



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC,
ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS
BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ**

Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, abril de 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC,
ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS
BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ELVIN DANIEL ANTONIO REYES REYES
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
VOCAL V	Br. Carlos Enrique Gómez Donis
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

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 SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC,
ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS
BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 19 de julio del 2017.

A handwritten signature in black ink, consisting of stylized initials and a surname, enclosed within a large, hand-drawn oval. The signature is written in a cursive, somewhat abstract style.

Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 26 de octubre de 2017
Ref.EPS.DOC.748.10.17

Inga. Christa Classon de Pinto
Directora
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

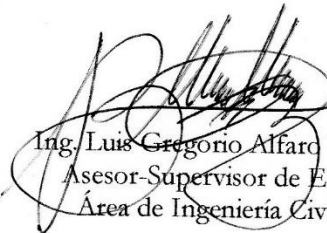
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes, Registro Académico 201313671 y CUI 2458 14388 1504**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC, ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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



c.c. Archivo
LGAV/ra



Guatemala,
23 de noviembre de 2017

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

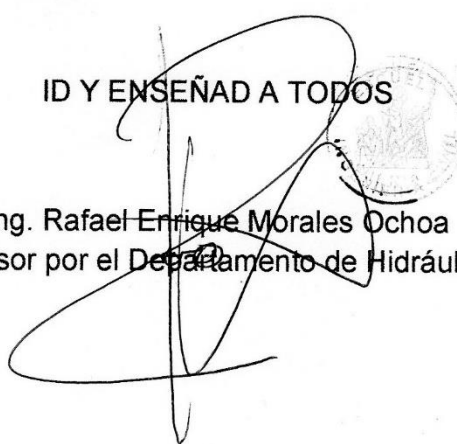
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC, ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes, con CUI 2458143881504 Registro Académico No. 201313671, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



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

FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/mrrm.





Guatemala,
26 de febrero de 2018

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 SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC, ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes, con Registro Estudiantil No. 201313671, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz.

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 INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 27 de febrero de 2018
REF.EPS.D.72.02.18

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

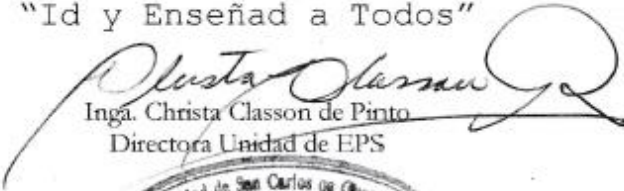
Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC, ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes, Registro Académico 201313671 y CUI 2458 14388 1504**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classon de Pinto
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC, ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril 2018

/mrrm.



Mas de 137 años de Trabajo y Mejora Continua

Universidad de San Carlos
de Guatemala

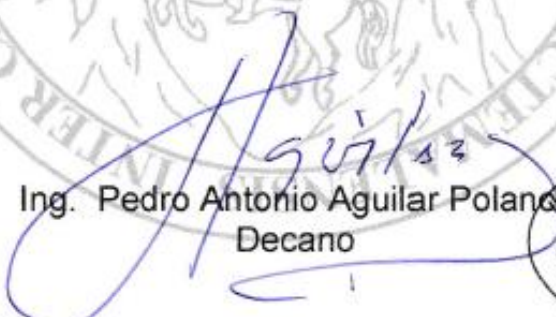


Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref.DTG.D.120.2018

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 SISTEMA DE AGUA POTABLE EN EL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC, ALDEA SAN JOSÉ EL RODEO Y PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, ALDEA ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario: **Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano



Guatemala, abril de 2018

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por permitirme llegar hasta este punto de mi vida, a través de su amor y bendiciones.
Mis padres	Por brindarme su amor y apoyo incondicional, forjándome como la persona que soy en la actualidad a través de sus ejemplos, permitiéndome alcanzar mis metas.
Mis hermanas	Porque son parte elemental durante el desarrollo de mi vida.
Mis abuelos	Por brindarme su apoyo moral y ejemplo de vida.
Mis amigos	Por enseñarme el valor de la amistad y el compañerismo.
Mis compañeras	Por formar parte en mi carrera estudiantil, compartiendo un mismo objetivo.
Mis catedráticos	Por transmitirme sus diversos conocimientos, especialmente en el campo y los temas que conforman la carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.1.1. Investigación preliminar	1
1.1.2. Características de la población caseríos/aldeas.....	2
1.1.2.1. Localización y extensión.....	2
1.1.2.2. Límites y colindancias.....	3
1.1.2.3. Clima	6
1.1.2.4. Hidrología	7
1.1.2.5. Suelo y topografía.....	7
1.1.2.6. Población actual	7
1.1.2.7. Actividades económicas	8
1.1.2.8. Servicios públicos	8
1.1.2.9. Vías de acceso	8
1.1.2.10. Aspectos culturales.....	10
1.1.3. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	12
1.1.3.1. Descripción de las necesidades	12

1.1.3.2.	Justificación de las necesidades más prioritarias.....	13
2.	FASE TÉCNICO PROFESIONAL	15
2.1.	Diseño de un sistema de agua potable para el caserío Vega de Chuapec, aldea San José el Rodeo, Cubulco, Baja Verapaz.....	15
2.1.1.	Sistema de agua potable.....	15
2.1.2.	Consideraciones generales	16
2.1.2.1.	Descripción del proyecto	16
2.1.2.2.	Parámetros de diseño	17
2.1.3.	Levantamiento topográfico	19
2.1.4.	Localización de la fuente	21
2.1.5.	Caudal del aforo	21
2.1.6.	Calidad del agua	22
2.1.6.1.	Análisis fisicoquímico	23
2.1.6.2.	Análisis bacteriológico.....	23
2.1.7.	Dotación	24
2.1.8.	Periodo de diseño	24
2.1.9.	Estimación de la población de diseño	25
2.1.10.	Determinación del caudal de diseño	25
2.1.10.1.	Caudal medio diario	26
2.1.10.2.	Caudal máximo diario.....	26
2.1.10.3.	Caudal máximo horario	27
2.1.11.	Diseño hidráulico.....	28
2.1.11.1.	Tipo de tubería comercial	28
2.1.11.2.	Diseño de la línea de conducción.....	29
2.1.11.3.	Diseño de la red de distribución	31
2.1.11.4.	Diseño del tanque de distribución	34

	2.1.11.5.	Sistema de desinfección.....	50
2.1.12.		Obras hidráulicas.....	51
	2.1.12.1.	Tanque de captación.....	51
	2.1.12.2.	Cajas rompedoras.....	52
	2.1.12.3.	Válvulas de aire.....	52
	2.1.12.4.	Válvulas de limpieza.....	53
	2.1.12.5.	Válvulas de compuerta.....	53
	2.1.12.6.	Conexión predial.....	53
	2.1.12.7.	Pasos aéreos.....	54
	2.1.12.8.	Pasos de zanjón.....	70
2.1.13.		Programa de operación y mantenimiento.....	70
2.1.14.		Evaluación ambiental.....	74
2.1.15.		Presupuesto y cronograma del proyecto.....	80
2.1.16.		Valuación socioeconómica.....	82
	2.1.16.1.	Valor presente neto.....	85
	2.1.16.2.	Tasa interna de retorno.....	87
2.1.17.		Planos.....	88
2.2.		Diseño de un puente vehicular para el caserío Piedras Blancas Alibalabaj, de la aldea Alibalabaj, Cubulco, Baja Verapaz.....	89
	2.2.1.	Sistema estructural.....	89
	2.2.2.	Consideraciones generales.....	90
		2.2.2.1. Descripción del proyecto.....	90
		2.2.2.2. Especificaciones de diseño.....	90
	2.2.3.	Estudios preliminares.....	92
		2.2.3.1. Estudio topográfico.....	92
		2.2.3.2. Estudio hidrológico.....	93
		2.2.3.2.1. Determinación de caudal máximo.....	93

2.2.3.3.	Estudio hidráulico	99
2.2.3.3.1.	Determinación de nivel de crecida de diseño	99
2.2.3.4.	Estudio de suelos	101
2.2.3.5.	Estudio geológico	103
2.2.3.6.	Estudio de tránsito.....	106
2.2.4.	Diseño de la estructura	107
2.2.4.1.	Consideraciones de diseño	107
2.2.5.	Diseño de la superestructura.....	108
2.2.5.1.	Diseño de viga principal	109
2.2.5.1.1.	Predimensionamiento .	109
2.2.5.1.2.	Cálculo de factor de distribución	109
2.2.5.1.3.	Cálculo de momentos de la viga principal	111
2.2.5.1.4.	Cálculo de refuerzo	117
2.2.5.1.5.	Diseño a corte	122
2.2.5.2.	Diseño de losa.....	128
2.2.5.2.1.	Cálculo de peralte	128
2.2.5.2.2.	Cálculo de fajas equivalentes para momentos positivos y negativos.....	128
2.2.5.2.3.	Cálculo de momentos .	130
2.2.5.2.4.	Cálculo de refuerzo	136
2.2.5.3.	Diseño de viga secundaria (diafragma)	141
2.2.5.3.1.	Cálculo de peralte	141

	2.2.5.3.2.	Cálculo de refuerzo	142
	2.2.5.4.	Diseño de baranda de protección	145
2.2.6.		Diseño de subestructura	152
	2.2.6.1.	Diseño de viga cabezal.....	152
	2.2.6.2.	Diseño de estribo	162
	2.2.6.3.	Diseño elastomérico	173
	2.2.6.4.	Diseño de topes sísmicos.....	178
2.2.7.		Evaluación ambiental.....	181
2.2.8.		Programa de mantenimiento.....	184
2.2.9.		Presupuesto y cronograma del proyecto	187
2.2.10.		Planos.....	188
CONCLUSIONES			191
RECOMENDACIONES			193
BIBLIOGRAFÍA.....			195
APÉNDICES			197
ANEXOS.....			217

