 700	5 440,50	3,46	18 824,13
5	2,015	2 700	5 440,50	0,87	4 733,24
6	2,015	1 700	3 425,50	3,03	10 379,27
7	1,95	1 700	3 315	3,15	10 442,25
			WE = 30 230,50	ME=	69 182,43

Fuente: elaboración propia.

2.8.4.3. Revisión del muro sin superestructura

Las verificaciones se harán para un muro de contención por gravedad.

$$\frac{W}{E} > 1,5$$

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W}{E} > 1,5$$

$$\text{Presiones} = P = \frac{W}{A} * \left\{ 1 \pm \left(6 * \frac{E}{B} \right) \right\} > 0 < 20\,000 \text{ kg/m}^2$$

Donde

MV = momento de volteo

Me = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área

$$E = \text{excentricidad} = \left(\frac{b}{2} \right) - a$$

$$A = \frac{(ME - MV)}{W}$$

B = base

- Revisión de volteo

$$\frac{ME}{MV} = \frac{69\,182,43}{9\,649,02} = 7,17 > 1,5$$

- Revisión de deslizamiento

$$D = \frac{0,5 * W}{E} = \frac{0,5 * 30\,230,50}{5\,934,72} = 2,54 > 1,5$$

La estructura resistirá por sí sola el volteo y el deslizamiento ya que ambos chequeos son mayores a 1,5

- Revisión de presiones

$$a = \frac{(ME - MV)}{W} = \frac{(69\,182,43 - 9\,649,02)}{30\,230,50} = 1,64 \text{ m}$$

$$3a > b$$

$$3a = 4,92 \text{ m} > 3,90$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{3,90}{2} - 1,64 = 0,31$$

$$P_{\max} = \left(\frac{30\,230,50}{3,90 * 1} \right) \left(\frac{1 + (6 * 0,31)}{3,90} \right)$$

$$P_{\max} = 5\,237,44 \text{ kg/m}^2 < 18\,180 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = \left(\frac{30\,230,50}{3,90 * 1} \right) \left(\frac{1 - (6 * 0,31)}{3,90} \right)$$

$$P_{\min} = 14\,818,87 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Como la presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero, el muro resistirá las presiones.

2.8.4.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo se realiza para verificar si el muro resiste al agregarle el peso de las estructuras que tendrá que soportar.

- Carga muerta y viva

La carga muerta y viva es la misma que se calculó para la viga de apoyo:

$$CM = 6\,864,40 * 1,40 = 9\,595,60 \text{ kg}$$

$$CV = 5\,987,50 * 1,7 = 10\,178,75 \text{ kg}$$

$$CM + CV = 19\,766,35 \text{ kg}$$

Brazo = 1,95 m (punto medio de la base)

$$ME_1 = (CM + CV) * \text{brazo}$$

$$ME_1 = (19\,766,35)(1,95) = 38\,544,38 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME_T = ME_1 + ME$$

$$ME_T = 38\,544,38 + 69\,182,43 = 107\,726,81 \text{ kg} - \text{m}$$

Revisión de presiones:

$$a = \frac{(ME_T - MV)}{(CM + CV) + We}$$

$$a = \frac{(107\,726,81 - 9\,649,02)}{(19\,766,35 + 36\,212)} = 1,75 \text{ m.}$$

$$e = \frac{3,90}{2} - 1,75 = 0,20$$

$$P_{\max} = \left[\frac{(W + CM + CV)}{A} \right] * 1 + \left(\frac{6 * e}{b} \right)$$

$$P_{\max} = \left[\frac{(31230,50 + 19766,35)}{3,90} \right] * 1 + \left(\frac{6 * 0,20}{3,90} \right)$$

$$P_{\max} = 16764,24 \text{ kg/m}^2 < 18180 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = \left[\frac{30230,50 + 19766,35}{3,90} \right] * 1 - \left(\frac{6 * 0,20}{3,90} \right)$$

$$P_{\min} = 8875,08 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Debido a que ambas presiones se encuentran dentro de los parámetros de diseño, la estructura sí resistirá las presiones, por lo que la sección del muro es apta para resistir la carga a la que estará sujeta.

2.9. Estudio de Impacto Ambiental

Es el procedimiento técnico-administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en el entorno en caso de ser ejecutado.

2.9.1. Generalidades

Todas las actividades desarrolladas por el ser humano causan algún tipo de impacto al medio ambiente, en todos los sistemas que componen la naturaleza, pudiendo ser el impacto positivo, negativo o poco significativo, esta situación hace necesario que en la actualidad se determinen la naturaleza, tipo,

cantidad así como las medidas de mitigación que se pueden aplicar para reducir el impacto que causen estas actividades, desde 1972, Guatemala es signataria de la mayoría de acuerdos o convenios que en el tema se han suscrito, situación que impulso la creación del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) a partir del 2000, teniendo como legislación principal en este tema el Decreto 68-86 “Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente”. Dentro de las herramientas existentes para poder evaluar los impactos que causará determinado proyecto se pueden mencionar los siguientes:

- Estudios de Impacto Ambiental no significativo (evaluación rápida): se realiza por medio de visita al sitio del proyecto por parte de técnicos en la materia calificados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y bajo la responsabilidad de un coordinador del equipo y por cuenta del interesado, para determinar el tipo de impactos que se pueden generar con las actividades del proyecto, para lo cual se debe de contar con algunos indicadores y criterios (línea base) que permitan definir esta situación.
- Estudios de impacto ambiental significativo (evaluación general): se realizan en dos fases que son complementaria entre sí, estas son:
 - Fase preliminar o de factibilidad, incluye datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental, principales impactos y medidas de mitigación, planes de contingencia, plan de seguridad humana y otros.
 - Fase completa que generalmente se aplica a proyectos con ciertas características de tamaño y complejidad de operaciones,

además de lo establecido en la fase, preliminar debe incluir las repuestas a las siguientes preguntas:

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

2.9.2. Evaluación de Impacto Ambiental del proyecto Diseño del puente vehicular para la aldea San Miguel y caserío El Escobal

Por las características y ubicación del proyecto se puede realizar una evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo, incluye las fases de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

- Información sobre el proyecto
 - Ubicación
 - Nombre de la comunidad: aldea San Miguel y caserío El Escobal
 - Municipio: Mataquescuintla
 - Departamento: Jalapa

- Tipo de proyecto o puente vehicular de concreto reforzado en camino rural.
- Consideraciones especiales: se deben tomar durante la visita al sitio del proyecto.
 - Consideraciones sobre áreas protegidas: no se ubica dentro de alguna área protegida legalmente establecida.
 - Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.
 - Otras consideraciones no aplican.

2.9.2.1. Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación

En el proceso de construcción del proyecto del puente, para la aldea San Miguel y caserío El Escobal se debe tomar en cuenta para el impacto ambiental que este pueda tener en los deslaves de material, erosión de cortes, alteración del drenaje superficial, para tomar las medidas preventivas necesarias, así como la generación de desechos sólidos derivados de las actividades los cuales se deberán trasladar a un lugar adecuado.

En el proceso de operación del proyecto es importante mantener la observación de la erosión de los cortes, los accidentes de tránsito, como los peatonales y los reasentamientos involuntarios para ir tomando las medidas adecuadas para evitarlos.

Es importante mencionar que la comunidad obtuvo un compromiso de mantener un tipo de vigilancia en el sentido ambiental, ya que este es un

requisito fundamental, tanto en la construcción como en la operación del proyecto para el impacto ambiental que pueda llegar a tener el mismo.

2.10. Presupuesto

Permite establecer y evaluar la consecución de objetivos. Para alcanzar estos fines, puede ser necesario incurrir en déficit (que los gastos superen a los ingresos) o, por el contrario, puede ser posible ahorrar, en cuyo caso el presupuesto presentará un superávit (los ingresos superan a los gastos)

Tabla II. **Resumen del presupuesto del puente vehicular para la aldea San Miguel y caserío El Escobal, municipio de Mataquescuintla, Jalapa**

Presupuesto del Puente vehicular, para la aldea San Miguel y Caserío El Escobal					
No	Descripción	Unidad	Cantidad	C. U.	Total
1	PRELIMINARES	GLOBAL	1,00	25 859,12	Q 25 859,12
2	RÓTULO	UNIDAD	1,00	4 892,31	Q 4 892,31
3	EXCAVACIÓN	m ³	65,00	165,38	Q 10 749,38
4	LEVANTADO DE ESTRIBOS	m ³	174,00	2 202,69	Q 383 268,71
5	RELLENO ESTRUCTURAL DE APROCHES	m ³	300,00	527,95	Q 158 385,38
6	FORMALETA	m ²	400,00	242,47	Q 96 989,4
7	VIGA DE APOYO Y CORTINA	ml	10,80	4 906,04	Q 52 985,25
8	VIGAS PRINCIPALES,	ml	20,00	7 219,43	Q 144 388,58
9	DIAFRAGMAS	ml	3,80	2 522,81	Q 9 586,69
10	LOSA DE RODADURA	m ³	7,85	9 765,05	Q 76 655,61
11	ARMADO Y FUNDICIÓN DE BANQUETA	m ²	12,00	3 674,13	Q 44 089,53
12	BARANDAL	GLOBAL	1,00	33 616,16	Q 33 616,16
13	TALLADO DEL PUENTE	m ²	120,00	257,33	Q 30 879,23
14	JUNTAS ESTRUCTURALES Y UNIONES MECÁNICAS PARA APOYOS	UNIDAD	8,00	7 513,68	Q 60 109,43
Gran Total					Q 1 132 454,78

Fuente: elaboración propia.

2.11. Cronograma de ejecución

Es una herramienta gráfica y de control que muestra cuáles son las fechas de inicio y fin de cada una de las actividades, cuáles son las secuencias y prioridades de las actividades y permite grabar la línea base del proyecto, el cual será utilizado como referencia entre el avance planificado y el avance real del proyecto.

Tabla III. Cronograma de ejecución del puente vehicular

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES																										
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
TRABAJOS PRELIMINARES	global	1,00	■	■																						
ROTULO	UNIDAD	1,00		■	■																					
EXCAVACIÓN	M³	65,00		■	■																					
LEVANTADO E ESTRIBOS	M³	174,00				■	■	■	■																	
RELLENO ESTRUCTURAL DE APROCHES	M³	300,00								■	■	■														
FORMALETA	M²	400,00								■	■	■														
VIGA DE APOYO Y CORTINA	ML	10,80											■													
VIGA PRINCIPALES	ML	20,00												■	■											
DIAFRAGMAS	ML	3,80														■										
LOSA DE RODADURA	M³	7,85															■	■	■							
BARANDAL	GLOBAL	1,00																		■	■					
TALLADO DEL PUENTE	M²	120,00																				■	■	■		
JUNTAS Y UNIONES PARA APOYOS	UNIDAD	8,00																					■	■		

Fuente: elaboración propia.

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL MANZANO, ALDEA LA SIERRA

3.1. Preliminares

Toda instalación de provisión de agua potable necesita la realización de estudios preliminares y recopilación de antecedentes para la realización de dichos estudios.

3.1.1. Investigación preliminar

El objetivo de la investigación preliminar es obtener y clasificar la información básica de la comunidad donde se ejecutará el proyecto de sistema de agua potable.

Las dos partes importantes que se tomarán en cuenta en lo que es la investigación preliminar son: la investigación de campo y el trabajo de gabinete.

3.1.2. Investigación de campo

Se realizará una visita a la comunidad para recabar toda la información básica y así, determinar de una forma preliminar la factibilidad técnica del proyecto y la necesidad que se tiene en el lugar mismo.

La información que se debe obtener de esta visita consta de los siguientes aspectos:

- Información monográfica de la comunidad y/o localidad
- Accesos
- Vivienda
- Población
- Abastecimiento actual de lo que es el agua potable
- Servicios existentes
- Disposición de excreta
- Fuentes de agua propuesta
- Organizaciones y/o consejos comunitarios
- Recurso material y humano de la comunidad

Si fuese necesario, esta primera visita, a la que se le denominará visita preliminar se extenderá a comunidades vecinas.

Uno de los aspectos más importantes que se debe de realizar antes de efectuar la visita preliminar es el reconocimiento de la documentación, es decir, estudiar los documentos que permitan hacer un reconocimiento general sobre ubicación y las condiciones generales de la comunidad, que será objeto de futuras visitas, cuando se habla de documentos de esta índole, se refiere a mapas a nivel de país, a nivel departamental y municipal.

3.1.3. Personal a cargo de la visita

Es muy importante que la visita preliminar sea realizada por una o varias personas que tengan conocimientos básicos y adecuados en lo que se refiere a aspectos técnicos relacionados con el abastecimiento de agua.

3.2. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en captar el agua de un nacimiento de la localidad, el vital líquido se conduce por gravedad hasta un tanque de distribución de 30 metros cúbicos (30 m³), es aquí donde comienza lo que es la red de distribución para la aldea Cordoncillo II, la cual se hace mediante una red abierta es decir, una línea central de la cual se desprende ramales para la distribución en todas la viviendas, el tipo de conexión utilizado es de forma predial.

3.3. Levantamiento topográfico

Se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

3.3.1. Altimetría

Según el caso, las necesidades del proyecto y los recursos con que se cuenta para llevarla a cabo, se puede realizar con niveles de precisión, o por el método taquimétrico. En el caso de introducción de agua potable es preferible el método taquimétrico, dado que no se necesita una nivelación muy detallada y por la rapidez con que se realizará el levantamiento.

Por medio de la altimetría se registran las variaciones de elevación que tiene el terreno. Esto es de mucha importancia en el diseño, ya que la información obtenida servirá para un mejor manejo de las precisiones. Para el presente proyecto se utilizó el método taquimétrico, que consiste en tomar lecturas de los ángulos verticales de cada estación, así como las lecturas de los

hilos taquimétricos que registra el teodolito en el estado; posteriormente, a través de relaciones geométricas se encuentran las diferencias de nivel entre cada punto. El resultado que se obtiene a través de estas acciones el perfil del terreno.

3.3.2. Planimetría

Se realizó con el fin de obtener las distancias entre una y otra estación y para la ubicación de obstáculos que requieran un tratamiento especial, así como la ubicación de viviendas, obteniendo como resultado la planta de terreno donde se desarrolla el proyecto.

Existen varios métodos para llevar a cabo la planimetría, estos son: conservación del azimut, deflexiones, ángulos internos, etc. Para el levantamiento planimétrico se utilizó el método de conservación del azimut, por tener la ventaja de que permite conocer el error de cierre.

3.4. Evaluación del sistema actual

Actualmente, el caserío El Manzano de aldea La Sierra se abastece de agua mediante un sistema de conexiones domiciliarias, el cual no está diseñado adecuadamente, no es apropiado para la población y no cubre el 100 % de la misma.

3.5. Descripción del sistema a utilizar

Para este proyecto se adaptará un sistema por gravedad ya que la topografía que se presenta hace ideal el empleo de este tipo de sistema desde la captación, la conducción del agua y la distribución de la misma.

3.6. Aforos

El aforo realizado a la fuente propuesta se hizo con una cubeta de 5 galones (18,927 litros) llenándola en tres ocasiones para tomar un tiempo promedio de 13 segundos, por lo que se tiene:

Q= volumen/tiempo

Volumen 18,79 litros

Tiempo₁ = 15 segundos, tiempo₂ = 12 segundos, tiempo₃ = 12 segundo

$$Q_1 = \frac{18,927\text{litros}}{13\text{segundos}} = 1,46 \text{ t/s}$$

$$Q_2 = \frac{18,927\text{litros}}{10\text{segundos}} = 1,89 \text{ lt/s}$$

$$Q_3 = \frac{18,927\text{litros}}{11\text{segundos}} = 1,72 \text{ lt/s}$$

$$Q_{\text{Total}} = (Q_1 + Q_2 + Q_3) / 3 = 1,69 \text{ lt/s}$$

3.7. Exámenes de calidad del agua

Son básicamente dos exámenes los que se realizan a las diferentes muestras que son tomadas de la fuente propuesta, siendo el examen bacteriológico y el examen fisicoquímico. Para el examen bacteriológico se requiere un envase esterilizado con una capacidad de 100 mililitros y para el fisicoquímico la muestra debe de ser de 1 galón, este envase puede ser de vidrio o de plástico.

Es importante mencionar que las muestras tomadas deben de permanecer en refrigeración antes de ser llevadas al laboratorio, pero este período de

refrigeración no debe de exceder de 24 horas.

Para el proyecto de caserío El Manzano se utilizaron recipientes como los descritos anteriormente, los análisis fueron realizados en el laboratorio de agua de UNEPAR-INFOM

3.7.1. Examen físicoquímico

El examen que se realizó en el laboratorio pudo observarse que la muestra cumple con todos los parámetros físicoquímicos.

3.7.2. Examen bacteriológico

El resultado de este examen resultó que tenía un total de 170 NMP/100 mL de gérmenes coliformes. Por lo que es necesario darle tratamiento con cloro, por lo que se construirá un hipoclorador sobre el tanque de distribución.

3.8. Normas de diseño

El diseño de estos sistemas en el área rural involucra el diseño funcional del diseño hidráulico de las diferentes componentes y el diseño estructural de aquellos elementos que así lo requiera, no obstante, en aquellos casos que así lo ameriten, el diseño estructural deberá basarse en la aplicación de las prácticas reconocidas de ingeniería para el análisis y diseño de estructuras.

Para el diseño funcional e hidráulico de un sistema de abastecimiento de agua potable se deben de tomar en cuenta los siguientes factores:

3.9. Parámetros de diseño

Permiten establecer los requisitos mínimos de diseño para sistemas de agua potable, considerando los parámetros utilizados para los ámbitos rurales.

Debe tenerse en cuenta que al proponer y definir la opción técnica debe considerarse las condiciones socioeconómicas de la localidad.

3.9.1. Período de diseño

Se considera como tal el tiempo durante el cual, la obra dará servicio satisfactorio para la población de diseño. Para fijarlo se tomará en cuenta la vida útil de los materiales, costos, población, comportamiento de la obra en los primeros años y la posibilidad de ampliaciones, este último dependerá mucho de la fuente de agua.

Lo que se recomienda para un proyecto de obra civil, un sistema que sea por gravedad es de 20 años, por el cual el período de diseño para el proyecto del caserío El Manzano, aldea La Sierra es de 20 años.

3.9.2. Cálculo de población

El cálculo de población deberá hacerse con el período de diseño correspondiente y otros elementos propios del lugar del proyecto. Se tomará información básica del Instituto Nacional de Estadística, registros municipales, censos escolares, levantamientos locales de densidad habitacional ya sea que estén hechos por instituciones gubernamentales o pueden ser también por iniciativa propia, siempre va a ser necesario que el encargado del diseño verifique y evalúe la información.

Por este caso, el método elegido para el cálculo de población futura es el método geométrico, este es uno de los más utilizados por la confiabilidad del resultado, este método utiliza población actual, tasa de crecimiento anual local y el período de diseño.

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

Donde

Pf = población futura

P_o = población actual

r = tasa de crecimiento anual (en decimales)

n = período de diseño

Para la aldea El Manzano, el cálculo procede de la siguiente manera:

La población actual (P_o) de el caserío El Manzano es de 286 habitantes, la tasa de crecimiento anual (r) del área rural del municipio de Mataquescuintla es de 0,04 (4 %) y el periodo de diseño (n) como se mencionó anteriormente es de 20 años.

$$Pf = 286 (1 + 0,04)^{20} + 1$$

$$Pf = 627\text{hab}$$

La población futura es aproximadamente de 627 habitantes.

3.9.3. Dotación

Es muy importante considerar los factores de clima, nivel de vida, actividad productiva, abastecimiento privado, servicios comunales y/o públicos, facilidad de drenaje, calidad de agua, administración del sistema y presiones del mismo.

Para fijar la dotación se tomará en cuenta los siguientes valores, si es que existiera estudios de demanda de la población:

- Servicios a base de llenacántaros exclusivamente: de 40 a 60 lt/hab/día.
- Servicio mixto de llenacántaros y conexiones prediales: de 60 a 90 (lt/hab/día).
- Servicio exclusivo de conexiones prediales fuera del domicilio: de 60 a 120 (lt/hab/día).
- Servicio de conexiones intradomiciliarias, con opción a varias unidades por vivienda: de 90 a 150 (lt/hab/día).

Para el caserío El Manzano, aldea La Sierra se adoptó un servicio de conexiones prediales, este servicio es el más aconsejable para acueductos en áreas rurales y la dotación es de 130 (lt/hab/día).

3.9.4. Consumo medio

El consumo medio diario será el producto de la dotación adoptada, por el número de habitantes que se estime al final del período de diseño, para este caso la población a los 20 años.

$$Q_m = \frac{\text{Dotacion} \times P_f}{86\,400} \quad (\text{se divide entre } 86\,400 \text{ para que el caudal sea en lt/s})$$

$$Q_m = \frac{130 \text{ lt/hab/día} \times 627 \text{ hab}}{86\,400} = 0,94 \text{ lt/s}$$

Este es el valor del caudal medio para caserío El Manzano, aldea La Sierra

3.9.5. Consumo máximo diario (CMD)

Este será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor que oscile entre 1,2 y 1,5. Se recomienda:

- 1,5 para poblaciones futuras menores de 1000
- 1,2 para poblaciones futuras mayores de 1000

Para el proyecto de el caserío El Manzano el CMD es de 1,5 por lo que se tiene:

$$QMD = Q_m \times 1,5$$

$$QMD = 0,943 \text{ lt/s} \times 1,5 = 1,42 \text{ lt/s}$$

Este es el caudal de conducción para el proyecto, y el diseño de la línea de conducción parte básicamente con este valor de caudal.

3.9.6. Consumo máximo horario (CMH)

Se determina de la multiplicación del consumo medio diario por un coeficiente entre 2 y 3. Se recomienda:

- 2,5 para poblaciones futuras menores de 1000
- 2,2 para poblaciones futuras mayores de 1000

Para el proyecto del caserío El Manzano el CMH es de 2,5 por lo que se tiene que:

$$QM_H = Q_m \times 2,5$$

$$QM_H = 0,943 \text{ lt/s} \times 2,5 = 2,36 \text{ lt/s}$$

Este va a hacer el caudal de distribución para caserío El Manzano, aldea La Sierra. Se recomienda que el diseño hidráulico de la línea de distribución en los ramales se debe realizar tomando en cuenta criterios de uso simultáneo *versus* caudales unitarios, seleccionando el valor más alto obtenido de ambos cálculos, y con este valor escogido es con el que procede al diseño. Para el efecto se utilizarán las expresiones siguientes:

3.9.7. Caudal simultáneo (Qs)

$$Q_s = k\sqrt{n-1}$$

Q_s = caudal simultáneo el cual no debe ser menor de 0,20 lt/s.

k = 0,15 (conexiones prediales)

n = número de conexiones prediales del ramal o tramo

3.9.8. Caudal unitario (Qu)

$$Q_u = \frac{\text{consumo máximo horario}}{\text{número total de conexiones}}$$

$$Q_u = \frac{2,36 \text{ lt/s}}{63 \text{ conexiones}} = 0,00376 \text{ lt/s/conexiones}$$

Ahora se procede con el cálculo de caudal de diseño para el tramo.

$$Q_d = Q_u \times n$$

Donde

Qd = caudal de diseño

Qu = caudal unitario

n = número de conexiones prediales del ramal o tramo

Para un ramal o para otro tramo de diseño en la red de distribución se realizan los dos cálculos anteriores, tomando el mayor de ambos y con ese valor seleccionado va a hacer el caudal de diseño para ese ramal o tramo.

4. COMPONENTES DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

4.1. Fuente y captación

Las fuentes deberán garantizar el caudal de día máximo de forma continua. El diseñador deberá evaluar el registro de aforo y la información hidrológica disponible, existen básicamente dos formas de captar el agua, una es de forma superficial (ríos) y la otra es manantiales (nacimientos). Para este proyecto en particular la forma de manantiales es en forma de nacimientos.

Las estructuras garantizarán seguridad, estabilidad y funcionamiento en todos los casos y para cualquier condición de la fuente se deben garantizar de protección contra la contaminación, entrada y proliferación de raíces, algas y otros organismos indeseables. Además la facilidad de inspección y operación. La captación en la aldea Cordoncillo II se realizará por medio de nacimientos de agua de tal manera que, el tanque de agua y demás partes estará restringido el acceso de personas o animales, además de evitar que se formen bancos de arena o suciedad a raíz de los vecinos o gente del lugar, estos tres aspectos son importantes de observar en el momento de decidir la ubicación de la captación.

4.2. Línea de conducción

Se va a entender por línea de conducción el tramo que comprende desde la fuente hasta el tanque de distribución y/o almacenamiento, para el proyecto en la aldea Cordoncillo II, la línea de conducción va desde la estación E-0 hasta la estación E-47.

4.3. Tanque de almacenamiento y/o distribución

El volumen del tanque de almacenamiento o distribución se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas, en sistemas por gravedad se puede tomar un valor entre 25 % a 40 % del consumo medio diario.

4.4. Desinfección

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos presentes en el agua mediante la aplicación directa de medios físicos o químicos.

La filtración es un método físico, aunque por sí solo no garantiza la calidad del agua. Por ebullición es otro método que por alta temperatura destruye microorganismos patógenos en el agua. Rayos ultravioleta es un método de muy alto costo.

Los métodos químicos más empleados para desinfección son: el yodo, la plata, y cloro.

El cloro es un poderoso desinfectante que tiene capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las celulares vivas y es el más común en sistemas de acueductos rurales.

- Cloración: este método es fácil aplicación y económico.
- Hipoclorador: es un tipo de tanque construido de concreto reforzado el cual se coloca sobre la losa del tanque de distribución, cuenta con un

dosificador hecho con tubería de ½” y un tapón hembra al cual se le hace una ranura para dosificar automáticamente el agua del tanque de distribución. Lo cual para dosificar 100 litros de agua al 65 % se necesitan 3 libras y una onza

4.5. Línea de distribución

La tubería de la línea de distribución deberá enterrarse a una profundidad mínima de 0,60 metros sobre el nivel superior del tubo. Cuando los terrenos son dedicados a la agricultura, como es el caso del caserío El Manzano se recomienda que la profundidad sea de 0,80 metros.

4.6. Red de distribución

El tipo de red utilizada en este proyecto es de forma abierta, esta es la forma más adecuada para acueductos en áreas rurales se dice que una red de distribución abierta cuando existen ramales abiertos que parte de la tubería o línea central de distribución y terminen en conexiones prediales, intradomiciliares, servicios públicos (llenacántaros), etc. el diseño de la red deberá contemplar el posible desarrollo futuro de la comunidad, con el fin de proveer facilidades de ampliaciones.

4.7. Presiones del sistema

En consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, las presiones tendrán los siguientes valores:

- Presión dinámica (de servicio) mínima 10 metros
- Presión dinámica (de servicio) máxima 60 metros

4.8. Cajas rompe - presión

Las dimensiones mínimas serán las que permitan la maniobra del flotador y además accesorios y en ningún caso menores de 0,65 m x 0,50 m x 0,80 m libres. Las válvulas de flotador de 13 mm (1/2") deberán diseñarse para una carga estática no mayor de 40 metros de columna de agua. Para diámetros mayores la carga estática será no mayor de 70 m.c.a. Estarán provistas de una válvula de compuerta en la entrada. Las cajas rompepresión de la aldea El Manzano serán de un metro cúbico, con medidas internas de 1,00 x 1,00 x 1,00 metros.

4.9. Tipos de conexión

En el caserío El Manzano se utilizó el tipo de conexión de forma predial esta consiste en un solo chorro dentro del predio y/o lote del propietario es la más utilizada y recomendada desde el punto de vista de higiene y salud además de tomar en cuenta los factores económicos para acueductos en áreas rurales, la ubicación de este chorro debe de ser visible y accesible para sus usuarios, se recomienda mucho para comunidades rurales semidispersas con nivel socioeconómico regular. En la escuela se colocará como mínimo dos unidades.

4.10. Válvulas

Las válvulas de control de la red para reparaciones y mantenimiento, se localizarán en lo posible en forma tal que permita aislar un tramo sin dejar fuera de servicio de forma parcial o total la red, se colocarán válvulas de aire y de limpieza en puntos convenientes.

4.11. Tratamiento del agua

Todas aquellas aguas que no llenen los requisitos de potabilidad establecidos, deberán de tratarse mediante procesos adecuados para poder ser empleadas como fuente de abasto para poblaciones. El tipo de tratamiento deberá de fijarse de acuerdo a los resultados de los análisis realizados.

5. CÁLCULO HIDRÁULICO

5.1. Diseño de la línea de conducción

La conducción en un proyecto de agua potable utilizando un sistema por gravedad es la que comprende desde la fuente hasta un tanque de distribución. En este proyecto para el caserío El Manzano, la conducción va desde la estación E-0 hasta la estación E-28

- Estación E-0
- Cota de terreno 2 136,37 m
- Estación E-28
- Cota de terreno 2 090,04 m

La carga real disponibles es la diferencia de las cotas, es decir $2\ 136,37 - 2\ 090,04$, lo que resulta 46,33 m.c.a, un dato importante va a ser que a esta carga real disponible se le resta un número de metros columna de agua, porque al final este número que se le resta va a ser lo que marque la presión dinámica de llegada, para este caso se va a restar 15 m.c.a. (se observará que más adelante que la presión dinámica de llegada a este punto es un valor igual o similar a este), por lo que la hf disponible es de $46,33 - 15\text{ m.c.a} = 41,33\text{ m.c.a}$ y se diseñará por tramos por economía, la longitud del tramo total es de 835,19 metros pero a este se multiplica por un 3 % más por la pendiente del terreno.

Básicamente para el diseño se utiliza la ecuación de Hazen & Willians, con la cual se puede encontrar el diámetro de tubería, los parámetros que se

utilizan en esta ecuación son: longitud del tramo (L), carga y/o pérdida disponible (hf) del tramo, coeficiente de rugosidad (C) de la tubería, el caudal (Q) que en este caso es el caudal de conducción y el diámetro (D) de la tubería.

Ecuación Hazen & Williams:

$$hf = \frac{1743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$$

Despejando para encontrar D:

$$D = \left(\frac{1743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times hf} \right)^{1/4,85}$$

Diseño de tramo de A-B

El primer tramo será L= 835,19 m, este se multiplica por un factor de pendiente de 3 % va a ser una L = 864 m, Q= 1,42 lt/s, como es un diseño de la línea de conducción se utiliza el consumo máximo diario (CMD) y/o caudal de conducción, C = 150 (para tubería PVC) y hf = 36,51. Se sustituyen datos y se obtienen un diámetro:

$$D = \left(\frac{1743,811 \times 276 \times 1,42^{1,85}}{150^{1,85} \times 36,51} \right)^{1/4,85}$$

$$D = 1,42$$

Por lo que ahora se van a tomar dos diámetros, uno superior y otro

inferior, para lo que es el cálculo hidráulico se utilizará tubería de Ø 2" y de Ø 1 ½".

Se procede a calcular pérdidas con cada uno de estos diámetros:

$$hf_1 = \frac{1743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,85}}$$

Sustituyendo datos se tiene que la $hf_1 = 10,46$ m.

Para el cálculo de la pérdida con el diámetro dos se tienen los mismos datos y lo que cambia es el valor del diámetro, por lo que se obtiene que la $hf_2 = 42,45$ m.

Cuando se llegue a este punto en el diseño va a ser importante observar que el valor de hf_1 debe de ser menor que la carga disponible, y el valor de hf_2 debe de ser mayor que la carga disponible, por lo que esto se cumple.

Se procede al cálculo de la longitud 2, es decir, que longitud se necesita para tubería de diámetro de 1" conociendo la pérdida que se tiene. Se parte de la siguiente ecuación.

$$\text{Longitud } 2 = \frac{\text{Carga disponible del tramo (hf)} - hf_1}{hf_2 - hf_1} \times \text{Longitud del tramo}$$

$$\text{Longitud } 2 = \frac{59,47 - 26,00}{187,34 - 26,00} \times 1140 = 236,49 \text{ metros}$$

$$\text{Longitud } 1 = \text{longitud del tramo total} - \text{longitud } 2$$

$$\text{Longitud } 1 = 1\,140\text{ m} - 236,49\text{ m} = 903,50\text{ metros}$$

Conociendo las longitudes para cada una de las tuberías, se procede a calcular el número de tubos de cada uno de los diámetros, esto se hace dividiendo la longitud dentro de 6 metros que es la longitud del tubo.

$$\text{No. De tubos de } \varnothing 2'' = 276,00\text{ m} / 6\text{ m} = 46\text{ tubos}$$

$$\text{No. De tubos de } \varnothing 1\frac{1}{2}'' = 588,00\text{ m} / 6\text{ m} = 98\text{ tubos}$$

Conociendo las longitudes reales de cada una de las tuberías se procede a calcular las pérdidas reales de cada una de ellas. Partiendo siempre de la ecuación de Hazen & Williams, se tiene que:

$$hf_1 = \frac{1743,811 \times 276,00 \times 1,42^{1,85}}{150^{1,85} \times (2)^{4,87}} = 3,34\text{ metros.}$$

$$hf_2 = \frac{1743,811 \times 588 \times 1,42^{1,85}}{150^{1,85} \times (1,5)^{4,87}} = 28,89\text{ metros.}$$

Hay que observar que la sumatoria de las pérdidas debe de ser similar a lo que es la carga disponible total del tramo, la cual es de 45,96 m.c.a, y $hf_1 + hf_2 = 32,23\text{ m.c.a}$, este es el parámetro que nos indica que el cálculo ha sido realizado de manera correcta.

Se procede con lo que es el cálculo de las cotas piezométricas, estas se calculan con las siguientes ecuaciones:

Cota piezométrica 1 = cota inicial del terreno – hf₁

Cota piezométrica 1 = 2 136,00 m – 03,34 = 2 132,66 m

Cota piezométrica 2 = cota piezométrica 1 - hf₂

Cota piezométrica 2 = 2 132,66 m – 28,89 m = 2 103,77 m

Estas son las velocidades de diseño, las cuales deben estar entre 0,40 m/s y 3,00 m/s.

La ecuación para el cálculo de la velocidad es:

$$\text{Velocidad (V)} = \frac{1,947 \times Q \text{ de distribución y/o consumo máximo diario}}{\text{diámetro}^2}$$

$$\text{Velocidad 1} = \frac{1\ 947 \times 1,42}{2,0^2} = 0,70 \text{ m/s Chequea}$$

$$\text{Velocidad 2} = \frac{1,947 \times 1,42}{1,5^2} = 1,23 \text{ m/s Chequea}$$

5.2. Cálculo de tramo en la red de distribución

A continuación se diseñará el tramo en la red de distribución que va desde el tanque de distribución ubicada en E-28 hasta la estación E-124, que es donde finaliza el proyecto.

Esto se hace calculando el consumo máximo horario para cada tramo con base en el número de habitantes que este posee, luego se suman los acumulados, por lo que, del tanque deberá salir con un caudal de distribución=2,36 litros / segundo. El mínimo del tramo será de 0,10 l/s.

Calculo del consumo máximo horario:

Teniendo el No. de habitantes se calculan los habitantes futuros

$$\text{Pob futura} = (((\text{Tasa de Crec} / 100) + 1)^{\text{período de diseño}} * \text{Pob Act}) + 1$$

$$\text{Pob futura} = (((4 / 100) + 1)^{20} * 286) + 1$$

$$\text{Pob futura} = 627 \text{ habitantes}$$

$$\text{CMH} = ((\text{Pob futura} * \text{dotación}) / 86\ 400) * \text{factor de hora máximo}$$

$$\text{CMH} = ((627 * 130 / 86\ 400) * 2,50)$$

$$\text{CMH} = 2,36 \text{ litros / seg}$$

Por lo tanto con estos cálculos de la red de distribución queda de la siguiente forma:

Ya teniendo los caudales acumulados por tramo, se procede al diseño de los diferentes tramos de distribución, cuidando que el hf no debe ser mayor de 60 metros columna agua.

Se diseñó de ejemplo el tramo de E-28 a E-29 introduciendo los datos siguientes para cada tramo en la hoja de cálculo Excel:

- Caminamiento de salida = 0+835,19 m
- Caminamiento de llegada = 0+842,80 m
- Cota de salida = 2 089,50 m
- Caudal = 2,41 l/s
- Longitud = 7,61 m (cam. de salida – cam. de llegada.)
- Porcentaje = 3,00 %
- Coeficiente = 140

Los subrayados son datos fijos para todos los tramos, ya que toda la tubería que se utilizará es PVC 160 PSI el coeficiente siempre será 140.

Luego nos presenta un cuadro con cálculos distintos desde el diámetro de tubería de Ø 6" hasta el Ø 1/2".

Tabla IV. Elección de diámetro

LONGITUD TOTAL	Ø	hf	COTA LLEGADA	VEL.
588	6	0,03	2132,63	0,08
588	4	0,24	2132,42	0,17
588	3	0,99	2131,67	0,31
588	2,5	2,40	2130,26	0,45
588	2	7,12	2125,54	0,70
588	1,5	28,89	2103,77	1,24
588	1,25	70,20	2062,46	1,79
588	1	208,11	1924,55	2,80
588	0,75	844,77	1287,89	4,97

Fuente: elaboración propia.

El diámetro se elige tomando en cuenta la cota de terreno a la cual hay que llegar en el tramo.

La hoja Excel realiza los cálculos siguientes:

$$\text{Longitud total} = (\text{entero}(\text{longitud} \times ((1 + \% / 100) / 6)) + 1) \times 6 =$$

$$(\text{entero}(7,61 \times ((1 + 3 / 100) / 6)) + 1) \times 6 = 12 \text{ m}$$

$$hf = 1\,743,811 / ((\text{Ø}^{4,87})) \times \text{Long Total} \times ((Q / \text{Coef Fric})^{1,852})$$

$$1\,743,811 / ((2^{4,87})) \times 12,00 \times ((2,41 / 140)^{1,852}) = 0,39 \text{ mcm}$$

$$\text{Cota llegada} = \text{cota salida} - hf = 2\,089,50 - 0,39 = 2\,089,11 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad} = Q / (\text{Long}^2) \times 1,97 = 2,41 / (12^2) \times 1,97 = 1,19 \text{ m / s}$$

La velocidad debe ser mayor de 0,30 y menor de 3 m / s

Tabla V. **Cálculo de tramo**

E-29 A E-35

cam.salida	842,80
cam.llegada	1 040,58
COTA SALIDA	2 089,11
CAUDAL	1,04
LONGITUD	197,78
%	3,00
COEFICIENTE	140,00

LONGITUD TOTAL	Ø	hf	COTA LLEGADA	VEL.
204	1,25	13,68	2 075,43	1,31

E-35 a E-38

cam.salida	1 040,58
cam.llegada	1 155,71
COTA SALIDA	2 075,43
CAUDAL	0,33
LONGITUD	115,13
%	3,00
COEFICIENTE	140,00

LONGITUD TOTAL	Ø	hf	COTA LLEGADA	VEL.
120	1	2,85	2 072,59	0,65

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Los demás tramos se calculan de igual forma dando como resultado el cuadro siguiente:

Tabla VI. Cálculo de red de distribución

RED DE DISTRIBUCIÓN ABIERTA

TRAMO	DE	A	Cota Terre INICIAL	Cota Terre FINAL	H FINAL	LONGITUD	LONG A UTILIZAR	C	No. DE CASAS	HAB/CASA	Po	Pf	FHM	QHM	Qu	TRAMO
1	28	29	2 090,04	2 090,27	0,40	7,61	12	140	63 4,63	292	640 2,5		2,407	0,0382		1
2	29	35	2 090,27	2 057,73	32,54	197,78	204	140	24 5,25	126	277 2,5		1,042	0,0434		2
3	35	38	2 057,73	2 036,39	21,34	115,13	120	140	7 5,71	40	88 2,5		0,331	0,0473		3
4	35	36	2 057,73	2 053,46	4,27	47,99	54	140	10 5,10	51	112 2,5		0,421	0,0421		4
5	36	88	2 053,46	1 992,2	61,26	328,85	342	140	9 5,44	49	108 2,5		0,406	0,0451		5
6	88	85'	1 992,2	1 996,05	49,20	142,58	150	140	8 4,25	34	75 2,5		0,282	0,0353		6
7	29	137	2 090,27	2 045,1	45,17	282,36	294	140	39 4,26	166	364 2,5		1,369	0,0351		7
8	137	54	2 045,1	1 997,38	47,72	426,98	444	140	39 4,26	166	364 2,5		1,369	0,0351		8
9	54	132	1 997,38	2 009,35	42,65	506,62	522	140	4 7,75	31	68 2,5		0,255	0,0639		9
10	132	124	2 009,35	2 023,59	41,56	372,97	390	140	3 7,67	23	51 2,5		0,192	0,0639		10
10	54	57	1 997,38	1 999,21	42,65	99,03	108	140	24 3,79	91	200 2,5		0,752	0,0313		10
11	57	59	1 999,21	2 008,96	30,74	65,64	72	140	2 6,00	12	27 2,5		0,102	0,0508		11
12	57	57'	1 999,21	1 996,25	2,96	4,83	6	140	22 2,82	62	136 2,5		0,512	0,0233		12
13	57'	61	1 996,25	1 990,67	5,58	58,22	60	140	22 2,82	62	136 2,5		0,512	0,0233		13
14	61	71	1 990,67	1 972,38	18,29	340,36	354	140	20 2,55	51	112 2,5		0,421	0,0211		14
15	71	83	1 972,38	1 962,63	9,75	391,01	408	140	18 2,00	36	79 2,5		0,297	0,0165		15
16	61	63	1 990,67	1 984,24	6,43	199,44	210	140	2 4,50	9	20 2,5		0,075	0,0376		16

RED DE DISTRIBUCIÓN ABIERTA

DE	A	K	Qs	Ø	Ø A UTILIZAR	Ø NOMINAL	HF REAL	VELOCIDAD	Cota Piez INICIAL	Cota Piez FINAL	PRES DIN FINAL
28	29	0,15	1,1811	1,989	2,00	2,193	0,39	1,19	2 089,50	2 089,11	-1,16 EN E28 T.D.
29	35	0,15	0,7194	1,049	1,25	1,532	13,86	1,32	2 089,11	2 075,25	17,52
35	38	0,15	0,3674	0,664	1,00	1,161	2,90	0,65	2 075,25	2 072,35	35,96
35	36	0,15	0,45	0,859	0,75	0,926	8,27	1,48	2 075,25	2 066,98	13,52 CRP de 1 m³
36	88	0,15	0,4243	0,716	1,00	1,161	12,06	0,80	2 053,00	2 040,94	48,74
88	85'	0,15	0,3969	0,551	1,00	1,161	2,70	0,56	2 040,94	2 038,24	42,19
29	137	0,15	0,9247	1,173	1,25	1,532	33,12	1,73	2 089,11	2 056,00	10,90 CRP de 1 m³
137	54	0,15	0,9247	1,262	2,00	2,193	5,07	0,68	2 044,50	2 039,43	42,05
54	132	0,15	0,2598	0,706	1,50	1,754	1,09	0,22	2 039,43	2 038,34	28,99
132	124	0,15	0,2121	0,599	1,00	1,161	3,43	0,38	2 038,34	2 034,91	11,32
54	57	0,15	0,7194	0,770	1,00	1,161	11,91	1,49	2 039,43	2 027,52	28,31
57	59	0,15	0,15	0,354	0,75	0,926	0,79	0,36	2 027,52	2 026,73	17,77
57	57'	0,15	0,6874	0,635	0,75	0,926	1,32	1,80	2 027,52	2 026,20	29,95 CRP de 1 m³
57'	61	0,15	0,6874	0,894	2,00	2,193	0,11	0,25	1 996,70	1 996,59	5,92
61	71	0,15	0,6874	0,937	1,50	1,754	1,85	0,37	1 996,59	1 994,74	22,36
71	83	0,15	0,6874	0,962	1,25	1,532	2,72	0,38	1 994,74	1 992,01	29,38
61	63	0,15	0,15	0,542	1,00	0,926	0,33	0,15	1 996,59	1 996,26	12,02

Fuente: elaboración propia.

5.3. Operación y mantenimiento

El encargado del funcionamiento debe ser preferiblemente un fontanero que perciba un salario, quién realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema para garantizar el adecuado funcionamiento.

Entre las actividades más comunes del fontanero están: detectar fugas que puedan existir tanto en la línea de conducción, distribución y conexiones, cuando se registren insuficiencias de agua en el servicio, efectuar las reparaciones necesarias, dar mantenimiento a las obras de arte es decir, mantenerlas limpias, retirar la maleza y velar por el buen estado de todas las obras complementarias. Cuando no se cuente con un fontanero designado para estas actividades, el consejo comunitario de desarrollo de la aldea Cordoncillo II serán los encargados de realizar estas actividades.

Por último se hace necesario e importante mencionar que ningún sistema de agua potable funcionará adecuadamente sin la supervisión del encargado, de lo contrario el sistema poco a poco se deteriorará hasta llegar al colapso y dejará de prestar el servicio.