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de ubicación del municipio de Cubulco, Baja Verapaz.....	3
2.	Croquis del municipio de Cubulco.....	5
3.	Croquis de camino rural del caserío Vega de Chuapec.....	9
4.	Croquis de camino rural del caserío Piedras Blancas Alibalabaj.....	10
5.	Componentes de un sistema de agua potable.....	16
6.	Esquema de losa del tanque.....	36
7.	Momentos de la losa.....	38
8.	Diseño del muro del tanque de distribución.....	44
9.	Configuración del tanque de almacenamiento.....	46
10.	Diagrama de fuerzas actuantes en cable.....	61
11.	Corte por punzonamiento.....	66
12.	Diagrama de carga distribuida para la zapata.....	67
13.	Área tributaria de la cuenca.....	96
14.	Sección del río para la crecida máxima de diseño.....	100
15.	Factores de capacidad de carga modifica de Terzaghi.....	102
16.	Mapa geológico de Guatemala.....	104
17.	Tabla sobre la resistencia de suelos de la república de Guatemala ..	105
18.	Carga viva estándar de vehículos de carga pesada.....	106
19.	Zonificación sísmica para la república de Guatemala.....	108
20.	Diagrama para ley de momentos.....	110
21.	Viga principal.....	111
22.	Cargas muertas en la viga.....	112
23.	Diagrama del vehículo para el caso de carga de momento.....	114

24.	Diagramas de corte y momentos para el caso de carga de momento máximo	115
25.	Contraflecha para viga principal.....	122
26.	Corte por carga de camión de diseño	124
27.	Detalle de viga principal.....	127
28.	Sección transversal del puente.....	130
29.	Carga muerta en la losa.....	131
30.	Diagrama de momentos para losa	131
31.	Ubicación del camión en caso 1	133
32.	Ubicación del camión en caso 2	133
33.	Ubicación del camión en caso 3	134
34.	Armado de losa.....	140
35.	Sección de armado de diafragma exterior	143
36.	Sección de armadura de diafragma interno	145
37.	Esquema de baranda.....	146
38.	Esquema de poste	149
39.	Sección de armado de baranda.....	152
40.	Triángulo de presiones para cortina.....	154
41.	Diagrama de distribución de fuerza longitudinal	156
42.	Detalle de armado de cortina y viga de apoyo	162
43.	Geometría del estribo	164
44.	Presiones del suelo y sismo que afectan el estribo	165
45.	Neopreno reforzado	177
46.	Propuesta para la geometría de topes laterales	179
47.	Propuesta de la distribución del acero de refuerzo	179
48.	Detalle de acero para tope sísmico.....	181

TABLAS

I.	Tiempos de llenado para el aforamiento del agua.	22
II.	Diámetros comerciales de tubería PVC	29
III.	Cálculo de acero para momentos de la losa	41
IV.	Cálculo de momentos que actúan en el muro	47
V.	Relación de flechas en puentes colgantes	57
VI.	Longitud de péndolas de paso aéreo	60
VII.	Medidas de mitigación de impacto para proyectos de agua potable	77
VIII.	Presupuesto general del proyecto de sistema del agua potable, caserío Vega de Chuapec.....	81
IX.	Cronograma de ejecución para el sistema de agua potable, caserío Vega de Chuapec.....	82
X.	Tarifa propuesta	85
XI.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C	94
XII.	Parámetros de ajuste para la estación de Cubulco	98
XIII.	Empuje y momento de volteo del estribo	166
XIV.	Momento estabilizante del estribo	166
XV.	Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo.....	171
XVI.	Medidas de mitigación de impactos ambientales para puentes	182
XVII.	Presupuesto general del puente vehicular, caserío Piedras Blancas Alibalabaj.....	187
XVIII.	Cronograma de ejecución del puente vehicular, caserío Piedras Blancas Alibalabaj.....	188

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo
A	Área
A _s	Área de acero
A _{smax}	Área de acero máximo
A _{smin}	Área de acero mínimo
w	Carga distribuida
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
CU	Carga última
Q	Caudal
Q _m	Caudal medio diario
Q _{md}	Caudal máximo diario
Q _{mh}	Caudal máximo horario
Q _v	Caudal por vivienda
P _{cr}	Carga crítica
P _u	Carga actuante en la columna
cm	Centímetros
C _u	Cohesión
C	Coeficiente de escorrentía
V _a	Corte actuante
V _r	Corte que resiste el concreto
ρ	Cuantía de acero
\emptyset	Diámetro

E	Esbeltez
F_{md}	Factor día máximo
F_{mh}	Factor hora máxima
G	Gramos de ticlorito
I	Intensidad de lluvia
kg	Kilogramos
Lb	Libras
m	Metros
mca	Metros columnas de agua
MU	Momento último
M_{DC}	Momento por carga muerta
M_{Dw}	Momento por carga de asfalto
M_{LL+IM}	Momento por carga viva más impacto
M_{cr}	Momento mínimo
h_f	Pérdida de carga por fricción
γ	Peso específico del suelo
ft	Pies
n	Periodo de vida útil
dv	Peralte efectivo
γ_s	Peso específico del suelo
γ_{cc}	Peso específico del concreto ciclópeo
P_f	Población futura
P_o	Población inicia
in	Pulgadas
R_h	Radio hidráulico
f'c	Resistencia del concreto
fy	Resistencia del acero
σ_s	Resistencia del elastómero
s	Segundos

S	Separación (separación de acero o de vigas)
Ton	Toneladas
t_c	Tiempo de concentración
V_s	Valor soporte del suelo
V	Velocidad o corte

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tubería, tales como válvulas, codos, niples y tees.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Agregado	Material de composición mineralógica como la arena, grava, escoria o roca triturada. Es usado para ser mezclado en diferentes tamaños.
Afloramiento	Nacimiento de agua, accidentes geográficos donde sale el agua a la superficie del suelo. Puede ser verticales, horizontales, brotes difuso, por lluvia o pozo.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
Bacterias	Microorganismos sencillos reproducibles por división.

Calidad del agua	Características físicas, químicas y bacteriológicas del agua que la hacen aptas para el consumo humano
Carga dinámica total (CDT)	Es la presión real expresada en metros columna de agua contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido.
Carga estática	También llamada presión estática y representa la diferencia de niveles entre el nivel estático de referencia de agua y cada punto de la línea del acueducto.
Carga muerta	Peso propio de la estructura y de todas las cargas inmóviles constantes en magnitud y asignadas, permanentemente en la misma.
Carga viva	Cargas no permanentes y que varían durante el emplazamiento de la estructura.
Caudal	Cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo que pasan en un punto determinado donde circula un líquido.
Cloración	Aplicación de cloro con fines de desinfección.
Clorado	Dispositivo para aplicación de cloro.

Coliforme	Grupo de bacterias no patógenas que habitan el tracto digestivo humano
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionado de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son muchos más gruesos.
Contaminación	Alteración de la calidad por elementos que hagan el agua impropia para el consumo humano.
Cota de terreno	Indica la altura de un punto sobre el plano de referencia.
Desinfección	Extracción, desactivación o eliminación de los microorganismos patógenos que existen en el agua.
DGC	Dirección General de Caminos.
Dotación	Cantidad de agua asignada en un día a cada usuario. Se expresa en litros por habitante por día (l/hab/día).
Elastómero	Material natural o artificial que como el caucho, tiene gran elasticidad.

Esfuerzo de fluencia	Esfuerzo ante el cual el acero sufre una deformación considerable.
Eslabón	Pieza en figura de anillo o de otra curva cerrada que, enlazada a otra, forma una cadena.
Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico en cualquier operación de levantamiento planimétrico o altimétrico.
Golpe de ariete	Se denomina a la sobrepresión que recibe las tuberías por efecto del cierre brusco del flujo del agua.
GTM	Guatemala Transversa de Mercator (coordenadas).
C2	Camión de diseño para carga viva en puentes de la Dirección general de caminos, república de Guatemala. Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones. Acuerdo Gubernativo 379-2010.
IGN	Instituto Geográfico Nacional.
IM	Incremento por carga dinámica vehicular.

LRFD	Load and Resistance Factor Design (factor de diseño por carga y resistencia).
NSE	Normas de seguridad estructural.
Patógeno	Que causa o produce enfermedad.
Periodo de diseño	Tiempo durante el cual el sistema dará un servicio con una eficiencia aceptable.
Piezométrica	Relativo a carga de presión en el funcionamiento hidráulico de tuberías.
Potabilización	Serie de procesos para hacer el agua apta para el consumo humano.
PSI	Pound Square Inch (libra por pulgada cuadrada).
Sedimentación	Remoción de material suspendido por acción de la gravedad.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada sobre un elemento.
SPT	Standard penetration test (ensayo de penetración estándar).

Subestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos en un puente diseñados para transmitir las cargas de diseño a la superestructura.
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima y debajo de la superficie.

RESUMEN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala realizado en el municipio de Cubulco del departamento de Baja Verapaz, se elaboró el presente informe basado en dos proyectos proporcionados por la municipalidad del lugar, los cuales consisten en el diseño de un sistema de agua potable para el caserío Vega de Chuapec y un puente vehicular del caserío Piedras Blancas Alibalabaj.