5.4. Propuesta de tarifa

Un sistema de agua potable debe de contar con un programa de operación y mantenimiento adecuado, para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que se ha diseñado. Esto implica que es necesario contar con recursos suficientes para operar el sistema, darle un mantenimiento preventivo y cuando así lo amerite también correctivo, dichos recursos pueden obtenerse a través del pago de una tarifa mensual por parte de los beneficiarios del caserío El Manzano, la cual se puede calcular con un

horizonte no mayor de cinco años, ya que en el área rural es muy difícil que acepten los incrementos constantes por el servicio. Se calculará la tarifa contemplando los costos siguientes:

5.4.1. Costos de operación

El costo de operación (C_o), contempla el pago mensual de fontaneros para efectuar revisiones constantes al sistema y operar el sistema de cloración. El cálculo del costo de operación se efectúa considerando que un fontanero revisa con cuidado 50 conexiones prediales y 7 kilómetros de línea al día, por lo que se procede de la siguiente manera:

$$C_o = \left(\frac{L}{7} + \frac{N_c}{50} \right) \times P_j \times F_p$$

Donde

L = longitud de línea central de tubería = 4,944 km

N_c = número de conexiones = 63

P_j = pago a jornalero por día = Q 75,00

F_p = factor que incluye prestaciones, para este caso = 1,25

$$C_o = \left(\frac{4,944}{7} + \frac{63}{50} \right) \times 75,00 \times 1,25 = Q 184,34 / \text{día}$$

5.4.2. Costos de mantenimiento

Para determinar el costo de mantenimiento (C_m), el tres por millar del costo de los materiales no locales presupuestados para el período de diseño y

que servirá básicamente para la compra de materiales cuando haya necesidad de mejorar o cambiar los existentes.

$$C_m = (0,003) \times \frac{M_{nl}}{n}$$

Donde

M_{nl} = costo de materiales no locales = Q 282 569,10

n = período de diseño = 20 años

$$C_m = 0.003 \times \left(\frac{282\,569,10}{20} \right) = 42,38 \text{ Q/día}$$

5.4.3. Costo de tratamiento

El costo de tratamiento (C_t) es específicamente para la compra de hipoclorito de calcio y se determina de la siguiente manera:

$$C_t = \frac{\text{días de un mes} \times \text{CTG} \times \text{CMH} \times \text{Rac} \times \text{No. de segundos en un día}}{\text{No. de hipoclorito de calcio}}$$

Donde

Días en un mes = 30 días

CTG = costo de tableta en gramos

CMH = consumo máximo horario o caudal de distribución

Rac = relación de agua cloro en una parte por millar = 1,00 (lt/s) = 0,001

C_c = concentración de cloro al 65 % = 0,65

Segundos al día = 86 400 s/día

$$Ct = \frac{30 \times 0,30 \times 2,36 \times 0,001 \times 86\,400}{5,50} = Q\,333,66 / \text{día}$$

5.4.4. Gastos administrativos

Este sirve para mantener un fondo para gastos que puedan surgir en papelería, viáticos, sellos, etc. Para calcular los gastos administrativos (Ga), se puede estimar un porcentaje de la suma de gastos de operación, mantenimiento y tratamiento, para este caso se considero un porcentaje de 10 %. Datos: Co = 139,34, Cm = 42,38, Ct= 333,66

$$Ga = 0,10 (Co + Cm + ct)$$

$$Ga = 0,10 (184,34 + 42,38 + 333,66) = 56,04 / \text{día}$$

5.4.5. Costo de reserva

El objetivo de este costo es cubrir eventualidades que puedan surgir como por ejemplo, sabotajes y desastres naturales se calcula igual que el gasto administrativo, se considera un porcentaje de la suma de costos de operación, mantenimiento y tratamiento, al igual que el caso anterior se adoptó el 10 %

$$Gr = 0,10 (Co + Cm + ct)$$

$$Gr = 0,10(184,34 + 42,38 + 333,66) = 56,04 / \text{día}$$

5.4.6. Tarifa mensual propuesta

Esta se calcula sumando los gastos y/o costos anteriores y se divide dentro del número total de conexiones, el número de conexiones totales en el

caserío El Manzano es de 63.

Tarifa propuesta = Σ gastos y/o costos/número total de conexiones del proyecto:

Costos de operación =	Q 184,34
Costos de mantenimiento =	Q 42,38
Costos de tratamiento =	Q 333,66
Gastos administrativos =	Q 56,04
Costo de reserva =	Q <u>56,04</u>
Tp =	Q 672,46

Este total se va a dividir dentro de 63 viviendas para calcular la tarifa de cada una de ellas para que se puedan cubrir los gastos.

$$T_p = \frac{Q\ 672,46}{63\ \text{viviendas}} = Q\ 10,67\ \text{por vivienda} \rightarrow Q15,00\ \text{por vivienda / mes}$$

La conclusión es que la población tiene un pago de tarifa de Q 15,00/vivienda/mes seguido todo el procedimiento con los 15 días de supervisión y mantenimiento al mes, con gastos aceptables por el servicio de agua potable.

5.5 Evaluación socioeconómica

Aquí se trata del estudio económico del proyecto, y por medio de este se determinará la tarifa adecuada para cada usuario por consumo para que el proyecto sea sostenible y para que los usuarios valoren de una forma consiente este recurso tan imprescindible para sobrevivir.

Para poder realizar este análisis se utilizan herramientas que toman en cuenta datos estadísticos. A continuación se explican dos casos que se pueden utilizar para llevar a cabo dicho análisis.

5.5.1. Valor Presente Neto

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 es posible realizarla, y no hacer malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas.

El Valor Presente Neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

$$\text{VPN} < 0 ; \quad \text{VPN} = 0 ; \quad \text{VPN} > 0$$

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

Las fórmulas del VPN son:

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

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

F = valor de pago único al final del periodo 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 = período de tiempo que pretende dura la operación.

Datos del proyecto

Costo total del proyecto = Q 682 783,53

Costo total del mantenimiento = Q 8 069,52

Como es un proyecto de tipo social, la Municipalidad absorberá el 50 % del costo total y la comunidad pagara el otro 50 % en un periodo de 5 años por derecho de conexiones domiciliarias. Pagando anuales una cuota de mantenimiento de Q 180,00 por vivienda.

Datos

$A_1 = 68\,278,35$

$A_2 = 8\,069,52$

n = 5 años

i = 10 %

$$VPN = -682\,783,53 + 68\,278,35 \left[\frac{(1+0,1)^5 - 1}{0,1(1+0,1)^5} \right] - 8\,069,52 \left[\frac{(1+0,1)^5 - 1}{0,1(1+0,1)^5} \right]$$

VPN = - 454 544,69

$i = -10\%$

$$VPN = -682\,783,53 + 68\,278,35 \left[\frac{(1-0,1)^5 - 1}{-0,1(1-0,1)^5} \right] - 8\,069,52 \left[\frac{(1-0,1)^5 - 1}{-0,1(1-0,1)^5} \right]$$

$$VPN = -153\,303,53$$

5.5.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

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 (-)

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

$$TIR = \left[\frac{(-10 - 10)(0 - (-454\,544,69))}{(-153\,303,53) - (-454\,544,69)} \right] + 10 = -20,18\%$$

La TIR es -20,18 % anual, la tasa interna de retorno es negativa, pero como ya se mencionó antes, el proyecto es de carácter social. Es decir es un proyecto del sector público que tiene como objetivo principal, proveer servicios a la ciudadanía, buscando el bienestar público y no las ganancias.

5.6. Evaluación de Impacto Ambiental

La Evaluación de Impacto Ambiental valorará los efectos directos e indirectos de cada propuesta de actuación sobre la población humana, la fauna, la flora, el suelo, el aire, el agua, el clima, el paisaje, y la estructura y función de los ecosistemas previsiblemente afectados.

5.6.1. Impacto ambiental en construcción

En el proceso de construcción del proyecto de agua potable, para el caserío El Manzano se debe tomar en cuenta para el impacto ambiental que este pueda tener en la remoción de vegetación, es decir lo que comúnmente se conoce en el campo como abrir la brecha, que se hace para darle lugar a la colocación de la tubería, tanto en la línea de conducción como en la distribución del agua, para este proyecto en particular se tendrá el cuidado de que sea lo mínimo posible, ya que buen porcentaje de la tubería se colocará con el derecho de paso respectivo.

Otro de los aspectos a tomar en cuenta es la excavación del suelo para la instalación de la tubería, después de este paso se procederá a la compactación necesaria para no afectar el suelo.

5.6.2. En operación

En el proceso de operación del proyecto uno de los aspectos en el tema del ambiente es el de estudiar y registrar la disminución del caudal superficial de donde está captando el agua.

Es necesario decir que la captación se diseñó de tal manera que capte el agua necesaria para la población en el período de diseño establecido, y la colocación y ubicación de la misma fuera lo menos nociva posible, dejando que el agua superficial a no ser captada siga el curso normal, además que esta no utiliza algún tipo de agente químico que pueda llegar a afectar el agua y a la población aguas abajo.

Es importante mencionar que la comunidad obtuvo un compromiso de mantener un tipo de vigilancia en el sentido ambiental, ya que este es un requisito fundamental, tanto en la construcción como en la operación del proyecto para el impacto ambiental que pueda llegar a tener el mismo.

Tabla VII. Presupuesto de agua potable

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA / UNIDAD DE EPS
 ESTUDIANTE EPESISTA: RONALD MARTINEZ

PRESUPUESTO

CASERÍO EL MANZANO, ALDEA LA SIERRA, MATAQUESCUINTLA, JALAPA						
AGUA POTABLE						
No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO		COSTO TOTAL
1	Trabajos Preliminares	1,00	U	Q.	43 837,65	Q. 43 837,65
2	Rotulo	1,00	U	Q.	3 952,37	Q. 3 952,37
3	Análisis Físico Químico y Bacteriológico (Incluye toma y traslado de muestras)	2,00	U	Q.	2 497,50	Q. 4 995,00
4	Captación de Brote Definido	1,00	U	Q.	27 779,22	Q. 27 779,22
5	Línea de Conducción	864,00	ml			
5.01	Tubería PVC Ø2" 160 PSI	276,00	ml	Q.	46,09	Q. 12 721,59
5.02	Tubería PVC Ø1 1/2" 160 PSI	588,00	ml	Q.	38,59	Q. 22 690,85
6	Tanque de Distribución de 30m³	1,00	U	Q.	225 507,96	Q. 225 507,96
7	Hipoclorador	1,00	U	Q.	20 559,22	Q. 20 559,22
8	Red de Distribución	5 124,00	ml			
8.01	Tubería PVC Ø2" 160 PSI	516,00	ml	Q.	46,09	Q. 23 783,84
8.02	Tubería PVC Ø1 1/2" 160 PSI	876,00	ml	Q.	38,59	Q. 33 804,73
8.03	Tubería PVC Ø1 1/4" 160 PSI	906,00	ml	Q.	31,53	Q. 28 564,95
8.04	Tubería PVC Ø1" 160 PSI	1 452,00	ml	Q.	26,97	Q. 39 160,94
8.05	Tubería PVC Ø3/4" 250 PSI	54,00	ml	Q.	23,51	Q. 1 269,78
8.06	Tubería PVC Ø1/2" 315 PSI	1 320,00	ml	Q.	19,23	Q. 25 378,95
9	Caja de Valvula de Aire	1,00	U	Q.	4 525,14	Q. 4 525,14
10	Caja de Valvula de Limpieza	1,00	U	Q.	5 968,66	Q. 5 968,66
11	Caja Rompe Presión con Válvula de Flote	3,00	U	Q.	19 717,06	Q. 59 151,18
12	Caja de Valvula de Compuerta para control	3,00	U	Q.	7 141,56	Q. 21 424,68
13	Conexiones Domiciliares	63,00	U	Q.	850,34	Q. 53 571,15
14	Muros y Anclajes	1,00	m³	Q.	1 735,68	Q. 1 735,68
15	Transporte	1,00	U	Q.	12 400,00	Q. 12 400,00
TOTAL						Q. 672 783,53

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. La construcción de un puente vehicular y el sistema de agua potable, contribuirá considerablemente al desarrollo económico, social y cultural del municipio.
2. Con la construcción del sistema de agua potable se beneficiará al caserío El Manzano, ya que no cuentan con agua potable para toda la población y así se dará una solución técnica a este problema.
3. La existencia del puente vehicular de la aldea San miguel y el caserío El Escobal, brindaría una vía de comunicación accesible y más corta a los vecinos con el fin de beneficiarlos y brindarles mejores servicios de infraestructura.
4. El costo de ejecución de cada proyecto es: para el puente vehicular Q 1 121 743,60 y para el sistema de agua potable Q 682 783,53. Estos costos son afectados por la distancia en que se encuentra el departamento, respecto al lugar de producción de los materiales a utilizar.
5. Ningún sistema de abastecimiento de agua, puede perdurar, sin el cuidado necesario que los mismos usuarios le deben dar; por lo que la adecuada operación y mantenimiento del sistema de agua es determinante para la sostenibilidad de los mismos.

RECOMENDACIONES

1. Aplicar un estricto control químico sanitario y bacteriológico al sistema de abastecimiento propuesto. Por lo que se debe cerciorar constantemente que el sistema de cloración permanezca en óptimas condiciones y con la dosificación adecuada.
2. Tomar en cuenta que si la obra no es construida en corto plazo, se deberán actualizar los precios de los materiales, pues en el mercado actual se dan fluctuaciones constantemente; de modo que deben estimarse correctamente, los fondos necesarios para la construcción de los puentes.
3. Al constructor y supervisor de las obras. Respetar las condicionantes de diseño de los proyectos con el único objetivo del buen funcionamiento, ya que todo el diseño tiene una razón científica y técnica.

BIBLIOGRAFÍA

1. H. NILSON, Arthur. *Diseño de Estructuras de Concreto*. 12a. ed. Bogotá Colombia, Editorial McGrawHill, 1 999. 722 p.
2. HERNÁNDEZ VÉLIZ, Amílcar Rafael. *Diseño y planificación del sistema de abastecimiento de agua potable para el municipio de San José y puente vehicular en la comunidad de Corozal, San José, Petén*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. 2004. 127 p.
3. MARROQUÍN CERNA, JOSÉ ALFREDO. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea san Antonio y puente vehicular en la cabecera municipal, municipio de Monjas Jalapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2008. 113 p.
4. RAMOS CONTRERAS, CARLOS ENRIQUE. *Diseño de la carretera y puente vehicular hacia la colonia ferrocarrilera cabecera municipal de Escuintla, departamento de Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2012. 129 p.

5. THOMPSON LARIOS, Carol Magdali. *Diseño, supervisión y ejecución del proyecto de introducción de agua por gravedad a la comunidad Xexecom, Santa María Nebaj*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1996. 51 p.

APÉNDICES

APÉNDICE A

Exámenes Físico-químico sanitario



INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL -INFOM-
LABORATORIO DE AGUA
 11 Av. "A" 11-67, zona 7, La Verbena
 Telefax: 2472-3499



INFORME DE ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICO DE AGUA MUESTRA No. 818-10

INFORMACIÓN DE LA MUESTRA ⁽¹⁾

Interesado: ING. OSCAR CHILÍN – LOTTI EPYPSA – PROYECTO BID UNEPAR	Fecha de captación: 02-05-2010
Punto de muestreo: Aldes El Manzano	Hora de captación: 09:30
Fuente: No.1 (Manzanito)	Fecha de recepción: 03-05-2010
Municipio: Mataquesuinta	Hora de recepción: 08:15
Departamento: Jalapa	
Responsable de captación: Ronald Martínez (Personal ajeno al Laboratorio INFOM)	

(1) Los datos fueron copiados textualmente de la tarjeta de identificación de la muestra.

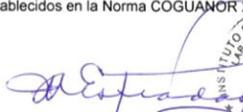
RESULTADOS

ITEM	PARÁMETROS FÍSICOQUÍMICOS	UNIDADES	*LMA	*LMP	RESULTADO
1	Color aparente	Unidades Pt-Co	5.0	35.0	<1.0
2	Hierro total	mg/L Fe	0.100	1.000	0.08
3	Manganeso total	mg/L Mn	0.050	0.500	ND
4	Nitrato	mg/L NO ₃ ⁻	Nsc	10	<4.0
5	Nitrito	mg/L NO ₂ ⁻	Nsc	1	<0.01
6	Sulfato	mg/L SO ₄ ²⁻	100.000	250.000	<5.0
7	Turbiedad	UNT	5.0	15.0	0.6
8	Cloruro	mg/L Cl ⁻	100.000	250.000	<10
9	Dureza total	mg/L CaCO ₃	100.000	500.000	20
10	Conductividad	µS/cm	100	750	50
11	pH	Unidades pH	7.0 - 7.5	6.5 - 8.5	5.4
12	Temperatura (in situ)	°C	15.0 - 25.0	34.0	24
13	Olor a temperatura ambiente	Organoléptico	No rechazable	No rechazable	Rechazable

* LMA = límite máximo aceptable LMP = límite máximo permisible ND = No detectado Nsc= no se contempla en la norma

OBSERVACIONES

- Los límites máximos aceptables y permisibles corresponden a la Norma COGUANOR para agua potable NGO 29001 (Ac. Gubernativo No. 986-1999) publicada en el Diario de Centro América el 4 de febrero de 2000. Los parámetros analizados corresponden a los establecidos en el numeral E2, inciso 5.4 de dicha norma.
- El responsable de la captación informó sobre el resultado de temperatura *in situ*, por lo tanto el mismo corresponde al medido en campo. El resultado de pH corresponde al medido en el laboratorio.
- De acuerdo con los resultados obtenidos el pH y el Olor presentes en el agua de la muestra NO CUMPLEN con los requerimientos fisicoquímicos establecidos en la Norma COGUANOR 29001.


Jorge Marjo Estrada Asturias
 Ingeniero Químico, Col. 685
 Director de Laboratorio

Examen Bacteriológico



INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL -INFOM-
LABORATORIO DE AGUA
 11 Av. "A" 11-67, zona 7, La Verbena
 Telefax: 24723499



INFORME DE ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO

MUESTRA No. 819-10

INFORMACIÓN DE LA MUESTRA. (1)

Interesado: ING. OSCAR CHILIN - LOTTI EPYPSA- PROYECTO BID UNEPAR	
Punto de muestreo: Aldea El Manzano (Captación)	Cloro residual <i>in situ</i> (mg/L): ---
Fuente: No. 1 (Manzanito)	pH <i>in situ</i> : ---
Municipio: Mataquesuintía	Temperatura <i>in situ</i> : 24°C
Departamento: Jalapa	Fecha de recepción: 03-05-2010
Fecha de captación: 02-05-2010	Hora de recepción: 08:15
Hora de captación: 09:30	Técnica de preservación: Refrigeración
Responsable de captación: Ronald Martínez (Persona ajena al Laboratorio INFOM)	

(1) Los datos fueron copiados textualmente de la tarjeta de identificación de la muestra

RESULTADOS

ITEM	PARÁMETRO BACTERIOLÓGICO	RESULTADO	UNIDADES
1	<i>Escherichia coli</i>	170	NMP/100 mL
2	Coliformes Totales	170	NMP/100 mL
3	Conteo Heterotrófico en Placa	10	UFC/mL

OBSERVACIONES

- De acuerdo a los resultados obtenidos, la muestra de **agua No cumple con los requerimientos bacteriológicos establecidos en la Norma COGUANOR NGO 29001.**
- La Norma COGUANOR para agua potable NGO 29001 (Acuerdo Gubernativo No. 986-1999, Publicado en el Diario de Centroamérica de fecha 04 de febrero de 2000) establece que el grupo **Coliforme Total debe ser menor que 2.0 NMP/100 mL.**
- El examen de los grupos Coliforme Total y *Escherichia coli* se realizó a través de la Técnica de Sustrato Enzimático en tubos múltiples.
- El Conteo Heterotrófico en Placa se realizó a través del método de Vertido, utilizando Plate-Count Agar como medio de cultivo.



William Estrada Vargas
William Estrada Vargas
 Químico Biólogo, Col. 2241
 Supervisor de Bacteriología



Vo.Bo. Jorge Mario Estrada Asturias
Vo.Bo. Jorge Mario Estrada Asturias
 Ingeniero Químico, Col. 685
 Director de Laboratorio

APÉNDICE B

Ensayo Triaxial

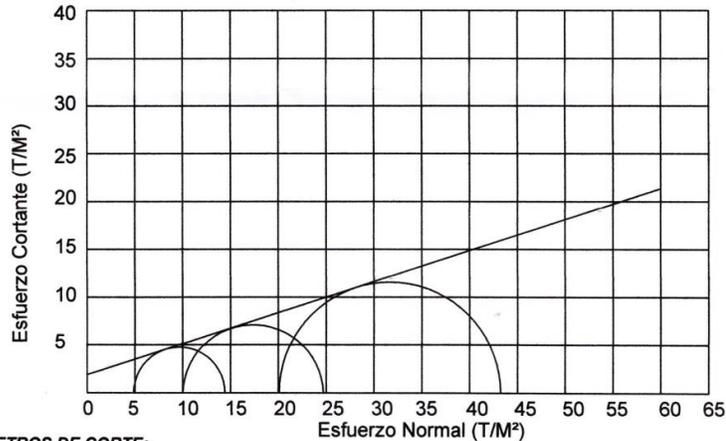


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 632 S.S. O.T.: 31,977
 INTERESADO: Ronald Licinio Martínez Rasuleu
 PROYECTO: Puente El Escobal
 Ubicación: Mataquesintla, Jalapa
 Fecha: miércoles, 18 de septiembre de 2013
 pozo: 1 Profundidad: 4,00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 17.97^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1.89 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo Arenoso Color Café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	2	3
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	9.63	17.35	31.66
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.0	5.0	7.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0.95	0.95	0.95
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.43	1.43	1.43
HUMEDAD (%H)	51.47	51.47	51.47

Atentamente,

Vo. Bo.

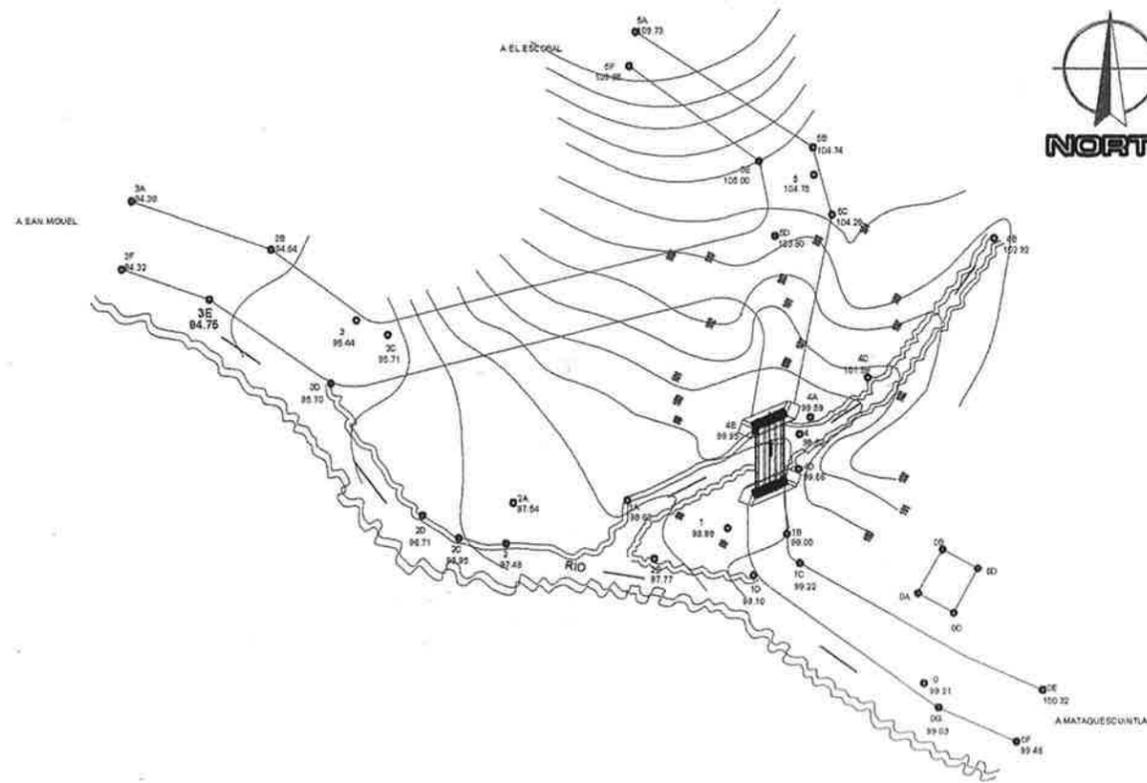
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CIIUSAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



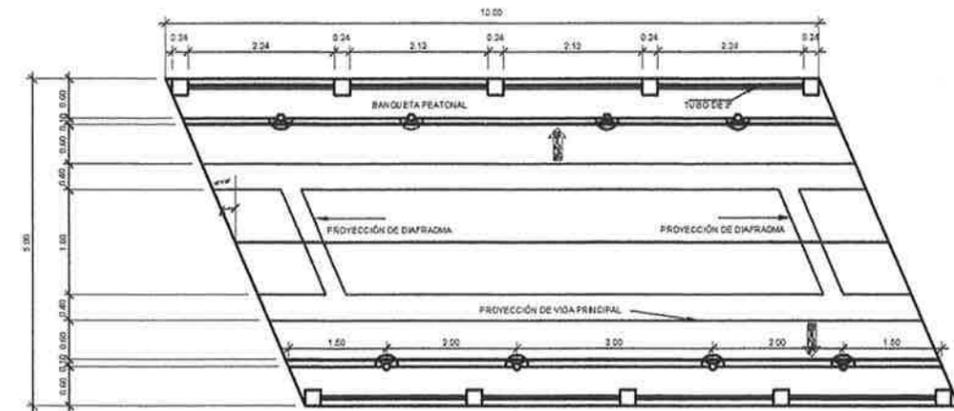
APÉNDICE C

Planos de Agua potable y puente vehicular



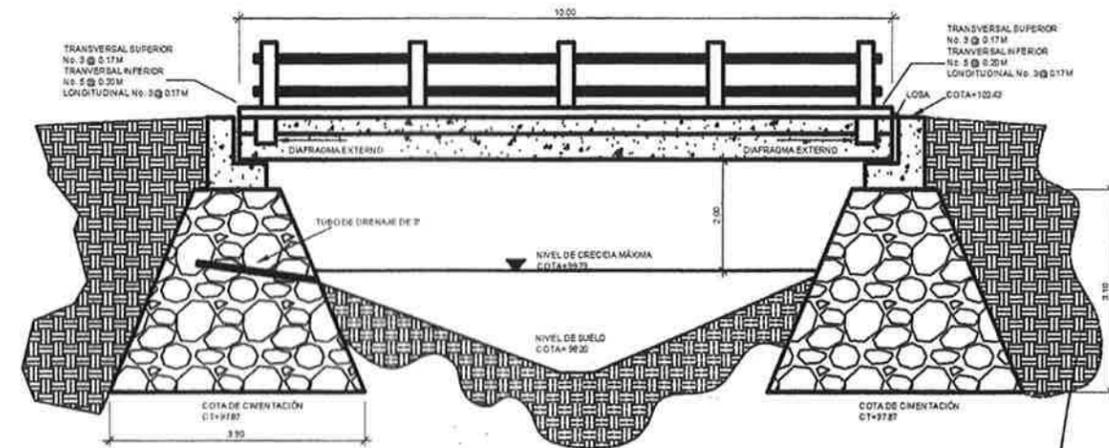
PLANTA UBICACIÓN DEL PUENTE

ESCALA 1:100



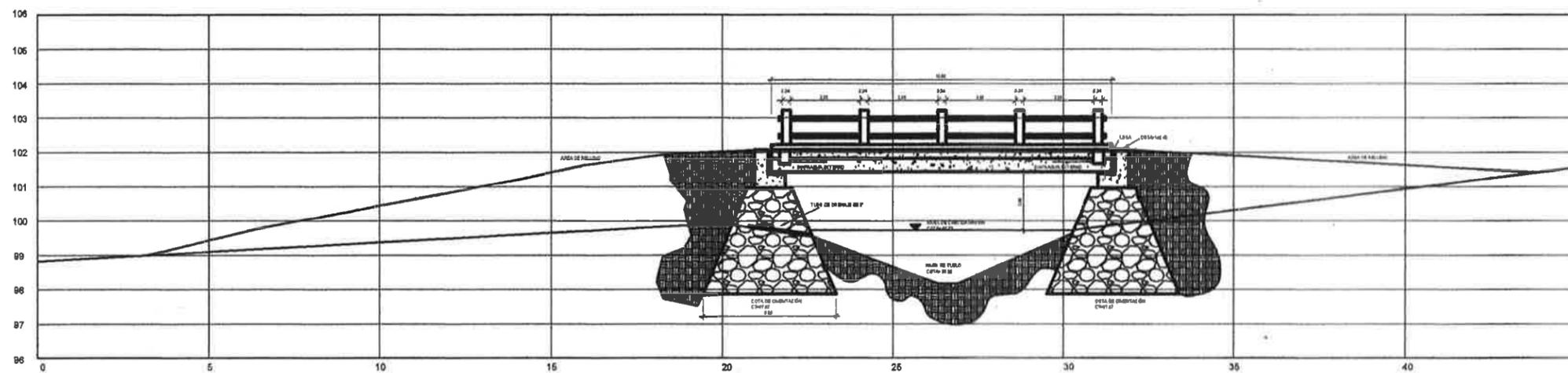
PLANTA DE LOSA

ESCALA 1:50



ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA 1:50



PERFIL DE LÍNEA CENTRAL

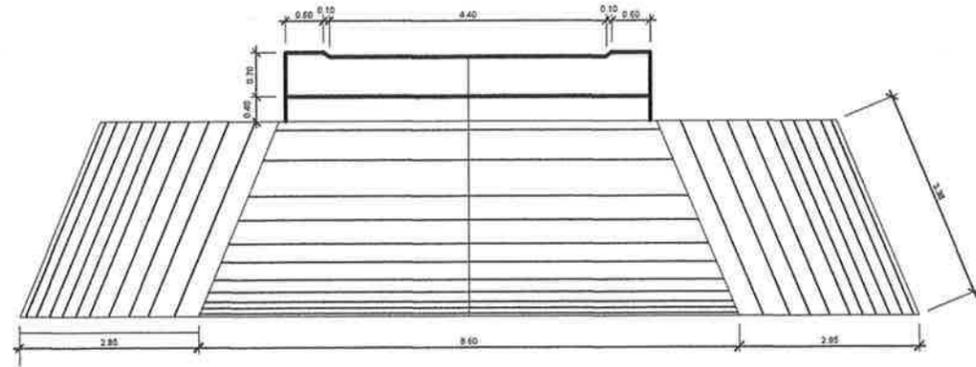
ESCALA 1:75



ESPECIFICACIONES:

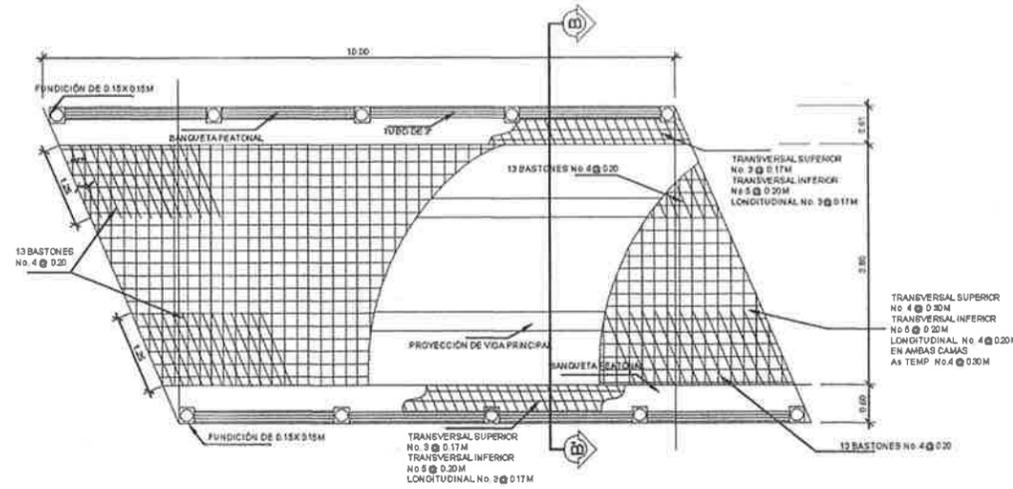
- SOBRECARGA = sh-15 = 12,000 lbs. = 5,464 kg.
- PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2,400 kg/cm³
- PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO CICLÓDEO = 3,350 kg/cm³
- F_c = 210 kg/cm²
- F_y = 2,810 kg/cm²
- VALOR SOPORTE DEL SUELO = 20 ton/m²

	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALCALDÍA: MATAQUESCUINTLA DEPARTAMENTO: QUiché	MUNICIPALIDAD: MATAQUESCUINTLA
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA EPS	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALCALDÍA: MATAQUESCUINTLA DEPARTAMENTO: QUiché
ASESOR: Ing. ELVIO RODRÍGUEZ	AUTORIZADO:	FECHA: SEPTIEMBRE 2003
CONTIENE: UBICACIÓN, PLANTA DE LOSA, PERFIL Y ELEVACIÓN	HOJA: 13	



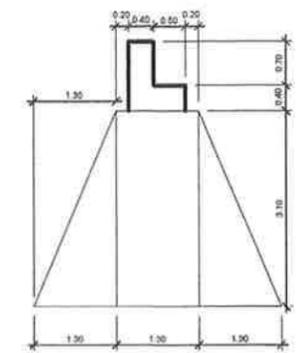
SECCIÓN FRONTAL DE ESTRIBOS

ESCALA 1:50



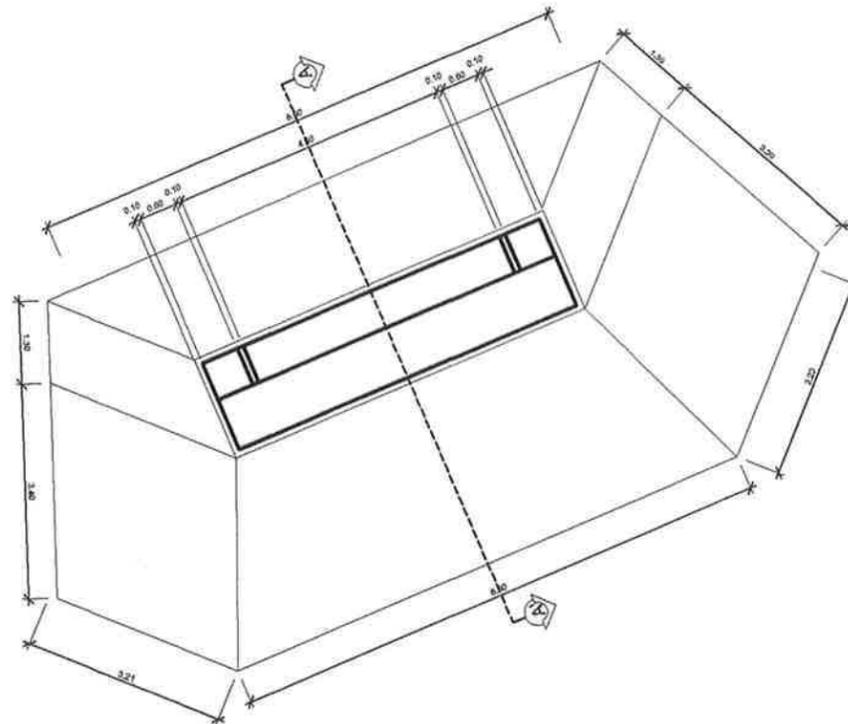
PLANTA DE REFUERZO

ESCALA 1:50



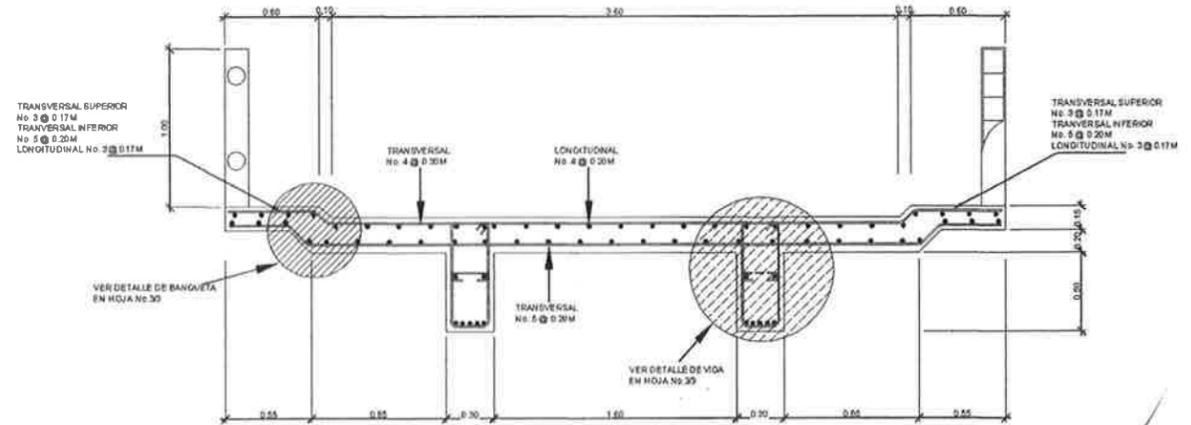
SECCIÓN DE CORTINA Y ESTRIBOS

ESCALA 1:50



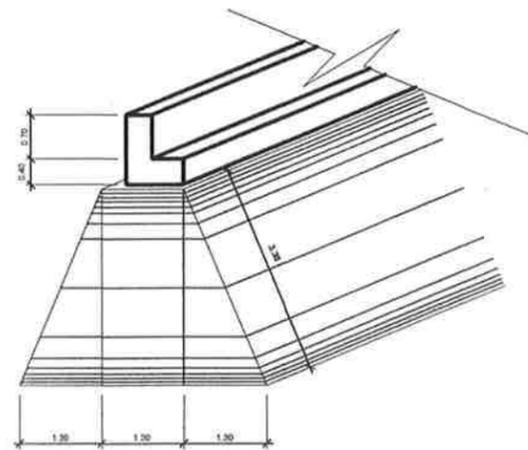
PLANTA DE ESTRIBOS

ESCALA 1:50



SECCIÓN REFUERZO A - A'

ESCALA 1:20



ISOMÉTRICO DE ESTRIBOS

ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES:

- LA EXCAVACIÓN DE LOS ESTRIBOS ESTÁ EN LA COTA INDICADA EN LOS PLANOS.
- EL TERRENO BAJO LOS ESTRIBOS DEBERÁ SER PERFECTAMENTE APISONADO.
- DEBERÁN EVITARSE LA EXPLOTACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES CIRCUNDANTES A LAS RIVERAS DEL RÍO PARA EVITAR POSIBLES SOCAVACIONES EN EL FUTURO.
- CONCRETO:**
FC: 210 KG/CM², 3000 PSI
PROPORCIÓN DE MEZCLA CEMENTO ARENA, PIEDRIN (1:2:3)
- AGREGADOS:**
LA ARENA DEBERÁ ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

EL PIEDRIN SERÁ DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, RESISTENTES Y LIMPIAS.
- CONCRETO CICLÓPEO:**
TENDRÁ LA SIGUIENTE PROPORCIÓN:

67% MORTERO EL MORTERO SERÁ EN LA PROPORCIÓN
33% PIEDRA BOLA EN VOLÚMEN 1:2:3 CEMENTO, ARENA
DE RÍO Y DE PIEDRIN DE 1/2"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
SESION SUPERVISOR(A) DE EPS
UNIDAD DE METODOS DE INGENIERIA Y EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EPS
FACULTAD DE INGENIERIA
FONDLER LEONEL MARTINEZ PANABU
CARRERA DE INGENIERIA EN EPS

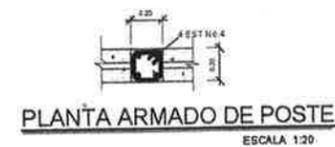
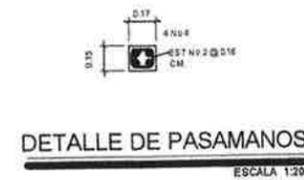
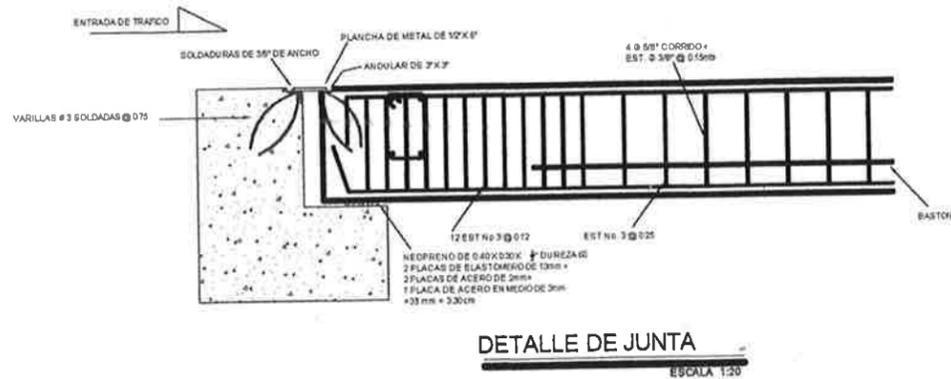
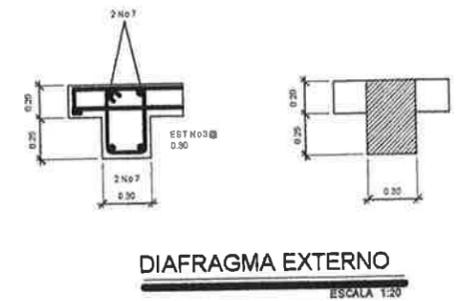
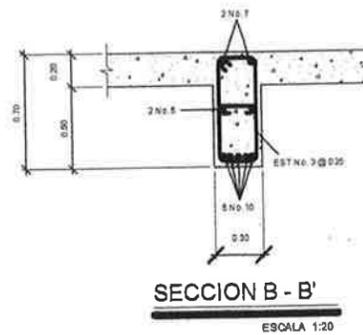
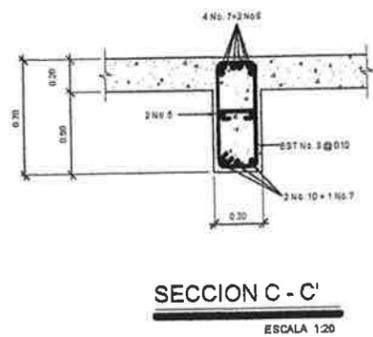
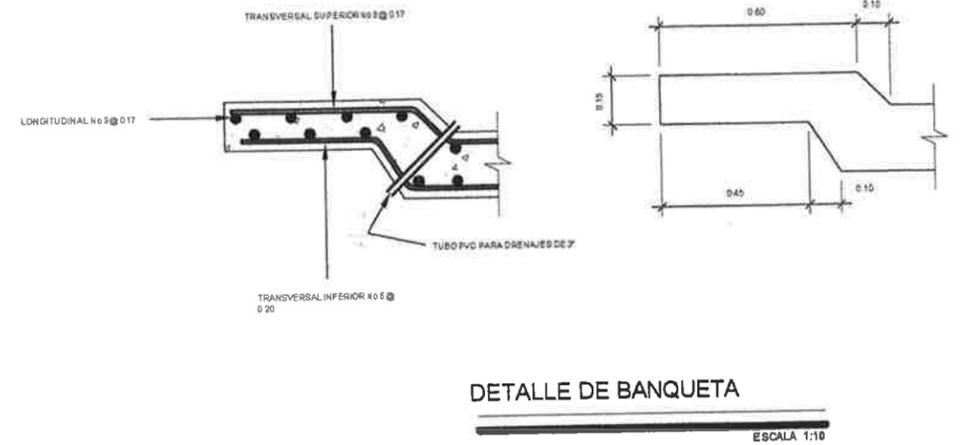
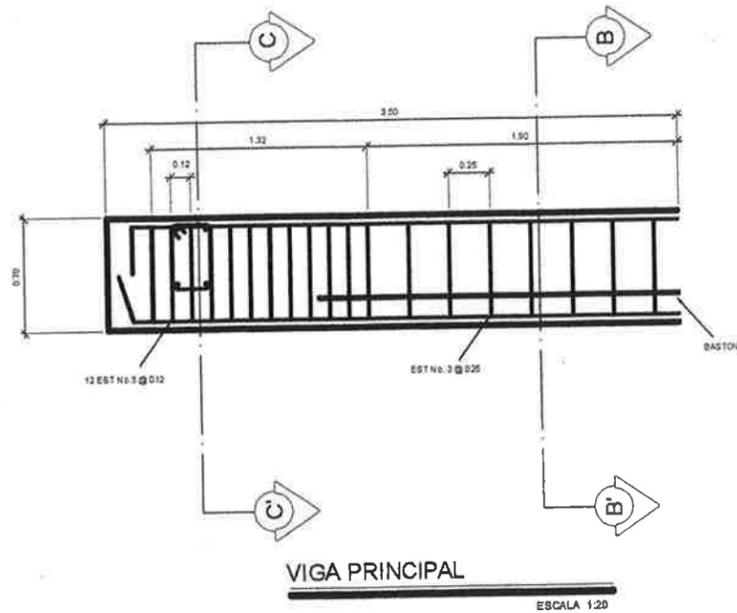
ABSORBENTE
ING. ELYO RODRIGUEZ