El proyecto de agua potable consiste en el diseño de un sistema en la cual se capta el agua del nacimiento, en donde empieza la línea de conducción con una longitud de 1 327,92 metros para luego conducirla hacia el tanque de distribución el cual tiene la capacidad de abastecer la demanda de consumo, a través de la línea de distribución que tiene una longitud de 8 673,81 metros, alimentando así a 80 conexiones prediales de los beneficiados. Para que el sistema funcione correctamente se utiliza obras complementarias como: cajas rompedoras, pasos aéreos, válvulas de aire, válvulas de limpieza y desinfectado de agua. El diseño se rige principalmente por la guía de normas sanitarias para el diseño de sistema rurales de abastecimiento de agua para consumo humano en Guatemala.

El diseño del puente vehicular es de un solo carril con un ancho de 4,7 metros y una longitud de 20 metros, consta de barandas, losa, vigas de apoyo de concreto reforzado, diafragmas, banquetas, apoyos de elastómeros y estribos de concreto ciclópeo. Ésta se basa en la Norma AASHTO LRFD 2012, Norma de Seguridad Estructural AGIES y el reglamento para el control de

pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones de la Dirección General de Caminos.

OBJETIVOS

General

Realizar el diseño de un sistema de agua potable para el caserío Vega de Chuapec de la aldea San José el Rodeo y un puente vehicular para el caserío Piedras Blancas Alibalabaj de la aldea Alibalabaj, para el beneficio de las comunidades del municipio de Cubulco, departamento de Baja Verapaz.

Específicos

1. Elaborar una investigación de carácter monográfico y diagnóstico de las necesidades de servicios básicos de las comunidades caserío de Vega de Chuapec y caserío Piedras Blancas Alibalabaj.
2. Plantear una solución viable y factible para las necesidades de las comunidades caserío Vega de Chuapec y caserío Piedras Blancas Alibalabaj, basándose en las normas y especificaciones que requiere cada diseño.
3. Aplicar los conocimientos adquiridos durante el tiempo de estudios de la carrera universitaria de ingeniería civil.
4. Contribuir con el desarrollo socioeconómico, por medio de la mejora de redes viales en el caserío Piedras Blancas y circunvecinas, a través de un puente vehicular.

INTRODUCCIÓN

En las regiones del interior del país debido al crecimiento constante de la población siempre surgen distintas necesidades de la población como los servicios básicos de agua potable, drenajes, centros de salud, puentes, carreteras y muchas otras. La falta de infraestructura no permite el desarrollo de las comunidades en el ámbito de economía, educación, y social.

El objetivo del programa de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, es contribuir al desarrollo de la población, realizando diseños para futuros proyectos de infraestructura y servicios básicos, aplicando los conocimientos teóricos adquiridos durante la carrera.

A través del diagnóstico del municipio de Cubulco del departamento de Baja Verapaz, con la colaboración de la municipalidad, se eligió el caserío Vega de Chuapec y Piedras Blancas Alibalabaj para realizar el diseño de un sistema de agua potable, debido a que el servicio actual es insuficiente y un puente vehicular en la principal vía de acceso.

Ambos proyectos se plantean soluciones reales y factibles a través de estudios técnicos, realizando ensayos, pruebas de laboratorios, memoria de cálculos, presupuestos, cronograma y planos con base en normas guatemaltecas y códigos de diseño internacional.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

Se describe la monografía del lugar de Cubulco y las características de la población.

1.1.1. Investigación preliminar

Cubulco es uno de los ocho municipios del departamento de Baja Verapaz de la República de Guatemala, localizado a 49 kilómetros de la cabecera departamental y a 190 kilómetros de la ciudad capital con carretera asfaltada. También es accesible desde el municipio de San Juan Sacatepéquez, por carretera de terracería de Rabinal al Chol y hasta Granados, pero transitables todo el año, en este caso la distancia desde la ciudad capital es de 132 kilómetros. El municipio está ubicado entre el centro y el norte del país de Guatemala.

El caserío Vega de Chuapec de la aldea San José El Rodeo, se encuentra ubicada a 26 kilómetros de la cabecera municipal de Cubulco, Baja Verapaz. La comunidad tiene una población de 88 familias siendo un total de 392 personas, la cual actualmente no cuenta con un sistema de servicio de agua potable, ni una fuente de abastecimiento para dicho servicio. Y El caserío Piedras Blancas Alibalabaj de la aldea Alibalabaj se encuentra ubicada a 28 kilómetros del casco urbano, con una población de 848 personas y 170 viviendas. Ambos caseríos no cuentan con la mayoría de servicios básicos.

1.1.2. Características de la población caseríos/aldeas

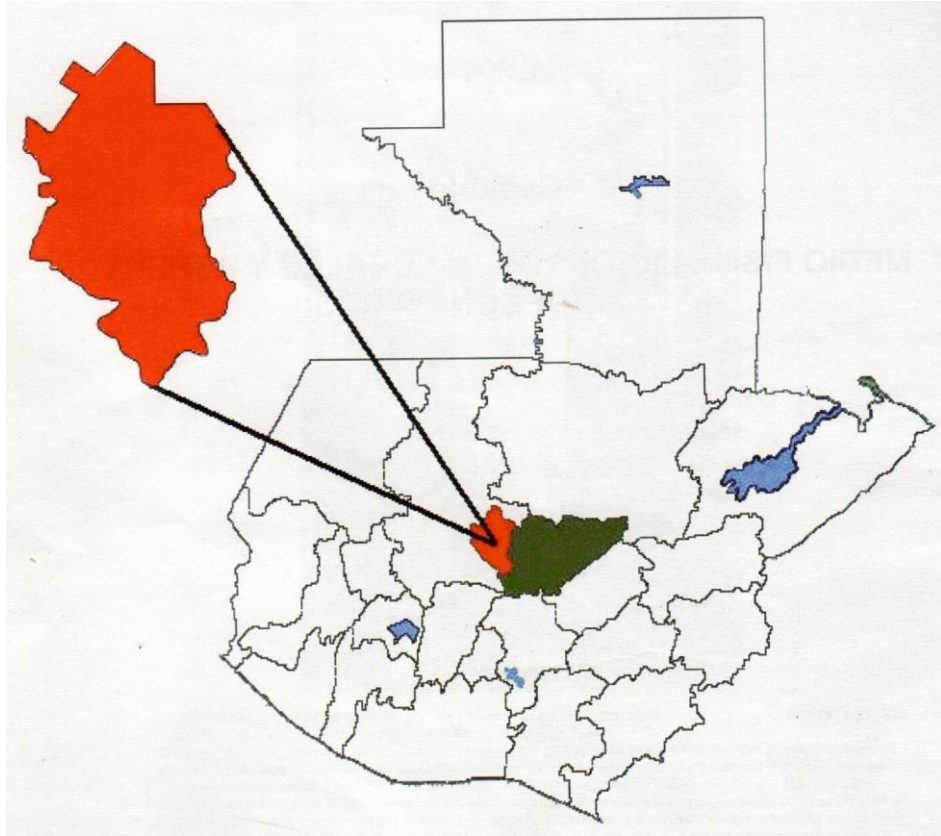
Se describe las características de las aldeas y caseríos.

1.1.2.1. Localización y extensión

El municipio de Cubulco del departamento de Baja Verapaz, localizada en las coordenadas: N 15° 6' 30,03" W 90° 37' 49,87" con una altura sobre el nivel del mar de 1 001 metros. Está ubicado entre el centro y el norte del país de Guatemala, y tiene una extensión territorial de 444 kilómetros cuadrados, consta de una villa, 4 barrios, 3 colonias, 1 aldeas y 134 caseríos.

El caserío Vega de Chuapac de la aldea San José El Rodeo y el caserío Piedras Blancas Alibalabaj de la aldea Alibalabaj, se encuentra ubicadas a 26 y 28 kilómetros de la cabecera municipal de Cubulco. Las coordenadas geodésicas de dichas comunidades son: N 15° 59' 19,30" W 90° 39' 19,32" y N 15° 8' 38,59" W 90° 46' 0,95" y una altura sobre el nivel del mar de 1 432 y 1 198 metros respectivamente.

Figura 1. **Mapa de ubicación del municipio de Cubulco, Baja Verapaz**



Fuente: Municipalidad de Cubulco, Baja Verapaz.