AUTORIZACION
AUTORIDAD

FECHA:
SEPTIEMBRE 2015

CONTIENE
DETALLES DE REFUERZO Y
DETALLES DE ESTRIBOS

HOJA
23



ESPECIFICACIONES:
Sobrecarga = h-18
Peso específico del concreto = 2,400 kg/cm³
Peso específico del concreto ciclopeo = 3,350 kg/cm³
F_c = 210 kg/cm²
F_y = 2,810 kg/cm²
Valor soporte del suelo = 2.0 ton/m²

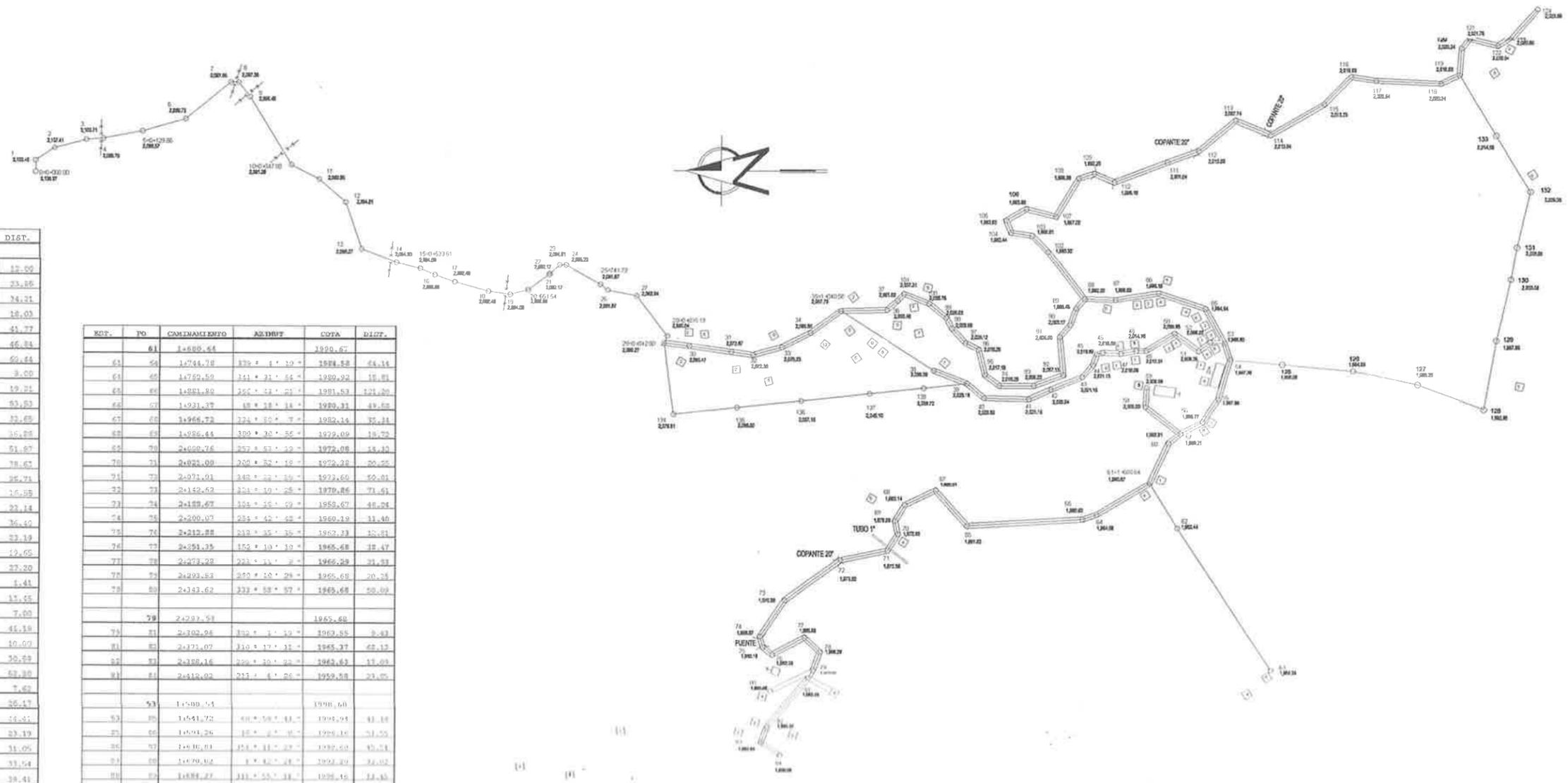
Universidad San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería EPS
Facultad de Ingeniería

	PUNTE VENCILLAR ALTA SAN MIGUEL CALLES EL ESCOBAL	MUNICIPIO SAN MIGUEL
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS	DEPARTAMENTO QUIMUTEL, MUNICIPIO CALLES 90, 100, 1100 ROLANDO LÓPEZ MARTÍNEZ PAROLU CARNÉ 80 12 30
ASesor Ing. BLVIO RODRIGUEZ	FECHA SEPTIEMBRE 2013	HOJA 33
MUNICIPALIDAD DE MATAQUESCUNTA	CONTENIDO DETALLES DE ARMADO	U II

EST.	PO	CAMINAMIENTO	ALZUT	COTA	DIST.
0	0	0+000.00	20 * 0 * 0 *	2135.37	12.00
1	1	0+012.00	20 * 0 * 0 *	2135.45	12.00
2	2	0+024.00	146 * 59 * 34 *	2107.41	23.86
3	3	0+036.00	164 * 45 * 43 *	2100.71	24.21
4	4	0+048.00	172 * 43 * 13 *	2099.79	16.03
5	5	0+060.00	163 * 55 * 31 *	2099.57	41.77
6	6	0+072.00	161 * 56 * 12 *	2099.73	46.84
7	7	0+084.00	141 * 4 * 20 *	2097.05	60.44
8	8	0+096.00	189 * 3 * 3 *	2097.35	3.00
9	9	0+108.00	231 * 20 * 25 *	2099.49	19.21
10	10	0+120.00	219 * 15 * 45 *	2091.26	61.83
11	11	0+132.00	207 * 23 * 0 *	2090.95	31.65
12	12	0+144.00	220 * 35 * 3 *	2094.61	35.87
13	13	0+156.00	210 * 52 * 52 *	2099.27	51.87
14	14	0+168.00	201 * 12 * 3 *	2094.00	78.67
15	15	0+180.00	201 * 13 * 45 *	2096.09	85.71
16	16	0+192.00	205 * 3 * 1 *	2090.55	16.58
17	17	0+204.00	198 * 28 * 5 *	2092.48	21.14
18	18	0+216.00	195 * 59 * 43 *	2092.48	36.40
19	19	0+228.00	187 * 25 * 30 *	2094.00	31.19
20	20	0+240.00	165 * 16 * 23 *	2090.95	19.65
21	21	0+252.00	143 * 59 * 23 *	2092.17	37.20
22	22	0+264.00	116 * 3 * 0 *	2092.17	1.41
23	23	0+276.00	117 * 59 * 45 *	2094.61	15.65
24	24	0+288.00	189 * 0 * 3 *	2095.23	7.00
25	25	0+300.00	209 * 5 * 17 *	2091.87	41.19
26	26	0+312.00	216 * 54 * 12 *	2091.87	10.00
27	27	0+324.00	131 * 23 * 25 *	2093.91	30.89
28	28	0+336.00	232 * 39 * 46 *	2090.04	60.80
29	29	0+348.00	202 * 11 * 55 *	2092.17	7.62
30	30	0+360.00	186 * 16 * 30 *	2085.47	26.17
31	31	0+372.00	197 * 35 * 55 *	2072.67	46.42
32	32	0+384.00	187 * 27 * 52 *	2072.36	23.19
33	33	0+396.00	165 * 6 * 3 *	2070.23	31.05
34	34	0+408.00	153 * 21 * 15 *	2065.05	33.54
35	35	0+420.00	164 * 17 * 53 *	2057.71	38.41
36	36	0+432.00	178 * 17 * 13 *	2051.46	47.99
37	37	0+444.00	197 * 41 * 36 *	2051.63	14.83
38	38	0+456.00		2057.73	
39	39	0+468.00	212 * 20 * 13 *	2036.38	115.13
40	40	0+480.00	201 * 48 * 5 *	2029.16	37.65
41	41	0+492.00	218 * 46 * 20 *	2029.69	21.43
42	42	0+504.00	181 * 10 * 8 *	2021.15	47.01
43	43	0+516.00	166 * 22 * 9 *	2020.24	15.03
44	44	0+528.00	185 * 26 * 55 *	2021.15	35.47
45	45	0+540.00	130 * 12 * 11 *	2021.15	17.03
46	46	0+552.00	109 * 59 * 30 *	2016.88	11.78
47	47	0+564.00	141 * 35 * 54 *	2016.58	6.32
48	48	0+576.00	183 * 3 * 16 *	2016.58	19.01
49	49	0+588.00	169 * 25 * 49 *	2014.75	16.28
50	50	0+600.00	180 * 3 * 1 *	2012.31	19.00
51	51	0+612.00	7 * 48 * 55 *	2009.88	34.97
52	52	0+624.00	215 * 44 * 24 *	2008.35	20.91
53	53	0+636.00	143 * 5 * 28 *	2006.22	15.00
54	54	0+648.00	183 * 45 * 51 *	1998.60	15.03
55	55	0+660.00	250 * 35 * 36 *	1997.38	38.03
56	56	0+672.00	285 * 57 * 43 *	1997.99	43.62
57	57	0+684.00	305 * 20 * 25 *	1996.77	29.41
58	58	0+696.00	312 * 28 * 59 *	1999.21	35.84
59	59	0+708.00	37 * 50 * 30 *	2005.00	45.81
60	60	0+720.00	92 * 52 * 40 *	2008.95	20.02
61	61	0+732.00		1999.21	
62	62	0+744.00	220 * 13 * 40 *	1992.81	15.62
63	63	0+756.00	294 * 82 * 38 *	1990.67	47.42
64	64	0+768.00	213 * 23 * 28 *	1982.44	85.23
65	65	0+780.00	226 * 16 * 36 *	1984.24	177.70

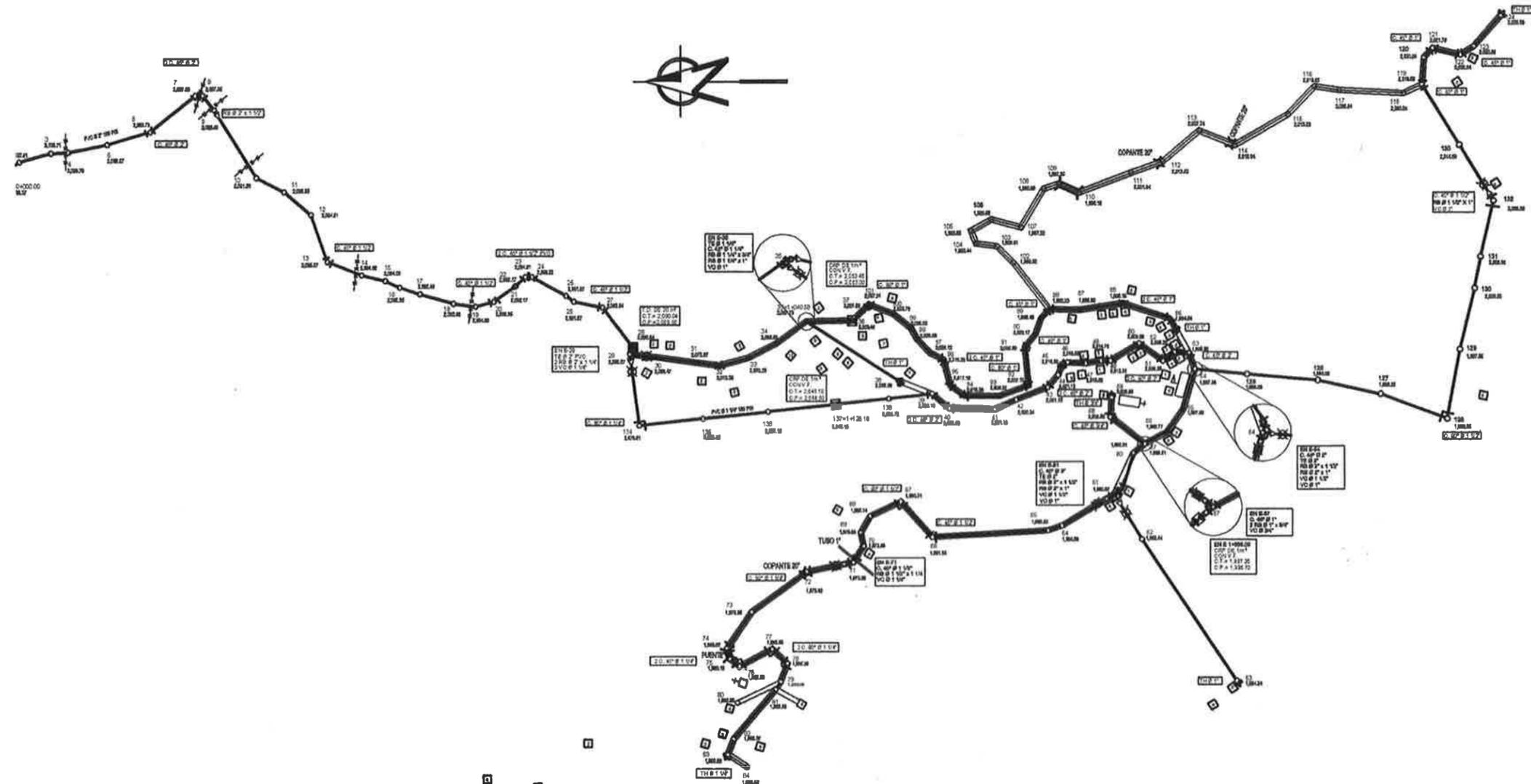
EST.	PO	CAMINAMIENTO	ALZUT	COTA	DIST.
66	66	1+000.00	229 * 1 * 10 *	1988.58	44.14
67	67	1+012.00	147 * 21 * 54 *	1980.22	10.81
68	68	1+024.00	150 * 52 * 21 *	1981.53	121.80
69	69	1+036.00	149 * 32 * 18 *	1980.31	49.08
70	70	1+048.00	124 * 10 * 7 *	1982.14	75.14
71	71	1+060.00	109 * 30 * 56 *	1979.09	10.72
72	72	1+072.00	257 * 51 * 12 *	1972.08	15.17
73	73	1+084.00	252 * 52 * 12 *	1972.28	20.25
74	74	1+096.00	242 * 32 * 59 *	1973.60	50.01
75	75	1+108.00	234 * 10 * 28 *	1970.86	71.51
76	76	1+120.00	151 * 15 * 09 *	1955.07	48.04
77	77	1+132.00	221 * 11 * 2 *	1966.28	31.83
78	78	1+144.00	252 * 10 * 29 *	1965.68	20.25
79	79	1+156.00	233 * 38 * 57 *	1965.68	50.09
80	80				
81	81				
82	82				
83	83				
84	84				
85	85				
86	86				
87	87				
88	88				
89	89				
90	90				
91	91				
92	92				
93	93				
94	94				
95	95				
96	96				
97	97				
98	98				
99	99				
100	100				
101	101				
102	102				
103	103				
104	104				
105	105				
106	106				
107	107				
108	108				
109	109				
110	110				
111	111				
112	112				
113	113				
114	114				
115	115				
116	116				
117	117				
118	118				
119	119				
120	120				

EST.	PO	CAMINAMIENTO	ALZUT	COTA	DIST.
121	121	1+180.00	131 * 87 * 14 *	2021.75	13.65
122	122	1+192.00	151 * 16 * 14 *	2020.54	29.03
123	123	1+204.00	147 * 11 * 53 *	2020.65	16.44
124	124	1+216.00	131 * 15 * 8 *	2021.59	42.52
125	125				
126	126				
127	127				
128	128				
129	129				
130	130				
131	131				
132	132				
133	133				
134	134				
135	135				
136	136				
137	137				
138	138				
139	139				
140	140				
141	141				
142	142				
143	143				
144	144				
145	145				
146	146				
147	147				
148	148				
149	149				
150	150				



Universidad de San Carlos de Guatemala
 Ing. Silvio José Rodríguez Ferrero
 ASESOR - SUPERVISOR DE EBS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EBS
 Facultad de Ingeniería

	INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE A ALDEA EL MANZANO	PLANEO: MITADESCUENTA DISEÑO: JULIA
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EBS	AUTOR: RONALD LICHO VARELA CARRERA: INGENIERIA CIVIL
	ASesor: Ing. SILVIO RODRIGUEZ	AUTOREVISOR:
	FIRMA:	FECHA:
	BEBO:	FECHA:
	CONTENIDO: PLANTA TOPOGRAFICA ALDEA EL MANZANO	PLANEO DE:
		HOJA: 11



SIMBOLOGIA

	INDICACION DE MDT (D.A.)		VALVULA
	CANALIZACION DE 30 MP (C.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE DISTRIBUCION		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 100 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 150 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 200 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 250 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 300 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 350 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 400 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 450 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 500 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 550 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 600 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 650 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 700 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 750 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 800 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 850 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 900 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 950 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO
	TUBERIA DE 1000 (D.A.)		VALVULA DE MANEJO

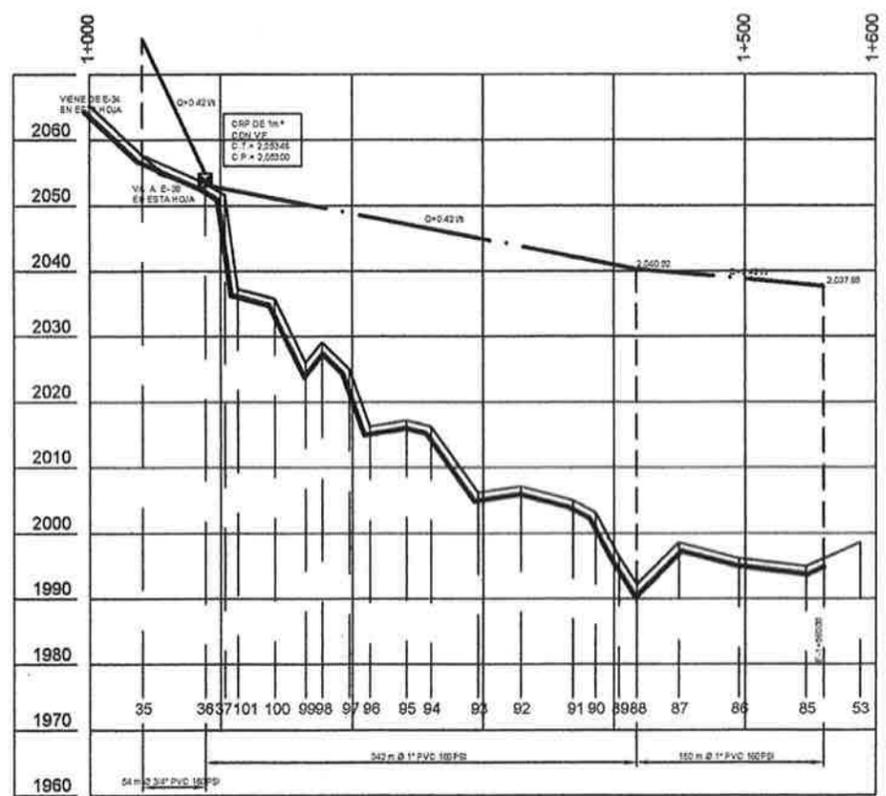
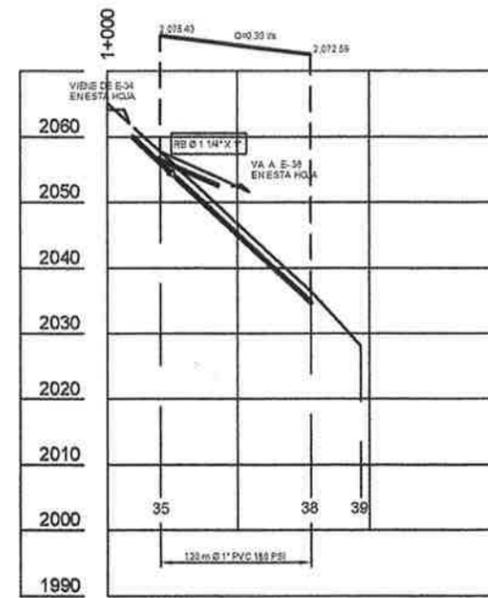
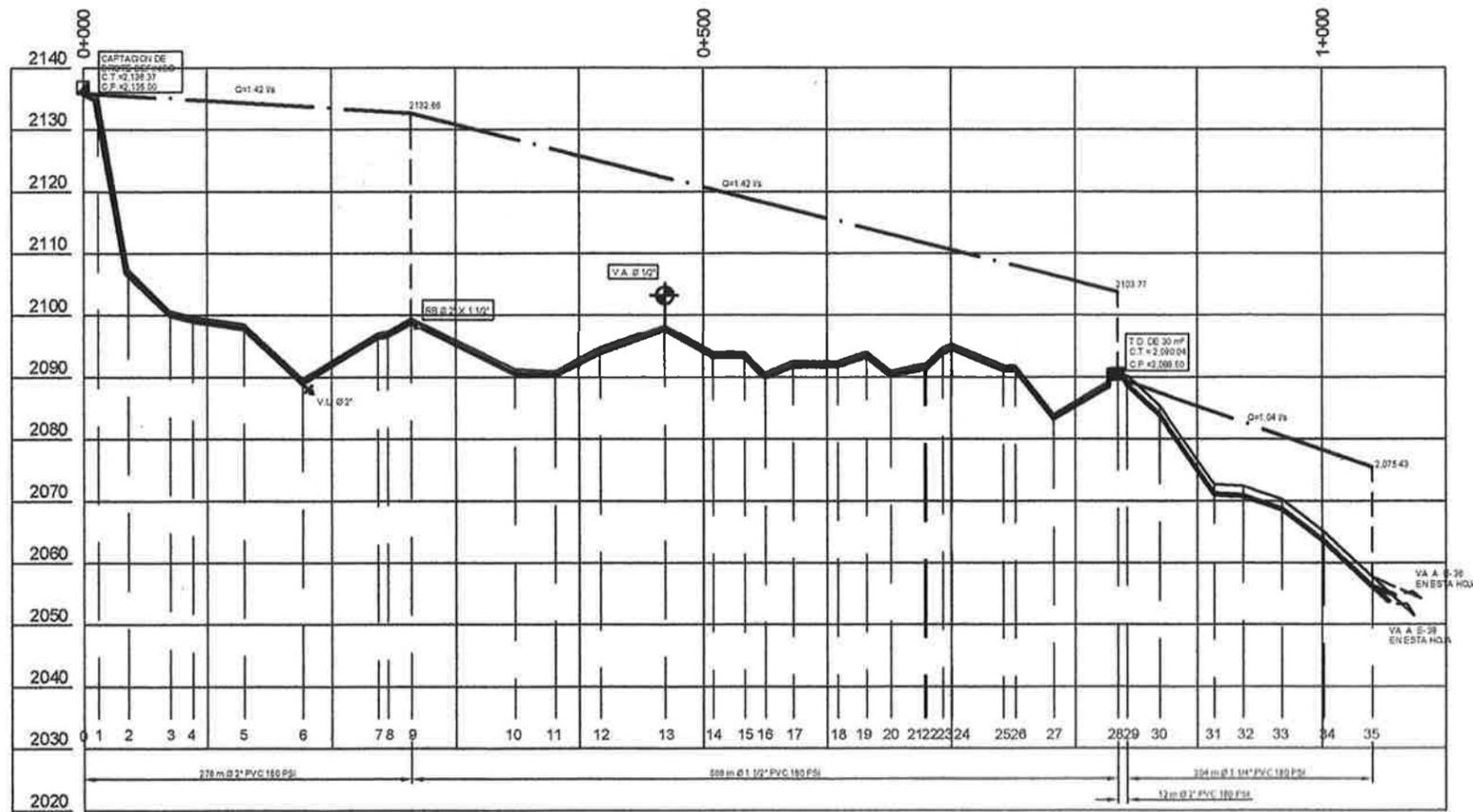
NOTA: REBA DETALLADA VER PLANO TIPO EN HOJAS ENVIADAS
 OBTENCION DE UN BRINTE DERECHO / VER DETALLE EN HOJA NO. 4/11
 TUBERIA DE DISTRIBUCION DE 30 MP / VER DETALLE EN HOJA NO. 7 Y 8/11
 REPOLEADOR / VER DETALLE EN HOJA NO. 4/11
 CANALIZACION DE 30 MP (C.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 CANALIZACION DE 100 MP (C.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 100 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 150 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 200 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 250 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 300 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 350 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 400 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 450 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 500 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 550 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 600 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 650 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 700 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 750 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 800 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 850 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 900 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 950 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11
 TUBERIA DE 1000 (D.A.) / VER DETALLE EN HOJA NO. 13/11