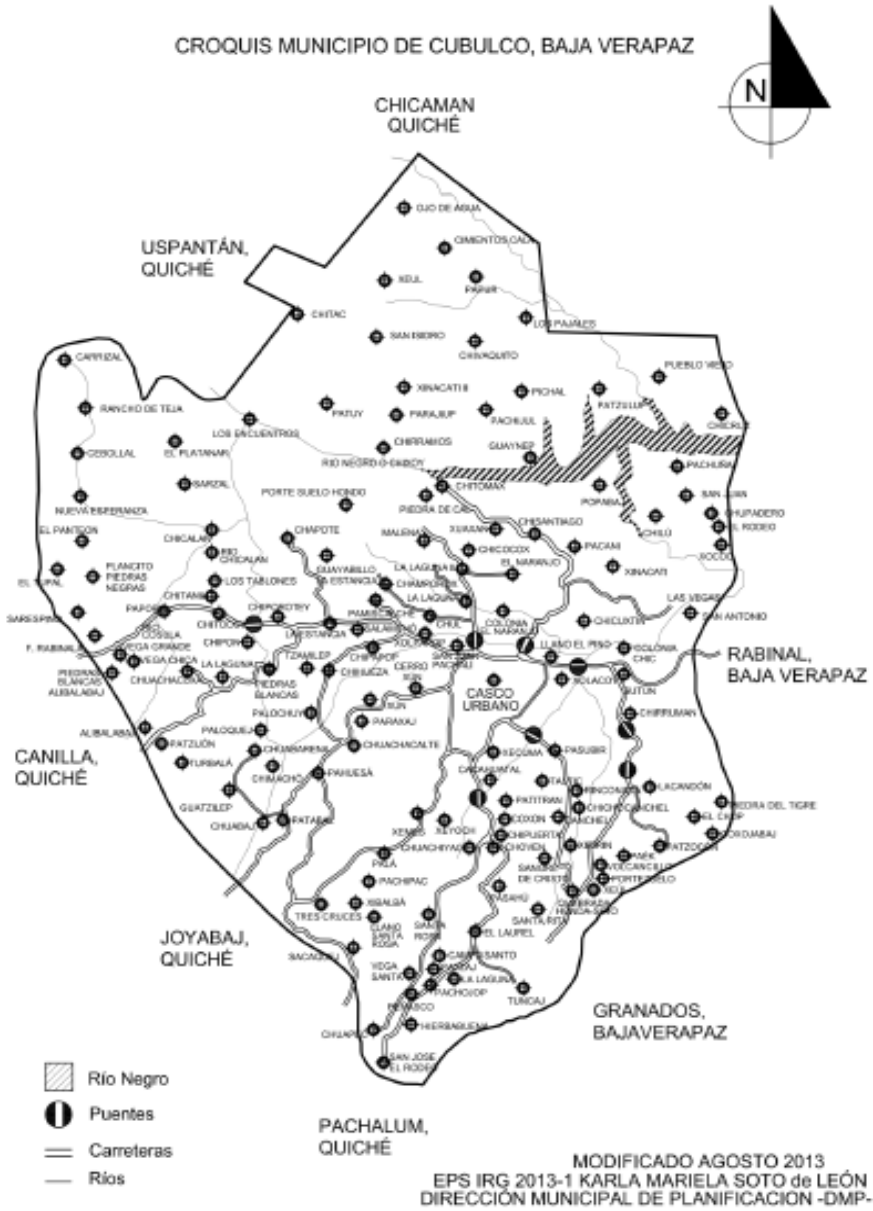
1.1.2.2. Límites y colindancias

El municipio colinda al lado norte con el municipio de Uspantán y Chicamán del departamento del Quiché, al este con el municipio de Rabinal, Baja Verapaz, al sur con los municipios de Granados, Baja Verapaz y Pachalum, El Quiché y al Oeste, con el municipio de Joyabaj y Canillá, ambos del departamento del Quiché.

El caserío Alibabalabaj (Alibal = laja; abaj = piedra). Piedra laja, voces quichés. Colinda al noreste de la montaña Chichaj sira de Chuacús, 1 km., por vereda al sur del río Vega del Muerto y en las márgenes de la quebrada Rabinalá. Del caserío Alibalabaj, por vereda rumbo sureste son aproximadamente 13 km a Patzijom. 1 250 metros sobre el nivel del mar. El caserío Piedras Blancas pertenece a la aldea Alibalabaj.

Chuapec caserío de la aldea San José el Rodeo, municipio de Cubulco, Baja Verapaz. En la margen este de la quebrada Chuapec, 2 kilómetros por vereda al norte de la aldea. 1 820 metros sobre el nivel del mar.

Figura 2. Croquis del municipio de Cubulco



Fuente: Dirección Municipal de Planificación.

1.1.2.3. Clima

Debido a la topografía del municipio presenta diversidad de climas: frío en la parte alta, templado en la parte intermedia y cálido en la parte baja. Las temperaturas van de 22,90° C (diciembre y enero), 33,0° C (de marzo - abril), con precipitación pluvial de 699,3 mm/año y humedad relativa entre 60 % (febrero y marzo) y 80 % (septiembre). En la mayoría de los caseríos predomina el clima templado.

Se muestra los datos registrados en la estación meteorológica llamada Cubulco:

- Temperatura máxima en 1994 es de 34,1°
- Temperatura mínima en 2001 es de 11,4°
- Temperatura máxima absoluta en 2010 es de 39,0°
- Temperatura mínima absoluta en 2004 es de 4,0°
- Precipitación máxima en 2010 es de 1 556 milímetros.
- Precipitación mínima en 1998 es de 636,6 milímetros.
- La cantidad de días de lluvias en 2006 fue de 155 días.
- Nubosidad máxima es de 6.
- La dirección del viento es hacia el oeste.
- La velocidad máxima de viento es de 3,7 kg/h

Hace 30 años el invierno iniciaba en abril con una canícula prolongada en mayo, a partir del cual se instalaba copiosamente con distribución homogénea, para finalizar en octubre. Actualmente el invierno se inicia con fuertes lluvias a finales de mayo y continúa de manera irregular el resto del año como consecuencia del mal manejo de los recursos naturales.

1.1.2.4. Hidrología

El caserío Vega de Chuapec cuenta con un río, quebradas y pequeños brotes de agua superficiales que se unen al río Motagua; ya que se desplazan desde los altos de las montañas hacia el sur del municipio y el caserío Piedra Blancas Alibalabaj, cuenta con un río pequeño denominada con el mismo nombre, la cual desemboca en el río Chixoy. En su totalidad el territorio de cubulco lo cruzan 33 ríos, un riachuelo y 62 quebradas.

1.1.2.5. Suelo y topografía

Los suelos del municipio se clasifican en arcillosos, arenosos, limosos y francos. Son poco profundos, erosionables. En el caserío Piedras Blancas Alibalabaj está constituido por ser un terreno pedregoso, y el caserío Vega de Chuapec predomina el área arcillosa y montañosa.

La topografía es básicamente quebrada con pendientes bastante pronunciadas, la poca extensión de sus planicies, se ubican en la cabecera municipal y en las comunidades cercanas.

1.1.2.6. Población actual

La población actual en el caserío Vega de Chuapec se conforma de 88 viviendas siendo un total de 392 personas y el caserío Piedras Blancas Alibalabaj de 170 viviendas con un total de 848 personas. Información recopilada en una base de datos del 2016 proporcionada por la municipalidad.

En total el municipio cuenta con 46 909 habitantes la cual el 68 % de la población es indígena, y tiene sus raíces étnicas en los grupos K'iche' y Achi.

1.1.2.7. Actividades económicas

Su economía se basa en agricultura y ganadería. Los cultivos tradicionales son: maíz, frijol, ayote, tomate, yuca, camote, caña, y chile, entre otras. Estas actividades motivan para garantizar el sustento diario de las familias durante todo el año.

Otros factores que se destacan es la emigración al extranjero y jornadas de trabajo en las fincas cafetaleras y cañas de otros municipios, debido al alto índice de pobreza. El municipio se caracteriza por la cosecha de durazno que se de en las áreas de clima frío.

1.1.2.8. Servicios públicos

El caserío Vega de Chuapec cuenta con servicios de educación a nivel primario, puesto de salud y energía eléctrica. Y el caserío Piedras Blancas Alibalabaj tiene servicios de agua potable, energía eléctrica, puesto de salud y educación a nivel primaria y básica.

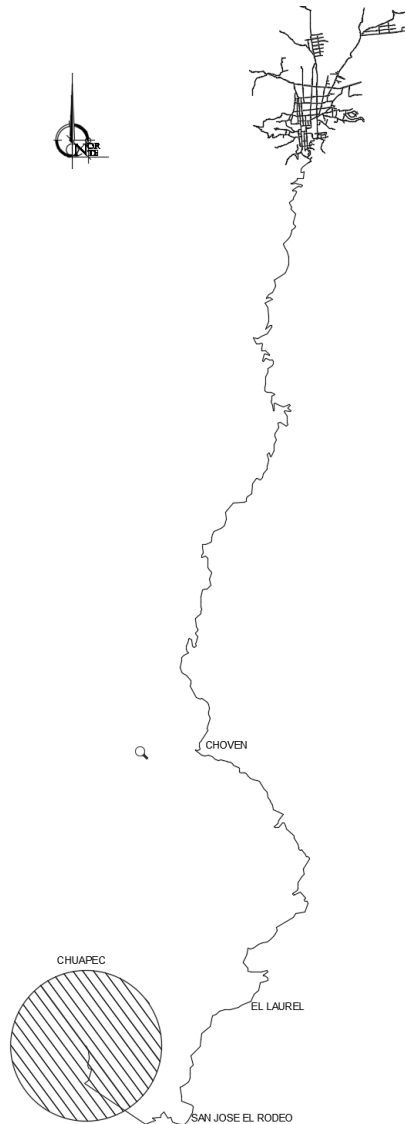
Además el municipio cuenta con los servicios de educación nivel primario, básico, diversificado y universitarito, también cuenta con servicios de agua potable, energía eléctrica, centro de salud, hospital, mercado, juzgado de paz, Iglesias de las diferentes religiones, bancos, entre otros.

1.1.2.9. Vías de acceso

El acceso de vía para el caserío Vega de Chuapec es por un camino de terracería en buen estado de 26 kilómetros que comienza desde la cabecera

municipal con dirección al suroeste. También es accesible por el municipio de Pachalum el Quiche, y por Joyabaj el Quiché.

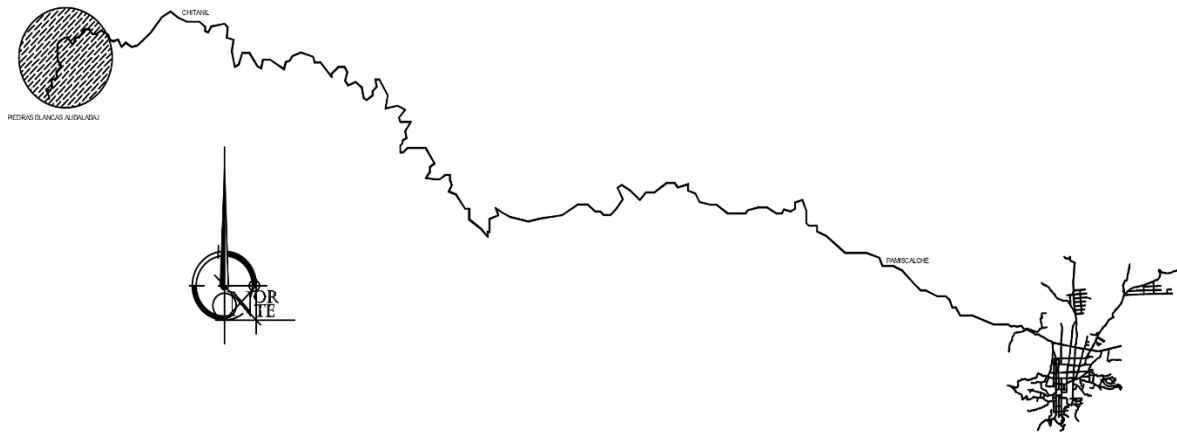
Figura 3. **Croquis de camino rural del caserío Vega de Chuapec**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Y el caserío Piedras Blancas Alibalabaj cuenta con un camino de terracería en buen estado de 28 kilómetros que comienza desde la cabecera del municipio con dirección al noroeste, también es accesible por el municipio de canilla del Quiche.

Figura 4. **Croquis de camino rural del caserío Piedras Blancas Alibalabaj**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

1.1.2.10. Aspectos culturales

En este municipio predomina la cultura Maya Achi utilizando traje típico. La mujer maya de Cubulco usa güipil adornado con guirnaldas bordadas sobre tela. Si el güipil es bordado sobre fondo blanco significa que el traje es de paseo y si el fondo es oscuro, el traje es religioso, utilizado principalmente en días festivos. El corte es polifacético, sobresale el color verde y se fija en la cintura con una faja de varios colores. El traje se complementa con collares hechos de bambas o monedas de plata que reciben el nombre de soguilla y el pelo lo recogen en su cabeza con un pañuelo de tela. Anteriormente el hombre maya

cubulense usaba pantalón blanco de manta, cortado, para plegarse hacia atrás, amarrado con una banda roja. La camisa también de manta, manga larga, sin cuello y con dos o tres abotonaduras en el pecho. Se complementaba con una chaqueta negra de algodón, caites y sombrero blanco de palma.

La feria titular se celebra en honor al patrón Santiago Apóstol de los Caballeros del 17 al 25 de julio de cada año, en la cual se realiza la tradicional danza del Palo Volador, baile de la conquista de Guatemala, procesiones de Santiago Apóstol, cofradías, música autóctona de marimba, tun, chirimía, degustar de una variada gastronomía y del durazno.

En el taller de mapeo participativo realizado en el 2010 por SEGEPLAN y DMP, los líderes y lideresas identificaron 59 lugares sagrados asociados de forma directa a la cosmovisión maya, los cuales están ubicados en distintos puntos del municipio. Entre los sitios arqueológicos nombrados están: chimulmux pala, Chuatuy Caserío Sun, Chuacapuil, Chuatiox cacaguatal Chuatiox, Casorio Chiscan, Los Cimientos, Tres Cruces Patzak, Pachipak, Xeabaj, Xemes, Las Minas y Ralamche, entre otros.

Estos sitios comprenden montículos, cavernas y montañas destinados a la espiritualidad Maya Achi practicada por sacerdotes mayas y ancianos. A nivel departamental, Cubulco ocupa el segundo puesto en interés arqueológico, aunque carece de una política municipal de promoción y protección de sitios sagrados.

1.1.3. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

Se describe y justifica las necesidades más prioritarias de las comunidades.

1.1.3.1. Descripción de las necesidades

El caserío Vega de Chuapec de la aldea San José El Rodeo, actualmente no cuenta con un sistema de servicio de agua potable. Las personas de dicha comunidad obtienen el agua por sus propios medios como: ríos, nacimientos y arroyos que se encuentran cercanos al lugar, de manera que trasladan el agua a través de cargas a sus lugares de vivienda para su consumo y realizar sus distintas actividades. Otras necesidades básicas con las que no cuenta el caserío es un servicio de sanidad, educación nivel básico y diversificado, red vial adecuada, puentes en los cauces de ríos, entre otras.

El caserío Piedras Blancas Alibalabaj de la aldea Alibalabaj, las personas transitan por el camino rural que conduce hasta su comunidad, pero en un punto crítico del camino se encuentra un río, la cual dificulta el paso de vehículos y peatones, la comunidad juntos con los vecinos de los distintos caseríos, mejoraron el paso utilizando tabloncillos y postes de madera para formar un puente de tránsito vehicular, pero se colapsa regularmente a cada año, debido a la falta de resistencia del material, el mal diseño, deterioro de la madera por falta de mantenimiento, y las crecidas de tirante del río en época de invierno, por lo cual los vecinos lo reconstruyen nuevamente, debido a que han ocurrido accidentes. Otros servicios con los que no cuenta es servicio de sanidad, red vial adecuada, entre otras.

1.1.3.2. Justificación de las necesidades más prioritarias

Por falta de un sistema de servicio de agua potable se les dificulta a las personas del caserío Vega de Chuapec de la aldea San José el Rodeo, el acceso directo de dicho recurso, por lo cual tiene que buscar por sus propios medios, la obtención del agua para su consumo y actividades. El agua que utilizan proviene de ríos y pequeños nacimientos, los cuales no cuenta con un tratamiento adecuado para su utilización, provocando enfermedades y mala higiene, por lo que con un diseño de agua potable, los representantes de la comunidad buscarán ayuda a diferentes instituciones para su ejecución, reduciendo así las enfermedades a través de una buena higiene y sanidad.

Con un diseño de un puente vehicular se les facilitará el acceso a su viviendas a los pobladores del caserío Piedras Blancas Alibalabaj de la aldea Alibalabaj, que actualmente transitan de forma insegura por un punto donde se encuentra un río, ya que dicho paso es accesible por medio de un puente vehicular compuesto de tablonces y postes de madera de pino, la cual tiende a deteriorarse rápidamente debido a las características del material, falta de curado, falta de mantenimiento, crecidas en invierno y mal diseño. Por lo que con dicho diseño, las personas transitarán de forma segura, reduciendo los accidentes, tanto vehiculares como peatonales, de esta manera aumentaría la afluencia vehicular, la comunicación con el casco urbano y las instituciones que benefician a la comunidad.

Con los diseños se trata de beneficiar a las comunidades para que los representantes puedan gestionar ya sea con la municipalidad u otras instituciones para su ejecución y de tal manera cubrir las necesidades más prioritarias.

2. FASE TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de un sistema de agua potable para el caserío Vega de Chuapec, aldea San José el Rodeo, Cubulco, Baja Verapaz

Es un diseño que abastecerá de agua a los habitantes del caserío Vega de Chuapec.

2.1.1. Sistema de agua potable

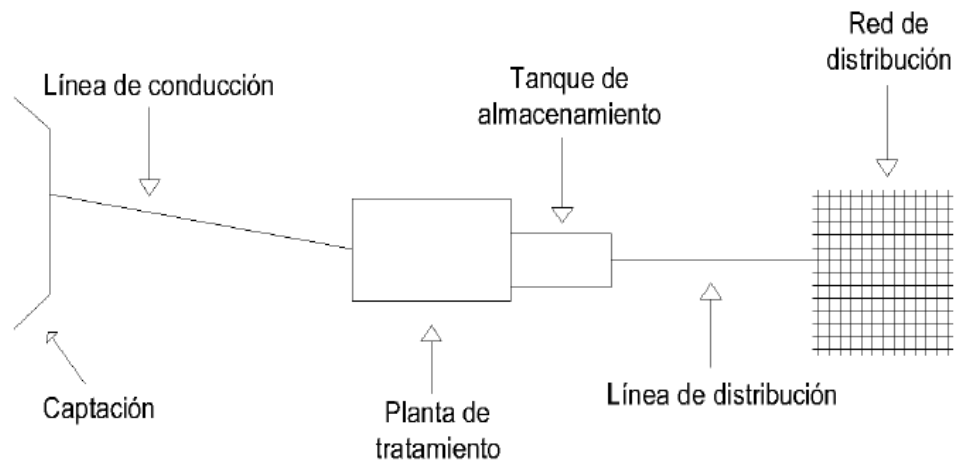
El sistema de suministro de agua potable es un procedimiento de obra de ingeniería que con un conjunto de tuberías entrelazadas y obras hidráulicas permiten el traslado del agua a una ciudad, municipio o área rural poblada. El agua potable es de sabor dulce para el consumo humano, libre de peligros y de adquirir enfermedades, el agua debe cumplir con las normas de calidad promulgadas por las autoridades locales e internacionales, por cual se de realizar un estudio físico, químicos y bacteriológicos para determinación de su calidad.

El sistema de abastecimiento de agua potable consta de seis partes principales:

- Captación
- Línea de conducción
- Sistema de tratamiento
- Tanque de almacenamiento
- Línea de distribución

- Red de distribución

Figura 5. **Componentes de un sistema de agua potable**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.1.2. Consideraciones generales

Se describe las condiciones que debe de tener el proyecto.