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Practicas de Ingenieria y EPS
 Facultad de Ingenieria

MUNICIPIO DE MATAMOROS

INTRODUCCION DE AGUA POTABLE A LA ALDEA EL MANZANO
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EPS

ASesor: ING. BLANCO RODRIGUEZ
 FECHA: JULIO 2010
 PLANO: A E U
 HOJA: 2 11



SIMBOLOGIA

RESERVOIR (R)	RESERVOIR (R)
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 8/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 7 Y 8/21
TUNEL DE DISTRIBUCION DE 20 m ² / VER DETALLE EN HOJA No. 8/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 12/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 13/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 14/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 15/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 16/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 17/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 18/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 19/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 20/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 21/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 22/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 23/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 24/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 25/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 26/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 27/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 28/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 29/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 30/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 31/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 32/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 33/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 34/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 35/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 36/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 37/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 38/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 39/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 40/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 41/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 42/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 43/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 44/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 45/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 46/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 47/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 48/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 49/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 50/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 51/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 52/21
CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 53/21	CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 54/21

NOTA: PARA ESTRUCTURA VER PLANO TERCIO EN HOJAS INICIADES

OPCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 8/21

TUNEL DE DISTRIBUCION DE 20 m² / VER DETALLE EN HOJA No. 7 Y 8/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 12/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 13/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 14/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 15/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 16/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 17/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 18/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 19/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 20/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 21/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 22/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 23/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 24/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 25/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 26/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 27/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 28/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 29/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 30/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 31/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 32/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 33/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 34/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 35/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 36/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 37/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 38/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 39/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 40/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 41/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 42/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 43/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 44/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 45/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 46/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 47/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 48/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 49/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 50/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 51/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 52/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 53/21

CONDUCCION DE UN BRINTE DEFUNDO / VER DETALLE EN HOJA No. 54/21

INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA EL MANZANO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EPD

ASESOR
 Ing. SILVIO RODRIGUEZ

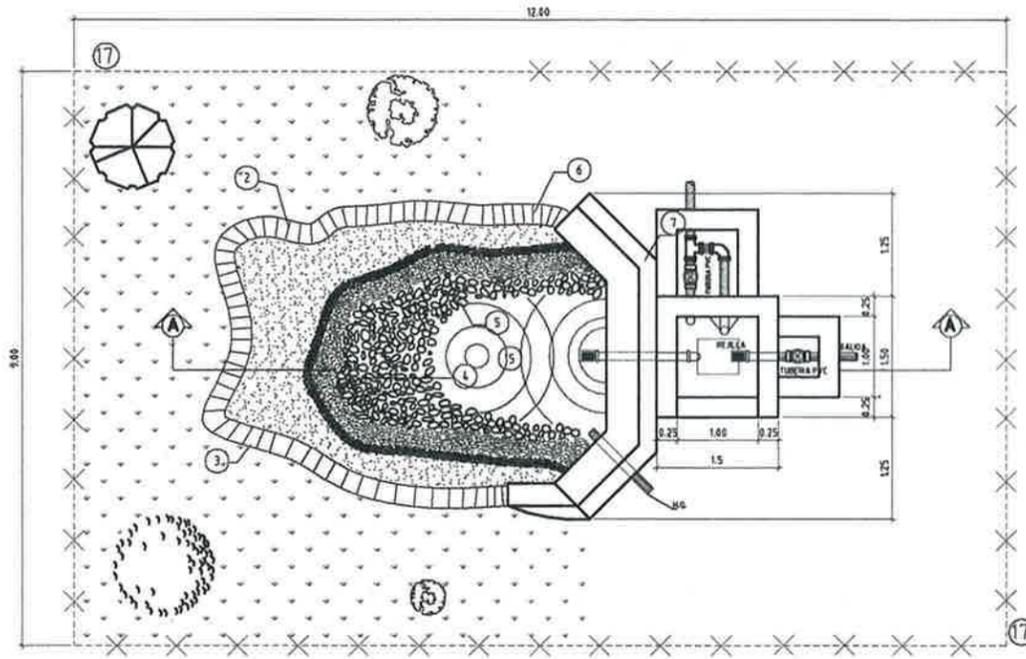
FECHA
 JULIO 2010

PLANO DE
 A E

HOJA
 3 11

MUNICIPALIDAD DE MATAGUECINDA

CONTIENE PERFILES DE DISEÑO HIDRAULICO ALDEA EL MANZANO



PLANTA DE CAPTACION DE UN BROTE DEFINIDO

SIN ESCALA

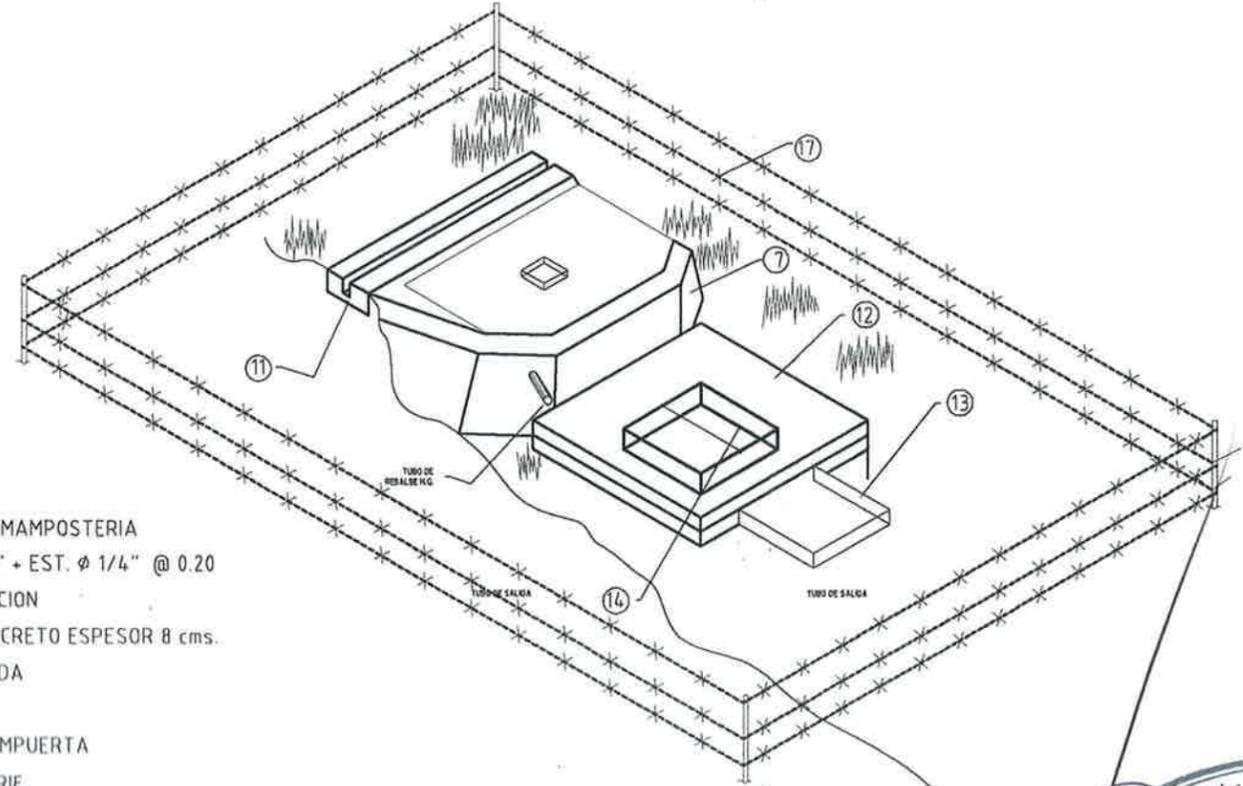
NOTA:
 -EL REBALSE DE 4" DEBE SER INSTALADO A UN MÍNIMO DE 5 cm. ABajo DE LA COTA MAS BAJA DEL BROTE DEL MANTAL PARA EVITAR RECAIDAS EN EL MISMO.
 -LA CONSTRUCCION DE LA VIGA VER COSTE A-A DEBERIA A CRITERIO DEL CONSTRUCTOR CUANDO SE CONSIDERE NECESARIO.
 -EL DESPOQUE DEL REBALSE DEBE ESTAR PROTEGIDO CON REJILLA DE AGUJEROS # 1/4".
 -PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TIPO SEGUN DIAMETRO DE DRENAJE.

NOTAS GENERALES

1. LA EXCAVACION DEBE HACERSE HASTA ENCONTRAR EL ESTRATO IMPERMEABLE DEBE CAPTARSE LA TOTALIDAD DEL AGUA DEL ACUIFERO DEJANDO PREVISTO REBALSE PARA PROTEGER Y EVITAR INFILTRACIONES DEL AGUA SUPERFICIAL. ESTA ZANJA ESTARA A UN MÍNIMO DE 1m. DE LA CAPTACION.

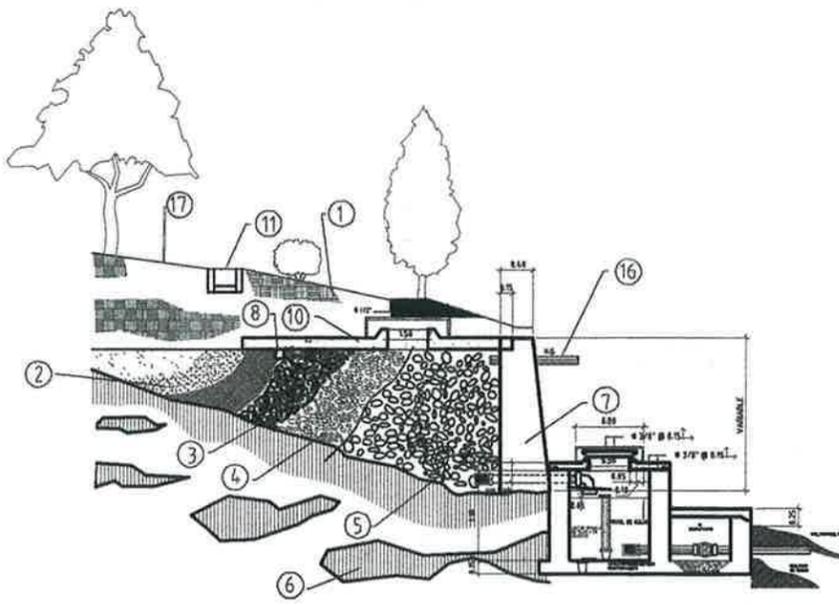
ESPECIFICACIONES

- MAMPOSTERIA DE PIEDRA: PIEDRA BOLA 6X6, MORTERO # 1 UTILIZAR SABETA PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA(1:2:3)
- CONCRETO: F=210 Kg/cm² 3000 Lbs/ft² PROPORCION DE MEZCLA-CEMENTO-ARENA-PIEDRA(1:2:3)
- MURD: LOS MURD DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA 1:2:3 DEBENDIENDO ALISADA
- LOSAS: LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERRADA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION 1:1:1
- REFUERZO: fy = 2818 Kg /cm²



PERSPECTIVA DE CAPTACION

SIN ESCALA



CORTE A-A

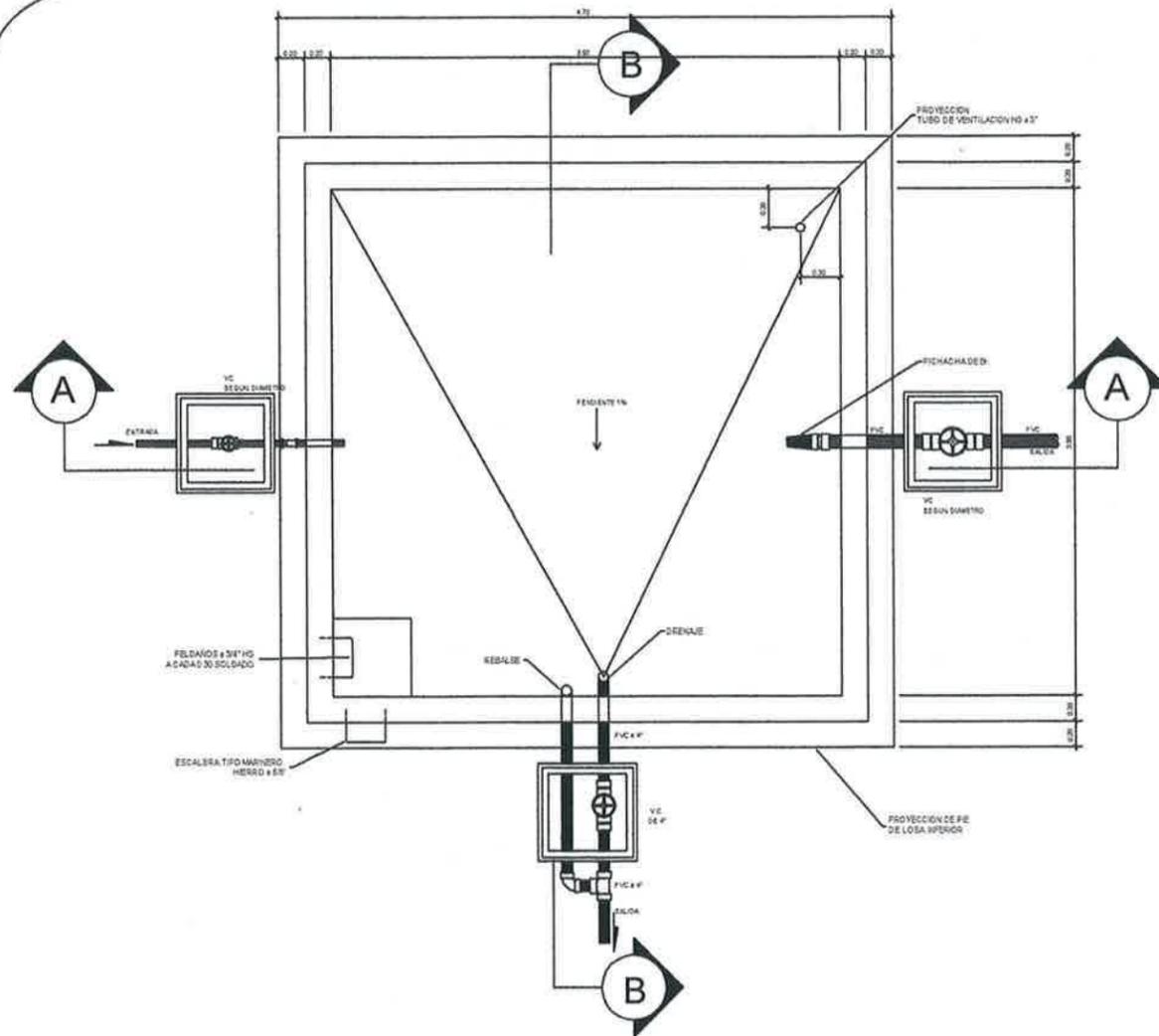
SIN ESCALA

- ① TERRENO NATURAL
- ② ACUIFERO
- ③ GRAVA 1/2"
- ④ GRAVA 3"
- ⑤ PIEDRA BOLA DE 6"-10"
- ⑥ MANTO DE ROCA
- ⑦ MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA
- ⑧ VIGA 0.20 X 0.20 4 ϕ 3/8" + EST. ϕ 1/4" @ 0.20
- ⑨ TAPADERA PARA INSPECCION
- ⑩ SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8 cms.
- ⑪ CONTRACUNETA REVESTIDA
- ⑫ CAJA REUNIDORA
- ⑬ CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
- ⑭ CANDADO PARA INTERPERIE
- ⑮ DEPOSITO DE AGUA
- ⑯ REBALSE ϕ 4" MIN.
- ⑰ CERCO

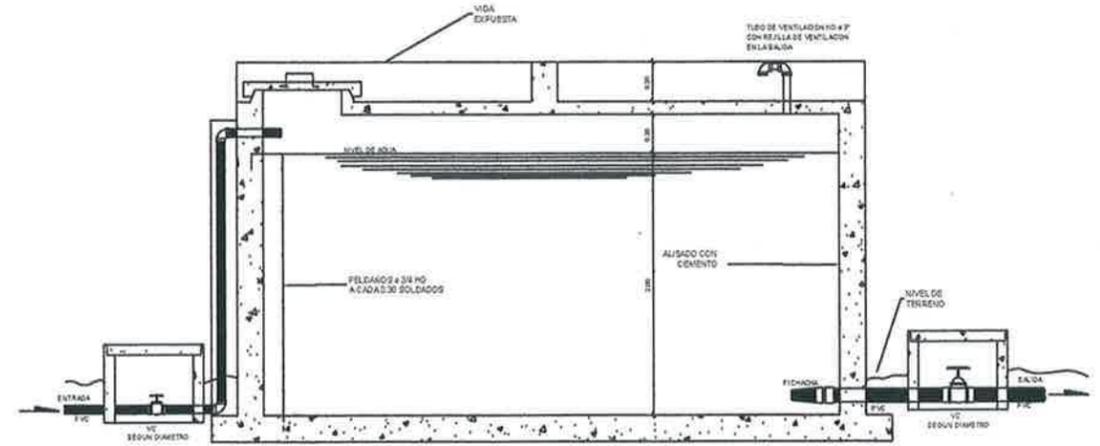
NOTA:
 PARA DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TIPO SEGUN DIAMETRO.

Universidad de San Carlos de Guatemala
 ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Estudios de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

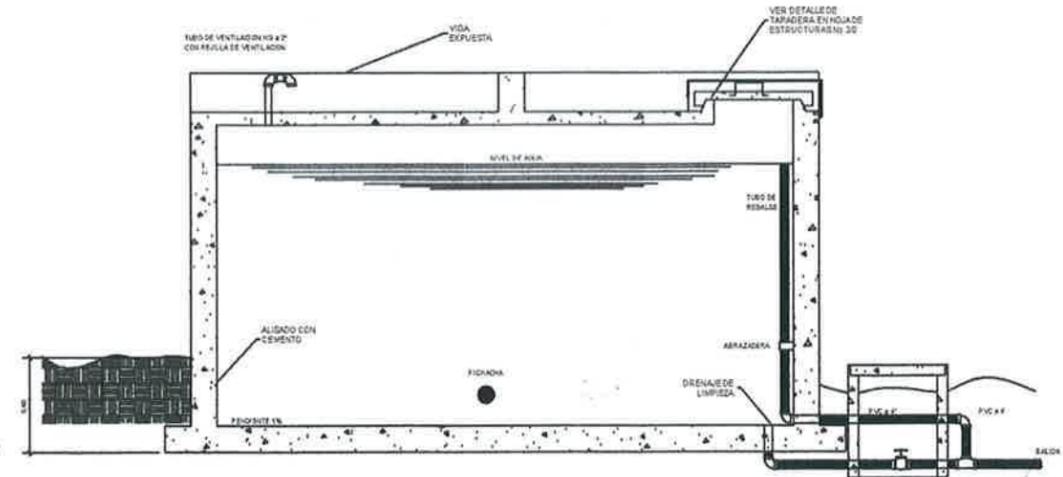
	INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA EL MARZANO	MUNICIPIO: MATAMORUCINTLA DEPARTAMENTO: JALAPA
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS	CALCULO, DISEÑO, DIBUJO: RONALD LIXIMO MARTINEZ RABALEU CARNÉ 80 12 306
ASESOR: Ing. SILVIO RODRIGUEZ	FIRMA:	AUTORIDAD:
BELLO:	FIRMA:	FECHA: JULIO 2 010
CONTIENE CAPTACION DE BROTE DEFINIDO	PLANO DE:	HOJA: 6 11



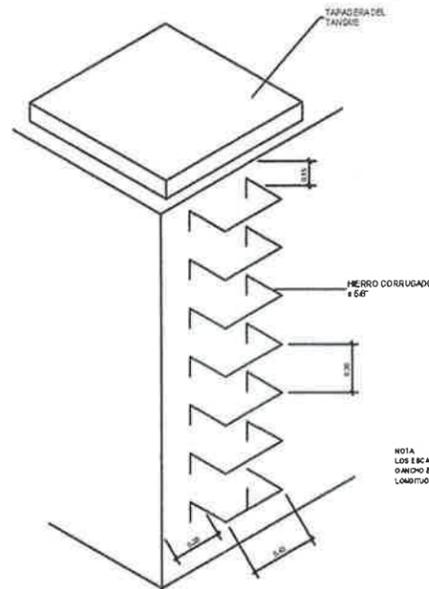
PLANTA DE TANQUE DE DISTRIBUCION
ESCALA 1:25