2.1.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un sistema de agua potable para el caserío Vega de Chuapec del municipio de Cubulco, Baja Verapaz. Debido a su naturaleza es por gravedad. La línea de conducción tiene una longitud de 1 264,68 metros y la de distribución un total de 9 837,10 metros. El nacimiento es difuso, lo cual se realizará una captación diseñada de manera que garantice el libre flujo de la afloración, conduciendo el agua a un tanque receptor de caudal, para luego conducirlo al tanque de distribución, en la cual se realizará la cloración del agua, cuyo destino final es llegar a la red de distribución donde se

ubican las casas a considerar en el diseño. Se tendrán dos pozos aéreos en la estación E-98 a E-99 y E-87,12 a E-87,13, que se ubican dentro de la red de distribución, se calculará válvulas de limpieza, de aire, cajas rompedoras

El sistema abastecerá a 80 viviendas existentes a través de conexiones prediales. La red de distribución será por ramales abiertos debido a que las casas están dispersas.

2.1.2.2. Parámetros de diseño

- Diámetros mínimos
 - Se recomienda un diámetro mínimo de 38 mm (1 ½ “).
 - Atendiendo a razones hidráulicas o económicas podrán aceptarse diámetros hasta de 19 mm (3/4”).
- Colocación y anclaje de la tubería

Las tuberías deberán enterrarse a una profundidad mínima de 0,60 metros sobre la corona (nivel superior del tubo). Si los terrenos son dedicados a la agricultura, la profundidad mínima será de 0,80 metros. Para tubería instalada bajo calles de tránsito la profundidad de colocación no será menor de 1,20 m.

En los puntos más bajos y en los cruces de corrientes o cuerpos de agua, se podrá dejar la tubería aérea, siempre y cuando se garantice estabilidad y protección sanitaria.

- Dispositivos especiales

Se instalarán válvulas de aire en puntos altos. El diámetro nominal de éstas será el 12 % del diámetro de la conducción o distribución. Si este valor es menor que el mínimo comercial adquirible, se utilizará este último.

Se instalarán válvulas de limpieza en puntos bajos para la línea de distribuciones menores a 2", el diámetro de la purga será igual al de la distribución. Para conducciones mayores 2", el diámetro de purga será de 2".

Se instalarán cajas rompepresión con el objeto de que la máxima presión estática no exceda la presión de trabajo de la tubería.

- Formulación

En el cálculo hidráulico de la línea de conducción y línea de distribución se utiliza la fórmula de Hazen Williams:

$$hf = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Donde

hf = pérdida de carga por fricción (m)

L = longitud del tramo más un factor del 5 % por la topografía del terreno (m)

Q = caudal de conducción y distribución (L/s)

C = coeficiente de capacidad hidráulica, se usará C=150 para tubería de PVC y 100 para H.G.

D = diámetro interno de la tubería (plg)

- Velocidades y presiones, mínimas y máximas

Para que el sistema de tuberías trabaje adecuadamente debe cumplir con los siguientes parámetros de velocidades y presiones:

- Velocidad mínima 0,40 m/s
- Velocidad máxima 3 m/s
- Presión estática mínima para línea de conducción: 10 m.c.a.
- Presión estática máxima para línea de conducción: 80 m.c.a.
- Presión estática mínima para línea de distribución: 10 m.c.a.
- Presión estática máxima para línea de distribución: 40 m.c.a.

Presión hidrostática máxima 80 metros, en este caso deberá prestarse especial atención a la calidad de las válvulas y accesorios para evitar fugas cuando el acueducto está en servicio.

En caso que el agua no contenga material sedimentable o erosivo no hay límite mínimo y el máximo de velocidad y se fijará solamente de acuerdo a la sobre presión del golpe de ariete y en ningún caso mayor a 5 m/s.

2.1.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico sirve para determinar la configuración física de área de estudio, para el proyecto se contó con la colaboración de la comunidad realizando una inspección preliminar para determinar la ruta más óptima y los elementos que se utilizarán en el diseño hidráulico del sistema. Se toman en cuenta los caminos rurales, ríos, quebradas y puntos altos del terreno que se encuentran en el recorrido del proyecto (ver apéndice 1).

Para el proyecto de agua potable se realizó los siguientes levantamientos:

- Planimetría: en el proyecto se utilizó el método de deflexiones para la línea de conducción y de distribución, en la cual consiste en una poligonal abierta que va desde la fuente al tanque de distribución y de manera similar la red distribución, puesto que son viviendas dispersas utilizando un sistema de ramales abiertas.
- Altimetría: se utilizó para determinar las diferencias de altura del terreno a través del método taquimétrico para las líneas de conducción y de distribución, la cual consiste en las lecturas de hilos del estadal, se debe conocer un BM (punto de control) con información de coordenadas y cotas.

Para el levantamiento topográfico tanto como para planimetría y altimetría se utilizó equipo proporcionado por la Unidad del EPS de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala. El equipo utilizado fue el siguiente:

- Teodolito
- Trípode
- Estadal
- Cinta métrica
- Plomadas de bronce
- Estacas y pintura

2.1.4. Localización de la fuente

La fuente se encuentra localizada en las coordenadas: N 15° 00' 32,32" W 90° 37' 22,21" del caserío choajolom para el diseño se tomó una altura de 1 500 metros con una diferencia de cota de 97,85 metros respecto al tanque de distribución y 856,01 metros con respecto a la parte más baja de la red de distribución.

2.1.5. Caudal del aforo

Es importante conocer el caudal del agua que produce la fuente para determinar la capacidad del abastecimiento de agua hacia la comunidad. El método volumétrico fue el que se empleó para determinar el caudal del aforo, el cual consiste en llenar un recipiente de volumen conocido durante un determinado tiempo, y el valor se calcula dividiendo el volumen conocido del recipiente entre el tiempo de llenado.

Para el proyecto se realizó el aforamiento en la fecha 10 marzo del 2017 en época de verano con el objetivo de mejorar las pautas de diseño. Se realizaron 6 mediciones para tener un promedio de mayor confiabilidad. El volumen del recipiente es de 7 litros y la toma de tiempos de llenado son:

Tabla I. **Tiempos de llenado para el aforamiento del agua**

Número	TIEMPO
1	9,52 segundos
2	9,56 segundos
3	9,48 segundos
4	9,97 segundos
5	9,82 segundos
6	9,91 segundos
t	9,71 segundos

Fuente: elaboración propia.

$$Q = \frac{\text{volumen del recipiente}}{\text{tiempo promedio}} = \frac{7 \text{ L}}{9,71 \text{ s}} = 0,72 \text{ L/s}$$

El caudal del aforo es 0,72 L/s

2.1.6. Calidad del agua

Es importante evaluar la calidad del agua para determinar si es apta para el consumo humano o si debe ser sometida algún tratamiento. La calidad del agua depende de factores fisicoquímicos y bacteriológicos que deben cumplir ciertos parámetros que permitan beberla y destinarla a otros usos sin riesgos a la salud. Se deberá realizar los análisis del agua de la fuente para disponer el tipo de tratamiento que deberá utilizarse o la ausencia del mismo, basándose en la norma de agua potable, COGUANOR NG0 29001 (ver análisis en anexo 4).

2.1.6.1. Análisis fisicoquímico

El objetivo de este examen es determinar las propiedades físicas del agua como el color, sabor, olor, temperatura y la turbidez que es el efecto óptico que es consecuencia de la dispersión o interferencias de los rayos luminosos que pasan a través del agua, la que contiene pequeñas partículas en suspensión. Y las propiedades químicas que son los que definen los límites mínimos de potabilidad para consumo humano, determinado las características del agua, tales como: la alcalinidad, dureza, cloruros, nitratos, amoníaco libre, amoníaco albuminoideo, contenido de hierro, de manganeso, cloro residual y la acidez definida en términos de potencial hidrógeno y así establecer las cantidades de minerales presentes en el agua que puedan afectar su calidad.

Las sustancias minerales químicas contenidas en el agua deben encontrarse en concentraciones inferiores a ciertos límites permisibles y aceptables, del contrario pueden afectar la salud, le dan mal olor y sabor al agua y además dañan la tubería y equipo.

2.1.6.2. Análisis bacteriológico

Es importante analizar las condiciones del agua desde el punto de vista sanitario para determinar la calidad del agua identificando los contaminantes producidos por heces fecales de origen humano o animal. Los exámenes bacteriológicos determinan dos indicadores de presencia de microbios patógenos: la cuenta bacteriana y el índice coliforme. Estos patógenos son capaces de producir enfermedades como la fiebre tifoidea, cólera y otras enfermedades intestinales.

- La cuenta bacteriana señala la magnitud de la población total bacteriana.

- El índice coliforme consiste en la determinación del número de bacterias que son de origen humano y animal.

La cuenta bacteriana y el índice coliforme determinan la calidad sanitaria del agua. Los resultados obtenidos por el examen para este proyecto deben de indicar que el agua requiere un simple tratamiento de desinfección.

2.1.7. Dotación

La dotación es la cantidad de agua asignada a la unidad consumidora para satisfacer sus necesidades y esta expresada en litros por habitante por día (lt/hab/día). Para fijar la dotación hay que tomar en cuenta los estudios de demanda para la población. La dotación para el proyecto será de 120 lt/hab/día, tomando en cuenta los factores climáticos, nivel de vida, las actividades comunales y el consumo.

2.1.8. Periodo de diseño

El periodo de diseño es el tiempo durante el cual la obra va estar presentando un servicio satisfactorio a la comunidad y empieza a contar desde el momento en que entra el servicio la obra. Los factores que influyen en el periodo de diseño es la vida útil del material y equipo, también depende de la capacidad de presentar un buen servicio durante su funcionamiento. Para el proyecto se recomienda un periodo de diseño de 20 años, más dos años administrativos para un total de 22 años.

2.1.9. Estimación de la población de diseño

Para el cálculo de diseño se consideró la información proporcionada por una base datos estadísticos de la municipalidad de Cubulco, Baja Verapaz, también se consideró la información proporcionada por el mismo caserío.

El diseño se proyecta para una población futura, utilizando el método racional por práctico y exacto con la siguiente ecuación:

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

Donde

P_f = población futura

P_0 = población actual de 392 personas, información proporcionada por la municipalidad

r = tasa de crecimiento poblacional (3,1 %) según registros de la municipalidad

n = número de años (período de diseño de 22 años)

$$P_f = 392(1 + 0,031)^{22} = 767 \text{ Personas}$$

La población proyectada para el futuro es de 767 personas.

2.1.10. Determinación del caudal de diseño

Se determina el caudal medio diario para el diseño.

2.1.10.1. Caudal medio diario

El caudal medio diario es la cantidad de agua consumida por la población durante un día y se calcula al multiplicar la dotación adoptada por el número de habitantes que se hayan estimado para el final del período de diseño, dividido entre el número de segundos que tiene un día.

Por lo tanto

$$Q_m = \frac{\text{Dot} * P_f}{86\ 400}$$

Donde

Q_m = caudal medio diario (L/s)

Dot = dotación (120 lts/dia/hab)

P_f = población futura 767 habitantes

$$Q_m = \frac{120 \text{ lts/dia/hab} * 767 \text{ hab}}{86\ 400} = 1,06 \text{ L/s}$$

El caudal medio diario es 1,06 L/s

2.1.10.2. Caudal máximo diario

Es el máximo caudal producido por 24 horas durante un periodo de observación de un año. Para obtener el caudal día máximos se multiplica el caudal medio diario por el factor de día máximo que oscila en un rango entre 1,2 a 1,8. Para poblaciones menores de 1 000 habitantes se utiliza un factor alto y para poblaciones mayores de 1 000 habitantes se utiliza un factor bajo.

El factor utilizado en el diseño de consumo de caudal máximo diario es de 1,5 la cual se utiliza para el diseño hidráulico de la línea de conducción

Por lo tanto:

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

Donde

Q_{md} = caudal máximo diario o caudal de conducción (L/s)

F_{dm} = factor día máximo 1,5

Q_m = caudal medio diario (L/s)

$$Q_{md} = 1,06 \frac{L}{s} * 1,5 = 1,59 \text{ L/s}$$

El caudal máximo diario o caudal de conducción es 1,59 L/s

2.1.10.3. Caudal máximo horario

Es el valor de caudal máximo producido durante una hora en un período de observación de un año, también se le denomina como caudal de distribución que se utiliza para el diseño hidráulico de la red de distribución y así determinar los diámetros de tubería adecuadas. Para obtener el caudal de hora máxima se multiplica el caudal medio diario por el factor de hora máximo que oscila en un rango entre 2 a 3. Para poblaciones menores de 1 000 habitantes se utiliza un factor alto y para poblaciones mayores de 1 000 habitantes se utiliza un factor bajo.

El factor utilizado en el diseño de consumo de caudal máximo horario es de 2, la cual se utiliza para el diseño hidráulico de la línea de distribución.

Por lo tanto:

$$Q_{mh} = F_{hm} * Q_m$$

Donde

Q_{md} = caudal máximo horario o caudal de distribución (L/s)

F_{md} = factor hora máximo de 2

Q_m = caudal medio diario (L/s)

$$Q_{mh} = 1,06 \frac{L}{s} * 2 = 2,12 \text{ L/s}$$

El caudal máximo horario o caudal de distribución es 2,12 L/s

2.1.11. Diseño hidráulico

Comprende el diseño hidráulico del sistema de agua potable.

2.1.11.1. Tipo de tubería comercial

En el proyecto se utilizar la tubería de cloruro de polivinilo PVC, evaluando las denominaciones SDR (relación entre diámetro exterior y espesor de pared). La tubería PVC es económica y fácil de transportar al área de trabajo, la cual debe ir protegida de la intemperie y la tubería HG se utiliza cuando debe ser expuesta como en los pazos de zanjón y pazos aéreos.

La tubería comercial para PVC es de:

Tabla II. **Diámetros comerciales de tubería PVC**

PRESIÓN	DIÁMETRO COMERCIAL (PULG)
125 psi = 87,88 m.c. a	3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 18
160 psi = 112,49 m.c. a	1, 1 ¼, 1 ½, 2, 2 ½, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15
250 psi = 175,77 m.c. a	¾, 1, 1 ¼, 1 ½, 2, 2 ½, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12

Fuente: elaboración propia.

La tubería comercial para HG existe diámetros de 1/2" a 8" y se utilizará el tipo de cedula 40 para el proyecto.

2.1.11.2. Diseño de la línea de conducción

La línea de conducción inicia desde la captación hasta el tanque de distribución, debido a la topografía del terreno permite que el sistema se efectúe por gravedad, cumpliendo con los parámetros de diseño mencionados en el inciso 2.1.2.2 de este capítulo.

Se calcula la línea de conducción en el tramo de la E-0 a la E-21, con una diferencia de altura de 50,37 metros. La longitud de diseño de tubería se incrementa un 5 % debido a la pendiente del terreno. A continuación se muestra la información del tramo:

Datos:

Longitud = 856,00 más el 5 % de incremento de tubería

Caudal = 1,59 L/s

C = coeficiente de capacidad hidráulica es de 150

Cota en E-0 = 1 500 metros

Cota en E-35 = 1 449,63 metros

La pérdida de carga que se requiere es de 50,37 metros. Se calcula el diámetro teórico, despejando la ecuación de Hazen Williams el diámetro se obtiene lo siguiente:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * hf} \right)^{1/4,87}$$

Sustituyendo valores:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 856 * 1,05 * 1,59^{1,85}}{150^{1,85} * 50,37} \right)^{1/4,87} = 1,49 \text{ pulgadas}$$

El resultado se aproxima a un diámetro comercial superior de 2 pulgadas y se calcula la pérdida de carga utilizando el diámetro interno:

Pérdida de carga por la tubería de 2 pulgadas.

$$hf = \frac{1\,743,811 * 856 * 1,05 * 1,59^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193^{4,87}} = 7,61 \text{ metros}$$

Se realiza el chequeo de velocidad para el diámetro de tubería propuesta:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} * D^2}$$

$$V_{2''} = \frac{1,59}{\frac{\pi}{4} * 0,0557^2} = 0,65 \text{ m/s}$$

El diámetro de la tubería cumple con el rango de velocidad. Para el diámetro de 2 pulgadas se requieren 150 tubos de 160 psi. La cota piezométrica es la resta de la cota inicial del terreno menos las pérdidas de carga de la tubería y la presión se define como la resta de la cota piezométrica menos la cota del terreno. Por ejemplo, la cota piezométrica y la presión en el kilómetro 0+586,00 es:

- $C_p = 1\ 500 - 7,61 = 1\ 492,39$ metros
- $P = 1\ 492,39 - 1\ 449,63 = 42,76$ m.c.a

2.1.11.3. Diseño de la red de distribución

La red de distribución se efectuará por medio de ramales abiertos debido a la topografía del terreno permite que el sistema se efectúe por gravedad, cumpliendo con los parámetros de diseño mencionados en el inciso 2.1.2.2 de este capítulo.

Para el diseño se utiliza el caudal máximo horario o caudal de distribución, también se calcula el caudal instantáneo, de tal manera que se verifica los dos valores y se toma el mayor de ellos.

Caudal máximo horario calculado en el inciso 2.1.10.3 de este capítulo

- $Q_{mh} = 2,12$ L/s

El caudal instantáneo se calcula con la siguiente ecuación

$$Q_{\text{instantáneo}} = k\sqrt{(N - 1)}$$

Donde

N= número de viviendas=152

K= 0,15

$$Q_{\text{instantáneo}} = 0,15\sqrt{(152 - 1)} = 1,84 \text{ L/s}$$

El mayor de los dos valores es el caudal máximo horario por lo cual se procede a definir el caudal por vivienda:

$$Q_v = \frac{Q_{mh}}{\text{Núm. de viviendas}}$$

Donde

Q_v = caudal por vivienda, en L/s

Q_{mh} = caudal máximo horario=2,12 L/s

Núm. de viviendas = viviendas actuales

Entonces:

$$Q_v = \frac{2,12}{80} = 0,026 \text{ L/s}$$

Para establecer el caudal para un tramo de la red de distribución se multiplica el caudal de vivienda por el número de viviendas que se encuentran en dicho tramo. Para ejemplo se calcula un tramo de la línea de distribución de la E-79 a la E-80 con una diferencia de altura de 61,15 metros. La longitud de

diseño de tubería se incrementa un 5 % debido a la pendiente del terreno. A continuación, se muestra la información del tramo:

Datos:

Longitud = 58,09 más el 5 % de incremento de tubería

Caudal = 0,87 L/s

C = coeficiente de capacidad hidráulica es de 150

Cota en E-79 = 951,74 metros

Cota en E-80 = 890,59 metros

La pérdida de carga que se requiere es de 61,15 metros. Se calcula el diámetro teórico, despejando la fórmula de Hazen Williams el diámetro para satisfacer la demanda:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * hf} \right)^{1/4,87}$$