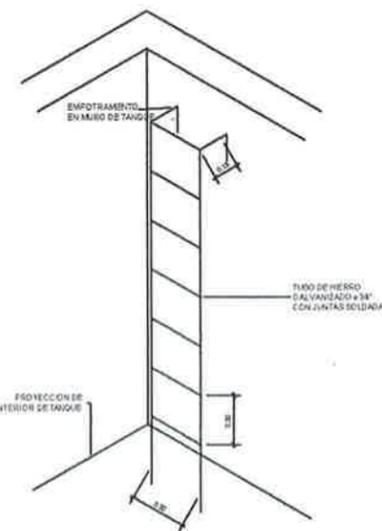
SECCION A-A
ESCALA 1:25



SECCION B-B
ESCALA 1:25



ISOMETRICO DE GRADAS EXTERIORES
ESCALA 1:20



ISOMETRICO DE GRADAS INTERIORES
ESCALA 1:20

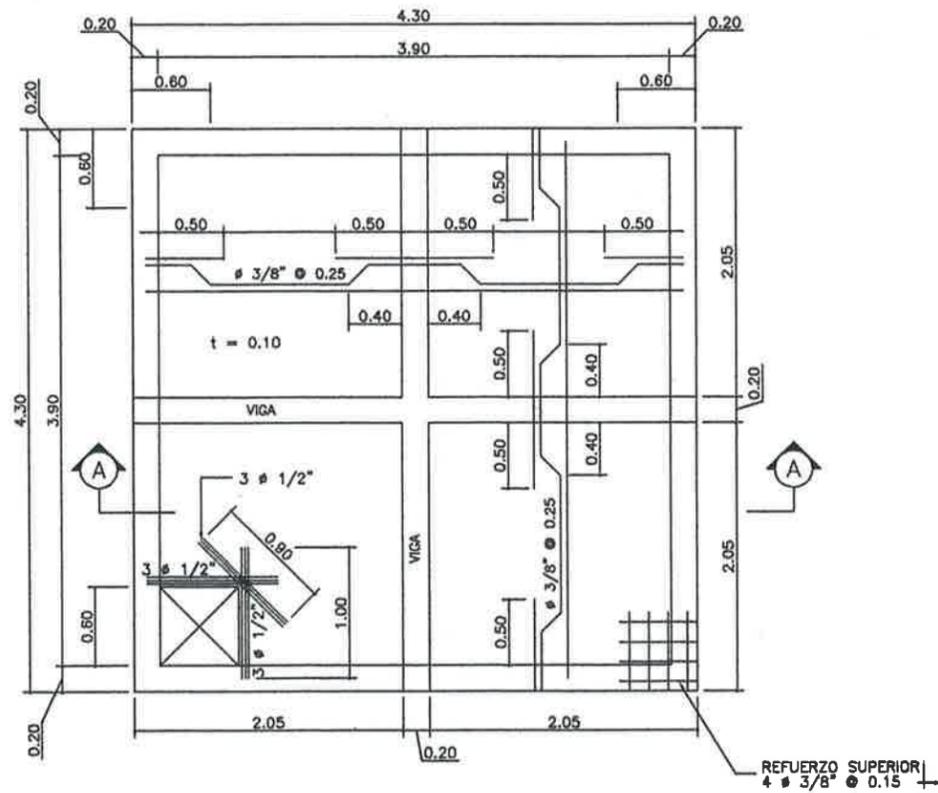
LISTA DE MATERIALES		
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
ACCESORIOS DE ENTRADA (SEGUN DISEÑO)		
ADAPTADORES MACHOS (PVC)	1	U
VALVULA DE COMPUERTA (B)	1	U
CODO 90° HG DE 3"	2	U
TUBERIA HG	3	M
ACCESORIOS DE SALIDA (SEGUN DISEÑO)		
PICHACHA (B)	1	U
ADAPTADORES MACHO (PVC)	3	U
VALVULA DE COMPUERTA (B)	1	U
ACCESORIOS DE DRENAJE Y REBALDE		
TEE PVC 4"	1	U
CODOS DE 90° PVC 4"	3	U
VALVULA DE COMPUERTA 4"	1	U
ADAPTADOR MACHO PVC 4"	2	U
TUBERIA PVC 4"	6	M
ACCESORIOS DE VENTILACION		
NIPLE DE HG 3" X 2000	1	U
NIPLE DE HG 3" X 1000	1	U
CODO HG DE 3" X 90°	2	U
CEDAZO METALICO	1	UP
CEMENTO	176	1 SACO
PIEDRA	10.5	M ³
AREA DE RIO	14	M ²
PARALES DE 3/2"	850	PT
TABLA DE PISO RUSTICA 1X12"	900	PT
CLAVO DE 2"	46	PS
ALAMBRE DE AMARRE	140	DS
HIERRO DE 3/8"	320	VW
HIERRO DE 1/2"	6	VW
HIERRO DE 1/4"	11	VW
ESCALERA INTERIOR DE TUBERIA HO 3/4"	1	U
ESCALERA EXTERIOR HIERRO CORRUGADO 3/8"	1	VW

NOTAS GENERALES

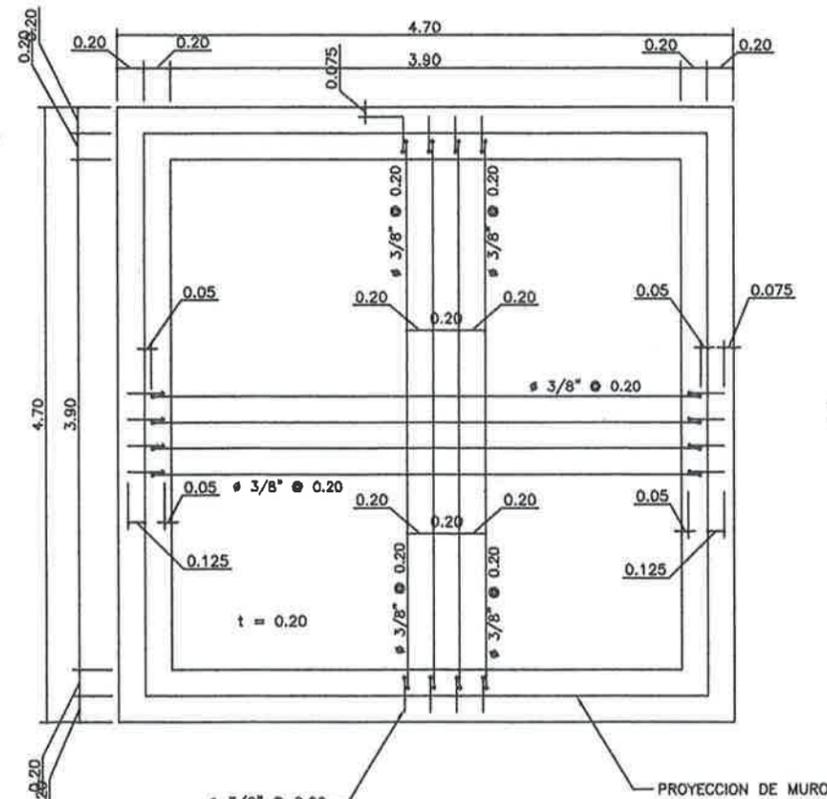
- SE USARA CONCRETO CON $f_c = 210$ KG/CM² LOS 28 DIAS, CON UNA RELACION AGUAJEMENTO = 0.85 (8 GAL/SACO).
- SE USARA PIEDRA DE 3/4" - 1".
- SE USARA ACERO DE REFUERZO CON $f_y = 2810$ KG/CM² (GRADO 60).
- TODO LOS RECURRIMIENTOS INDICADOS SE MEDIRAN DESDE EL ROSTRO DEL REFUERZO A LA CARA EXTERIOR DEL CONCRETO.
- LA LOSA SUPERIOR DEBERA FUNDIRSE CON PAÑUELOS CON PENDIENTE DEL 1% PARA EVACUACION DEL AGUA PLUVIAL A SUPERFICIE O DEBERA SER ACABADO CERRADO.
- LA LLAVE DE CONCRETO EN LA RAZA DE LOS MUROS DEBERA MANTENERSE ENTONDO PRACTICANDO EL AGRIETADO INYECTOR SE DEBERA LAVAR PERFECTAMENTE ANTES DE FUNDIR EL CONCRETO DE LOS MUROS.
- EL REFUERZO VERTICAL DEBERA LIMPIARSE DE REBARBAS DE CONCRETO Y OLEOS ANTES DE FUNDIR LOS MUROS.
- EL TANQUE ESTA DISEÑADO PARA TRABAJAR SUPERFICIALMENTE DENTERRADO.
- LA PROFUNDIDAD MINIMA DE LA CIMENTACION SERA DE 0.40 M.
- SI EL MATERIAL DE BASE ES ANENGO DEBERA SUPERFICIALMENTE UTILIZARSE CON UN CEMENTO ANTES DE FUNDIR LA LOSA INFERIOR.
- TODO LO REFERENTE A LONGITUDES DE ANCLAJE Y TRASLAPES DEL REFUERZO SE HARA CUMPLIENDO CON LAS ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS RURALES Y EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO DEL ACI 318. EN NINGUN CASO SE DEBERAN TENER TRASLAPES EN LOS PUNTOS SOSTENES.
- AL CENTRO DE LA CAMA SUPERIOR DE LA LOSA DE CIMENTACION:
 - EN UNA LONGITUD DE 0.75 M SOBRE LA BASE DE LOS MUROS, REFUERZO VERTICAL.
 - EN UNA LONGITUD DE 0.40 M REFUERZO HORIZONTAL DE LOS MUROS MEDIO DESDE LAS ESQUINAS.
 - EN TODO CASO DEBERA USARSE TRASLAPES ALTERNOS.
- SE DEBERA INVESTIGAR LA POSIBILIDAD DE LA EXISTENCIA DE SUBPRESION POR EL NIVEL FREATICO ALTO. SE DEBERAN TOMAR LAS MEDIDAS PERTINENTES.

NOTA:
PARA DETALLE DE CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TYPICO EN HOJA 10: 1911

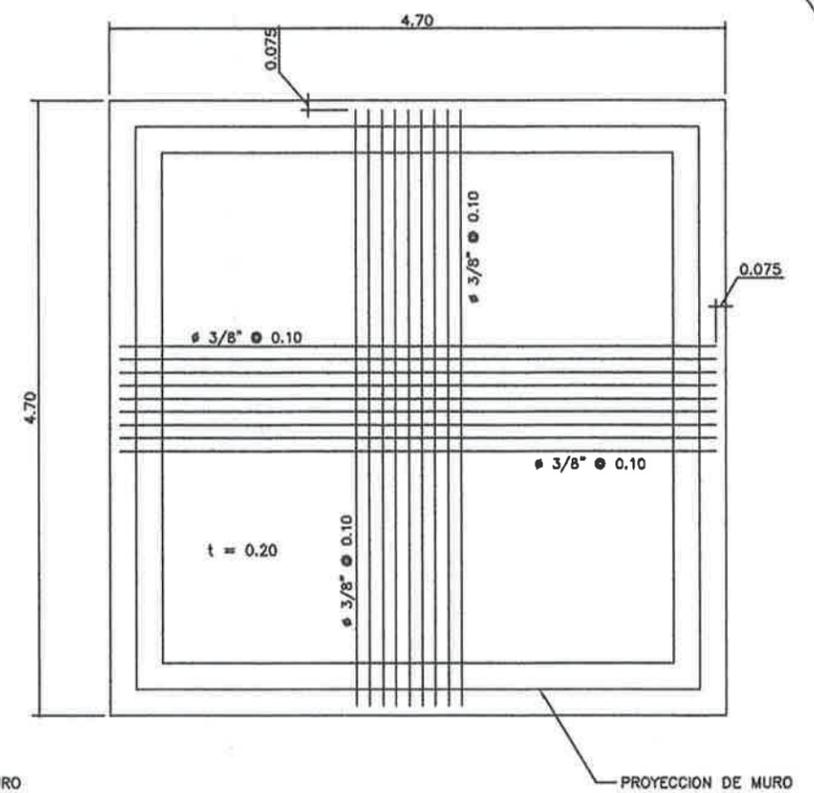
INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA EL MANZANO
 MUNICIPIO: MATAGUECUINTLA
 DEPARTAMENTO: JALAPA
 CALCULO, DISEÑO, DIBUJO: RONALD LUCIO MARTINEZ RABALBU
 CARNÉ: 80 12 308
 ASESOR: Ing. SILVIO RODRIGUEZ
 FECHA: JULIO 2, 2015
 CONTENE: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 30 m³ / 1/2
 HOJA 7/11



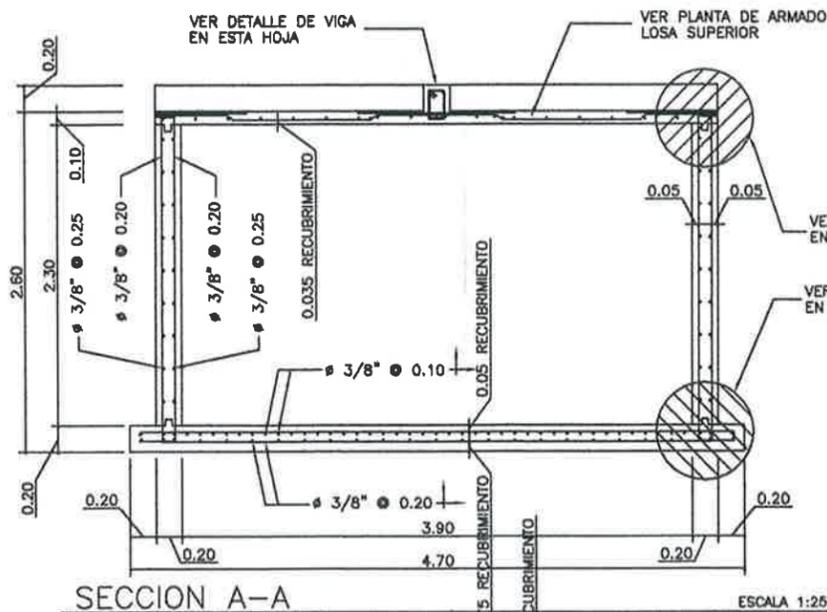
PLANTA DE ARMADO LOSA SUPERIOR ESCALA 1:25



PLANTA CAMA INFERIOR ESCALA 1:25
PLANTA DE ARMADO LOSA INFERIOR ESCALA 1:25



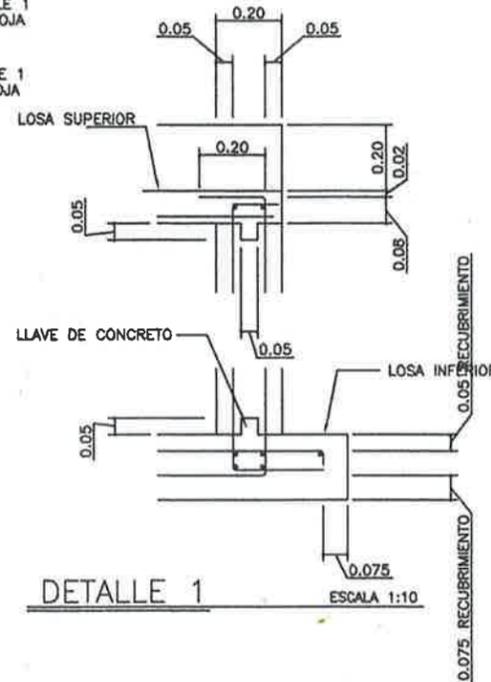
PLANTA CAMA SUPERIOR ESCALA 1:25
PLANTA DE ARMADO LOSA SUPERIOR ESCALA INDICADA



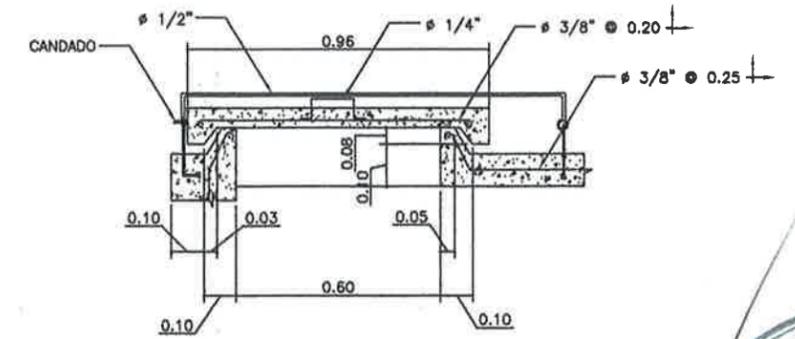
SECCION A-A ESCALA 1:25



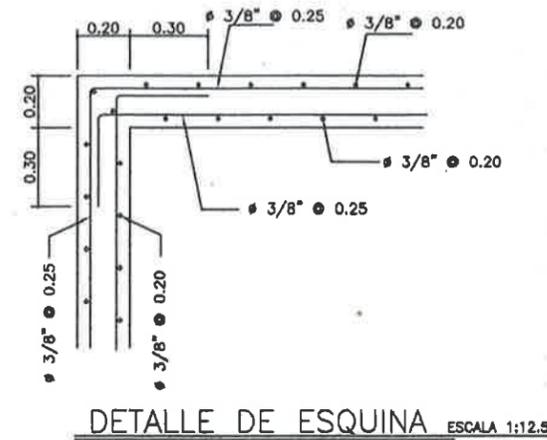
DETALLE DE VIGA ESCALA 1:10



DETALLE 1 ESCALA 1:10



DETALLE DE TAPADERA ESCALA 1:10

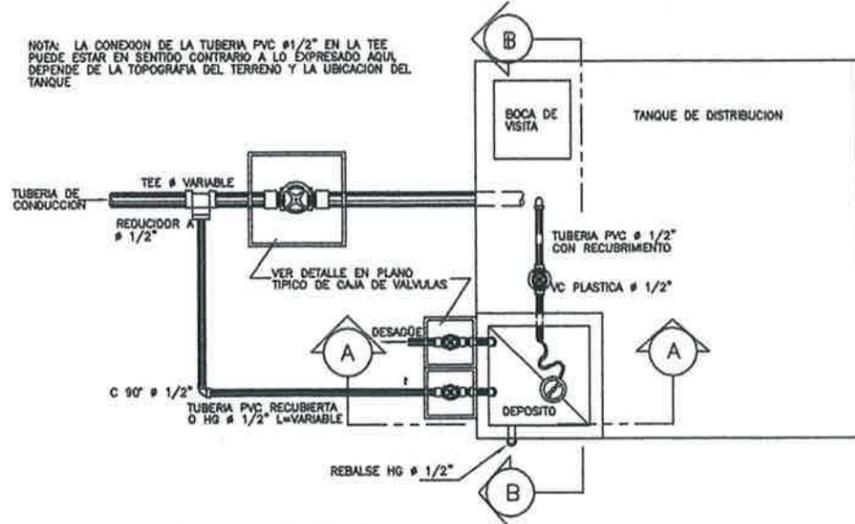


DETALLE DE ESQUINA ESCALA 1:12.5

NOTA: PARA DETALLE DE CAJAS DE VALVULAS VER PLANO TÍPICO EN HOJA Nº 1/11

	INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA EL MANZANO DEPARTAMENTO DE GUATEMALA	INGENIERO RESPONSABLE DEPARTAMENTO DE AGUA
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS	CALCULO, DISEÑO Y DIBUJO RONALD LUCIO MARTINEZ RAGUABU CARRIE 80 12 309
ASESOR Ing. SILVIO RODRIGUEZ	FIRMA _____	AUTORIDAD _____
MUNICIPALIDAD DE MATAGUESCUNTLA	FIRMA _____	FECHA JULIO 2, 2010
CONTIENE TANQUE DE DISTRIBUCION DE 30 m³ / 22	SELLO _____	PLANO Nº A E U II





PLANTA DE HIPOCLORADOR

SIN ESCALA

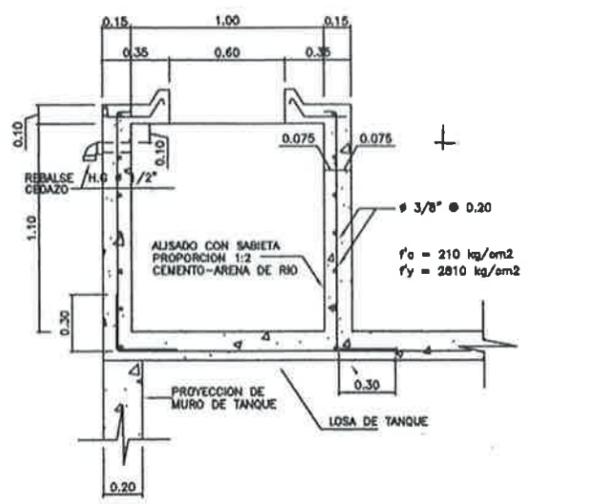
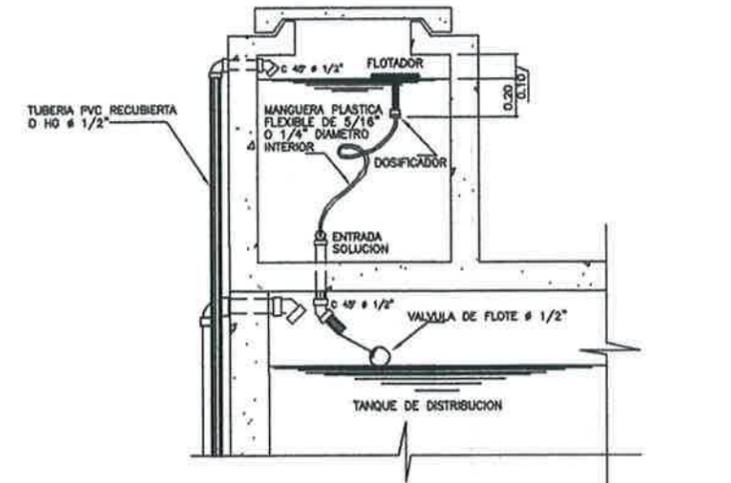
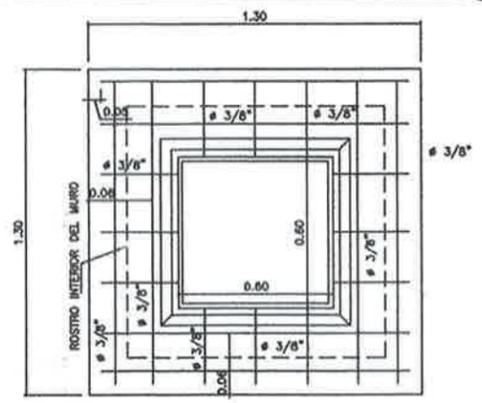
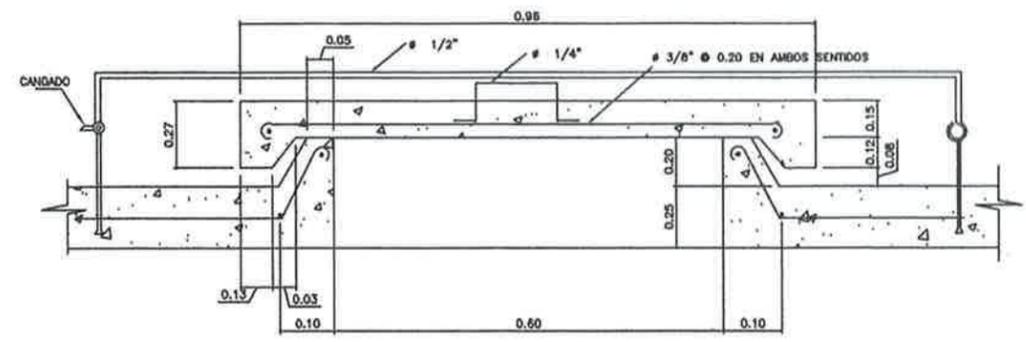


TABLA No. 1

HIPOCLORITO NECESARIO PARA PREPARAR

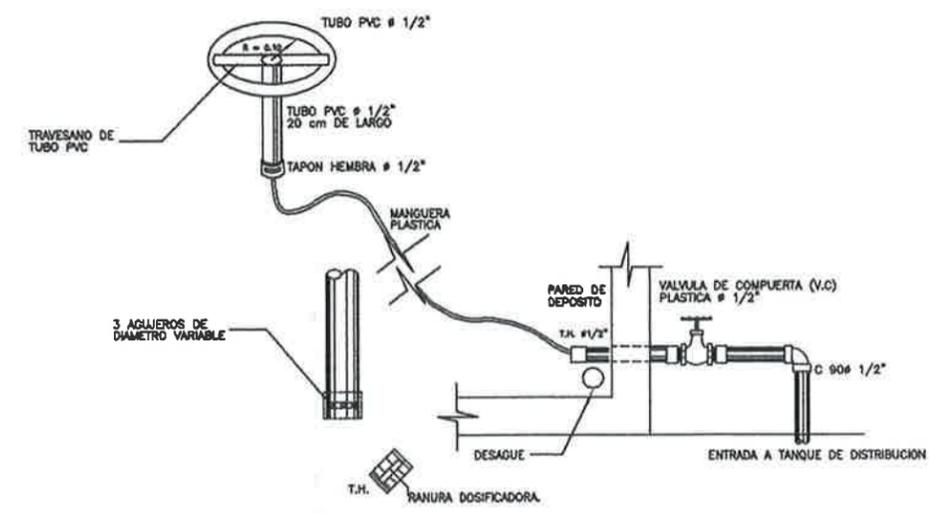
VOLUMEN DE SOLUCION REQUERIDA	CANTIDAD DE HIPOCLORITO					
	65 %	66 %	67 %	68 %	69 %	70 %
LITROS	GRAMOS	GRAMOS	GRAMOS		GRAMOS	GRAMOS
100	183.88	181.52	148.25		144.93	142.88

1 lb. = 480 gramos

VOLUMEN DEL DEPOSITO A UTILIZARSE 1000 lts.
DOSIFICAR 3 LIBRAS Y 1 ONZA PARA 65%
DOSIFICAR 3 LIBRAS PARA 70%

PREPARACION DE LA SOLUCION DE HIPOCLORADOR INSTRUCCIONES

- 1.- PREPARAR LA SOLUCION CONCENTRADA DE HIPOCLORITO DE SODIO EN OTRO TANQUE O DEPOSITO MEZCLANDOLA PERFECTAMENTE, COMO EL CAUDAL DE CONDUCCION ES DE 1.20 LA CANTIDAD DE CLOROGENO NECESARIO PARA PREPARAR UNA SOLUCION AL 0.10% ES DE 4.30 LITROS/HORA Y 1000 LITROS/DIA.
- 2.- DEJAR SEDIMENTAR LA SOLUCION, EL LIQUIDO CLARO PASARLO AL DEPOSITO DEL HIPOCLORADOR EL SEDIMENTO DESECHARLO YA QUE ES INACTIVO Y PRODUCE TAPONAMIENTOS EN LA TUBERIA
- 3.- LA TABLA 1 INDICA EL VOLUMEN DE SOLUCION AL 0.1% RESPECTIVAMENTE, NECESARIA PARA APLICAR DURANTE DOS DIAS COMO MINIMO.
- 4.- PARA VARIAR LA DOSIFICACION GRADUAR EL CAUDAL CON LOS ORIFICIOS QUE APARECEN EN LA RANURA DOSIFICADORA.
- 5.- LA CAIDA DE LA SOLUCION DE HIPOCLORITO AL TANQUE DEBERA SER NORMAL A LA ENTRADA DE AGUA PROCEDENTE DE LA CONDUCCION, O EN OTROS PALABRAS, DEBERA CAER LA SOLUCION DE HIPOCLORITO SOBRE EL CHORRO DE AGUA QUE ENTRA AL TANQUE PROCEDENTE DE LA CONDUCCION, CON EL OBJETO DE LOGRAR UNA BUENA MEZCLA EN UN TIEMPO RELATIVAMENTE CORTO.
- 6.- EL PERIODO DE CONTACTO EN EL TANQUE DE DISTRIBUCION SERA COMO MINIMO DE DOS HORAS, TIEMPO DURANTE EL CUAL EL AGUA NO PASARA A LA RED DE DISTRIBUCION, ESTO SOLO SE HACE CUANDO SE INICIA EL PROCESO DE CLORACION



INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA EL MANZANO

MUNICIPALIDAD DE MATAQUECUINTA

DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

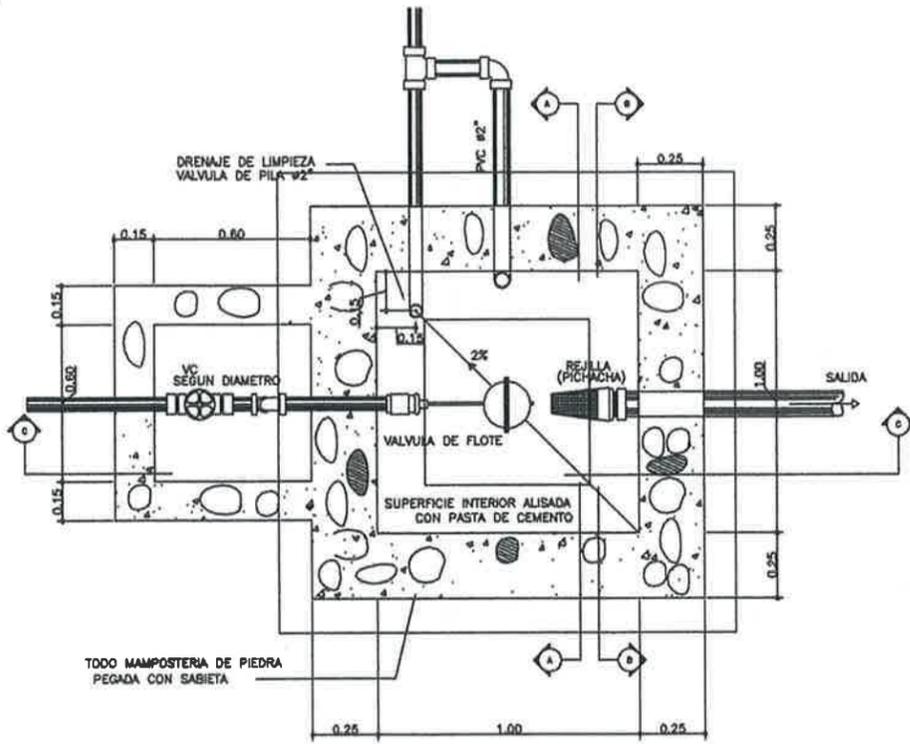
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS

ASESOR Ing. SILVIO RODRIGUEZ

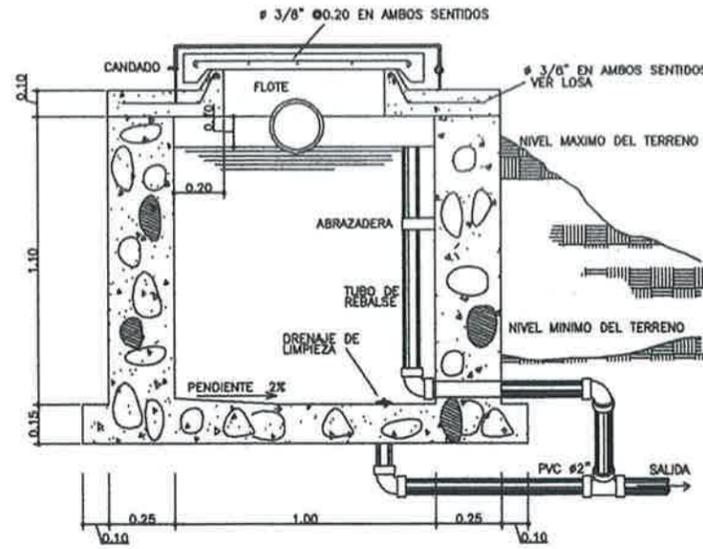
FECHA: JULIO 2019

HOJA 9/11

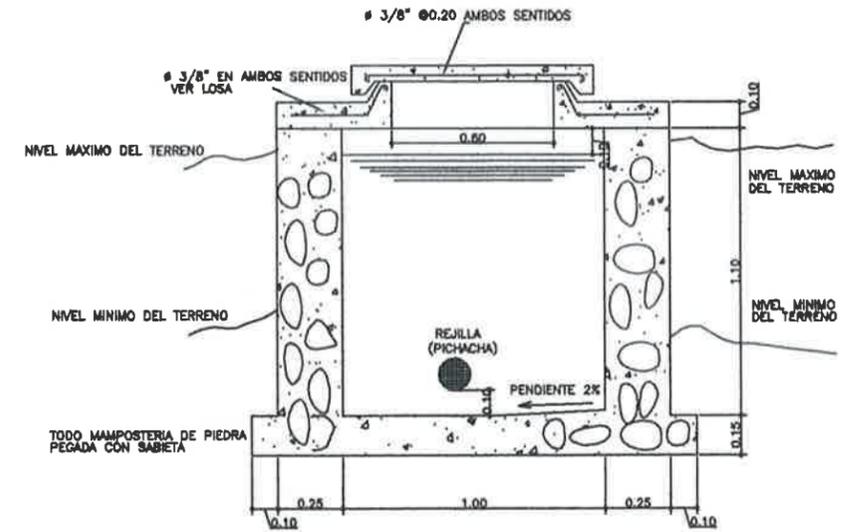
CONTIENE: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 30 m³



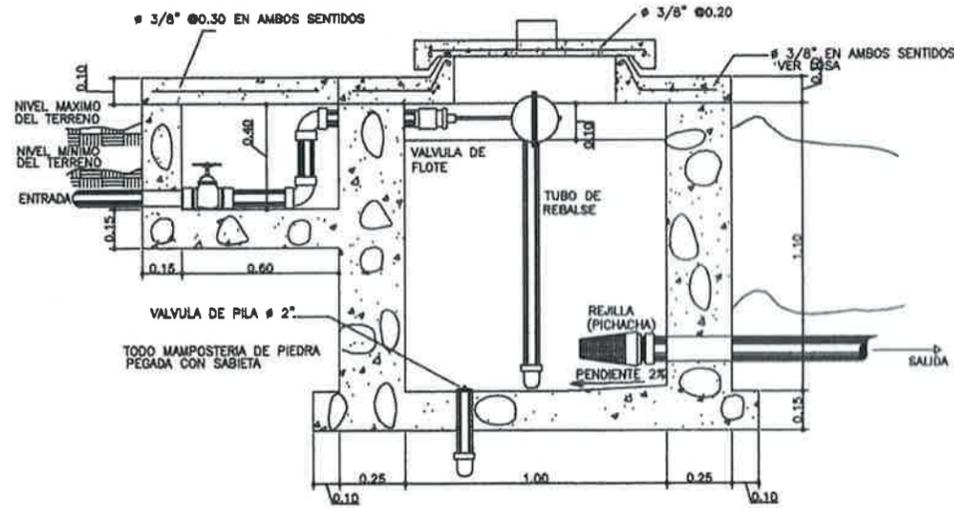
PLANTA
ESCALA 1:12.5



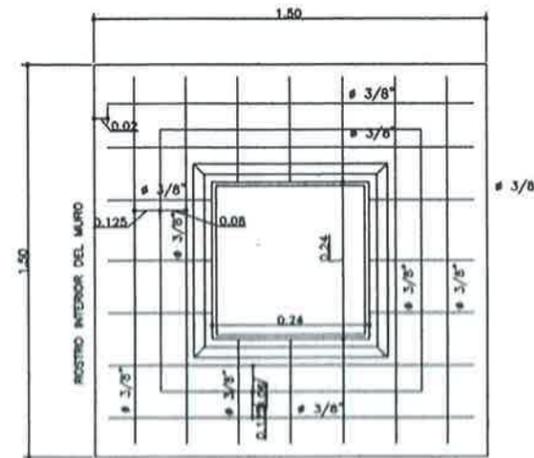
SECCION A-A
ESCALA 1:12.5



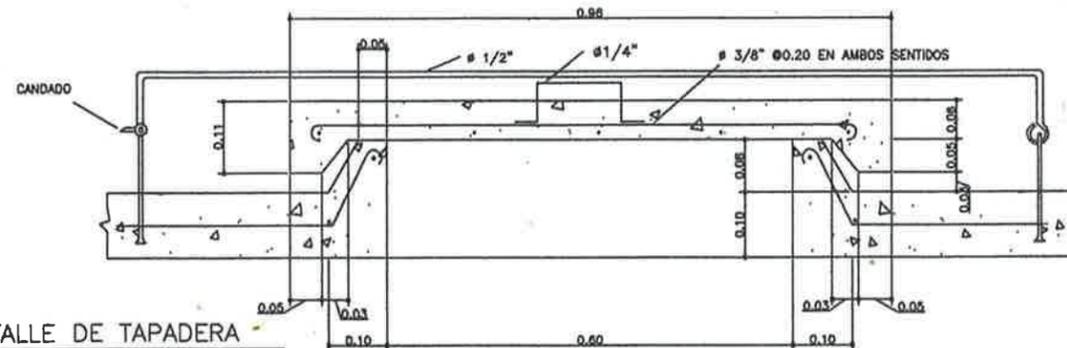
SECCION B-B
ESCALA 1:12.5



SECCION C-C
ESCALA 1:12.5



DETALLE DE LOSA
ESCALA 1:12.5



DETALLE DE TAPADERA
ESCALA 1:5

NOTAS :

MAMPOSTERIA 87 % PIEDRA
33 % SABIETA 1: CEMENTO
2: ARENA DE RIO
CONCRETO = F'c 3 Kal
ACERO DE REFUERZO Fy = 40 Kal

ESPECIFICACIONES PARA
VALVULAS DE FLOTE

MATERIALES

CUERPO Y VARILLA BRONCE
SELLO I CAUCHO
PELOTA COBRE

PRESION DE TRABAJO
100 lbs/pulg.2 EN ROSCAS

INSTALACION

HORIZONTAL, DESVIACION MAXIMA
PERMITIDA 48"

VER DETALLE DE CAJA DE VALVULAS
EN HOJA No. 11/11

LISTA DE MATERIALES		
ACCESORIOS DE ENTRADA (SEGUN DISENO)	CANTIDAD	UNIDAD
ADAPTADORES MACHO (PVC)	2	U
VALVULA DE COMPUERTA (Br)	1	U
CODOS DE 90° (PVC)	2	U
ADAPTADOR HEMBRA PVC	1	U
VALVULA DE FLOTE	1	U
ACCESORIOS DE SALIDA (SEGUN DISENO)		
PICHACHA (Br)	1	U
ADAPTADORES MACHO (PVC)	1	U
ACCESORIOS DE DRENAJE Y REBALSE		
TEE PVC (SEGUN CASO)	1	U
CODOS DE 90° PVC	3	U
VALVULA DE PILA Br #2"	1	U
CEMENTO	11	sacos
PIEDRA	1.4	m3
ARENA DE RIO	1.8	m3
PARALES DE 3"x3"x10'	38	PT
TABLA DE PINO RUSTICA 1"x12"x10'	80	PT
CLAVO	2	lbs
ALAMBRE DE AMARRE	1	lb
HIERRO DE 3/8"	6	m
HIERRO DE 1/2"	2	m

REFERENCIAS

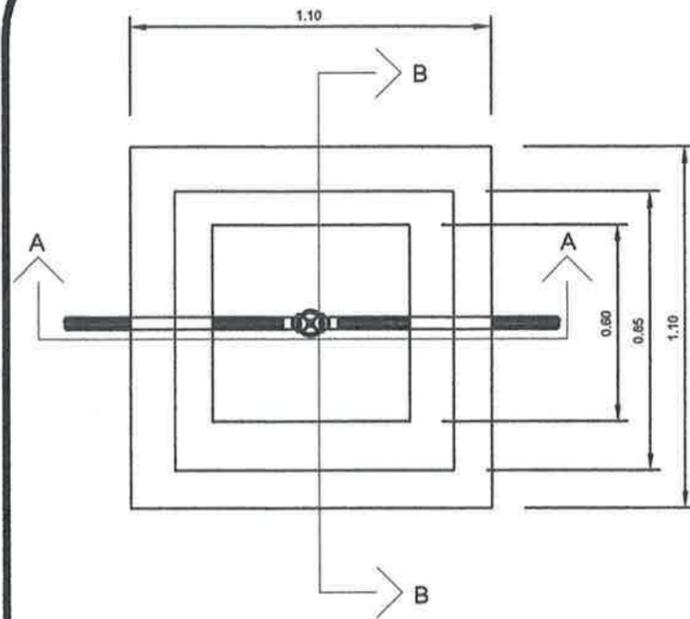
EL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE REBALSE
SERA MAYOR QUE EL DIAMETRO DE LA TUBERIA
DE ENTRADA Y EL MINIMO SERA 2"



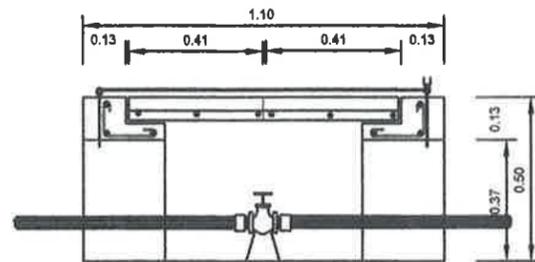
INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA EL MANZANO UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS	MUNICIPIO: MATAGÜESQUINTLA DEPARTAMENTO: JALAPA CALCULO, DISEÑO, DISEÑO RONALD LUIS MARTINEZ RABALEU CARNÉ 80 12 300 AUTORIDAD:
ASESOR: Ing SILVIO RODRIGUEZ FIRMA:	FIRMA:
SELLO:	FECHA: JULIO 3 2010 PLANO DE: A E U II
CONTIENE: CAJA ROMPE PRESION DE 1 m ³ CON V.F.	HOJA: 10 11



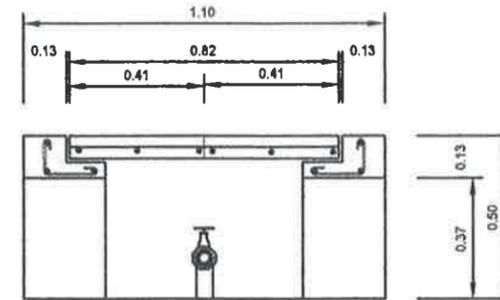
CAJA DE VALVULA MAMPOSTERIA



PLANTA DE CAJA DE VALVULA
ESCALA 1/10



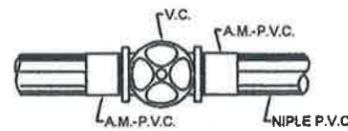
SECCION A-A
ESCALA 1/10



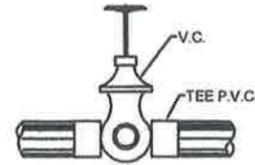
SECCION B-B
ESCALA 1/10



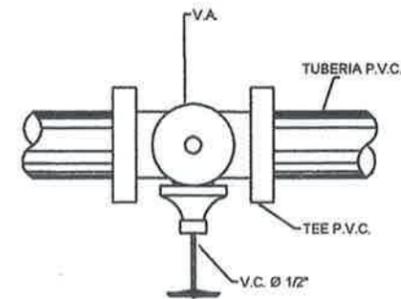
DETALLE DE TAPADERA
ESCALA 1/10



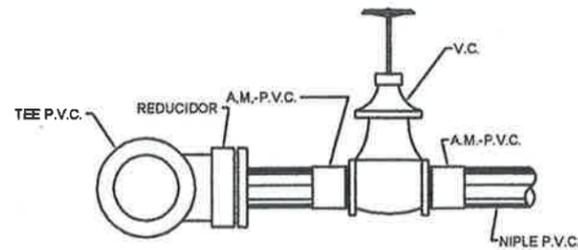
PLANTA VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.



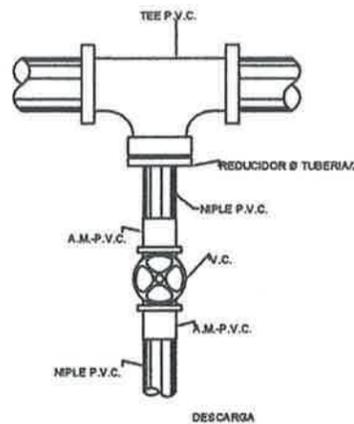
ELEVACION
VALVULA DE LIMPIEZA



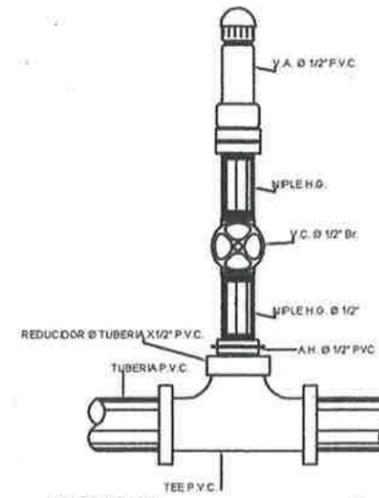
PLANTA
VALVULA DE AIRE



ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.



PLANTA
VALVULA DE LIMPIEZA



ELEVACION
VALVULA DE AIRE

NOTAS:

- 1) LAS DIMENSIONES DE LA CAJA ESTAN DADAS EN CENTIMETROS
- 2) EL SUELO DE SOPORTE DE LA VALVULA HA DE SER ARENOSO
- 3) LAS PAREDES SE CONSTRUIRAN DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA PROPORCION 67% PIEDRA, 33% SABIETA, PROPORCION 1 CEMENTO 2 DE ARENA DE RIO



	INTRODUCCION DE AGUA POTABLE ALDEA MATAGUA	PROYECTO MAMPOSTERIA DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EPS	CALIDAD, DISEÑO, DISEÑO RONALDO LUISO BARRANTE RAMIREZ CARNÉ 90 12 201
MUNICIPIO DE MATAGUA	ASESOR ING. SILVO RODRIGUEZ	AUTORIDAD FECHA FECHA JULIO 2011
CONTENIDO CAJA DE VALVULA E INSTALACION DE VALVULAS	HOJA A E U II	HOJA 11 11