Sustituyendo valores:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 58,09 * 1,05 * 0,87^{1,85}}{150^{1,85} * 61,15} \right)^{1/4,87} = 0,65 \text{ pulgadas}$$

El resultado se aproxima a un diámetro comercial de 3/4" ya que es el diámetro menor que se puede utilizar en la red de distribución y tiene una mayor pérdida que los diámetros superiores. Para el cálculo se utiliza el diámetro interno de la tubería.

$$hf = \frac{1\,743,811 * 58,09 * 1,05 * 0,87^{1,85}}{150^{1,85} * 0,926^{4,87}} = 11,27 \text{ metros}$$

Se realiza el chequeo de velocidad para el tramo de esa tubería.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} * D^2}$$

$$V_{2"} = \frac{0,87}{\frac{\pi}{4} * 0,023^2} = 2 \text{ m/s}$$

Se observa que esta entre el rango permisible de velocidad, por lo que para este tramo se utilizara 10 tubos de ¾" de 250 psi

La cota piezométrica y la presión estática en el kilómetro 3+530,34 es:

- $C_p = 951,74 - 11,27 = 940,47$ metros.
- $P = 940,47 - 890,59 = 49,88$ m.c. a

El resto de caculos se muestran en el apéndice 3

2.1.11.4. Diseño del tanque de distribución

El tanque de distribución almacena el volumen de agua para atender las variaciones de horarios de consumo. La estructura del tanque será de concreto ciclópeo, con losa de concreto reforzada, tapa sanitaria, instalaciones para ventilación, rebalse y limpieza.

Para calcular el volumen del tanque de distribución se basa en el estudio de demanda para determinar los consumos de caudal de entrada y salida. Debido a falta de datos, se adopta un 25 a 40 % del caudal de conducción, según las normas. Para este caso se usará un 30 % del caudal de conducción.

$$\text{Vol} = 0,3 \frac{Q_c * 86\ 400}{1\ 000}$$

Donde

Vol = volumen del tanque de distribución (m³)

Q_c = caudal de conducción en litros/segundos

$$\text{Vol} = 0,3 * \frac{1,59 * 86\ 400}{1\ 000} = 41,21 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque de distribución será de 41,21 m³. Las dimensiones del tanque son:

Altura: 1,40 metros

Largo: 6,00 metros.

Ancho: 5,00 metros.

Datos a utilizar

f'_c = resistencia del concreto 210 kg/cm²

f_y = esfuerzo de fluencia del acero 2 810 kg/cm² grado 40

γ_c = peso específico del concreto 2 400 kg/m³

γ_{cc} = peso es de concreto ciclópeo 2 000 kg/m³

γ_s = peso específico del suelo 1 600 kg/ m³

γ_{H_2O} = peso específico del agua 1 000 kg/ m³

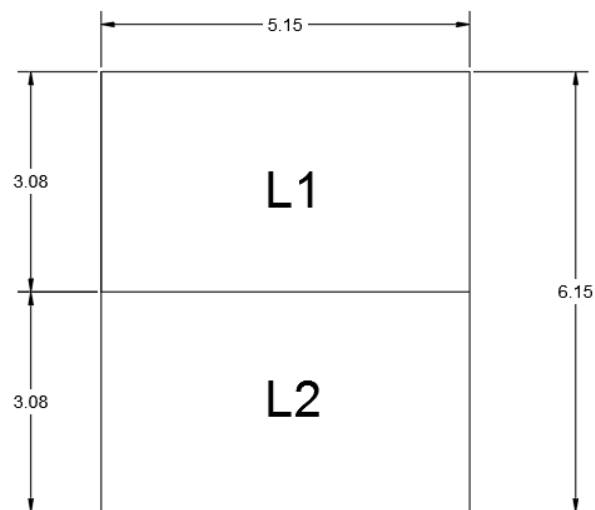
V_s = valor soporte del suelo 13 000 kg/ m³

ϕ = ángulo fricción del suelo= 30°

Diseño de la losa:

La cubierta será una losa de concreto reforzado, diseñada por el método 3 del ACI-318, con las dimensiones siguientes:

Figura 6. Esquema de losa del tanque



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Funcionamiento de la losa

$$m = \frac{a}{b} = \frac{3,08}{5,15} = 0,6 > 0,5 \text{ entonces trabaja en 2 sentidos}$$

- Espesor de la losa

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{16,46}{180} = 0,091\text{mts} \approx 0,10 \text{ mts. (espesor de losa)}$$

El espesor de la losa es de 10 centímetros cumpliendo el rango de espesor de losa de 0,09 a 0,15 centímetros según el código del ACI 318S-11.

- Integración de cargas:

- Carga muerta

$$\text{Peso propio de la losa} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,10\text{m} = 240,0 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de acabados (repello + cernido)} = 90,0 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 330,0 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta última

$$CM_u = 1,4 * CM = 1,4 * 330,0 \text{ kg/m}^2 = 462,0 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva última

$$CV_u = 1,7 * CV = 1,7 * 100 \text{ kg/m}^2 = 170,00 \text{ kg/m}^2$$

Carga última total

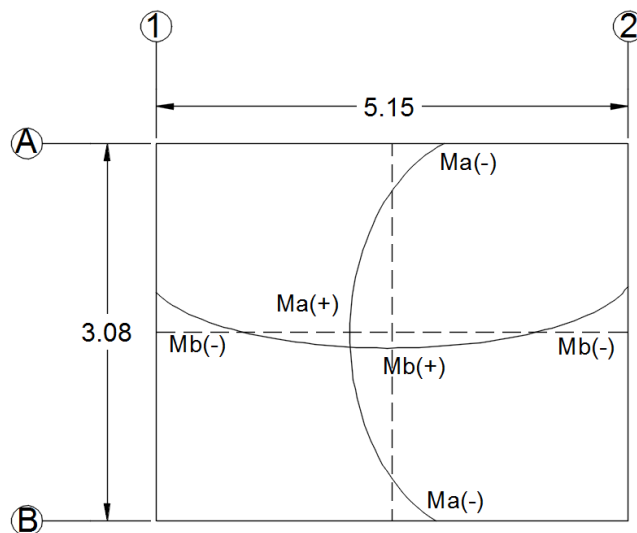
$$CT_U = C m_u + C v_u$$

$$CT_U = 462,00 \text{ kg/m}^2 + 170,00 \text{ kg/m}^2 = 632,00 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m} = 632,00 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de momentos

Para determinar los momentos de la losa que va unida a la viga se utiliza el método 3 del ACI 318-08.

Figura 7. **Momentos de la losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Momento positivo de lado a en kg-m

$$M_a(+) = C a^+ * C v_u * a^2 + C a^+ * C m_u * a^2$$

Donde

Ca^+ = coeficiente de las tablas del ACI 318-08 para momentos en a

CV_u = carga viva última en kg.

CM_u = carga muerta última en kg.

a = medida del lado a en metros

$$Ma(+)=0,068 * 170 * 3,08^2 + 0,056 * 462 * 3,08^2 = 355,09 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento negativo de lado a en kg-m

$$Ma(-) = Ca^- * CT_u * a^2$$

Donde

Ca^- = coeficiente de las tablas del ACI 318-08 para momentos en a

CT_u = carga total última en kg.

a = medida del lado a en metros.

$$Ma(-) = 0,095 * 632 * 3,08^2 = 569,56 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento positivo de lado b en kg-m

$$Mb(+)=Cb^+ * CV_u * b^2 + Ca^+ * CM_u * b^2$$

Donde

Cb^+ = coeficiente de las tablas del ACI 318-08 para momentos en b

CV_u = carga viva última en kg.

CM_u = carga muerta última en kg.

b = medida del lado b en metros.

$$M_b(+)=0,008 * 170 * 5,15^2 + 0,006 * 462 * 5,15^2 = 109,59 \text{ kg} - \text{m}$$

o Momento negativo de lado b en kg-m

$$M_b(-) = \frac{1}{3} M_b(+) = \frac{1}{3} (109,59) = 36,53 \text{ kg} - \text{m}$$

El código ACI 318-08 recomienda utilizar momentos negativos iguales a un tercio de los momentos positivos. Esto para losas simplemente apoyadas.

• Cálculo de refuerzo

Se calculó el refuerzo de acero del momento positivo en a de ejemplo. El recubrimiento es 2,5 centímetros, para una franja de un metro.

Datos

$$d = t - \text{recubrimiento} - \varnothing // 2 = 10 - 2,5 - 0,95 // 2 = 7,02 \text{ cm (peralte)}$$

$$b = 100 \text{ cm (ancho de franja)}$$

Mu= Momento último de lado que se está evaluando

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

Sustituyendo valores

$$A_{s(Ma(+))} = \left((100 * 7,02) - \sqrt{(100 * 7,02)^2 - \frac{355,09 * 100}{0,003825 * 210}} \right) * 0,85 * \frac{210}{2 * 810} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de acero de los demás momentos el procedimiento es el mismo:

Tabla III. **Cálculo de acero para momentos de la losa**

Momentos (kg-m)		As (cm²)
Ma (+)	355,09	2,05
Ma (-)	569,56	3,33
Mb (+)	109,59	0,62
Mb (-)	36,53	0,21

Fuente: elaboración propia.

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} bd \geq \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{210}}{2 * 810} * 100 * 7,02 \geq \frac{14,1}{2 * 810} * 100 * 7,02$$

$$A_{s_{\min}} = 2,90 \text{ cm}^2 \not\geq 3,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 3,52 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el valor mayor para el acero mínimo que es de 3,52 cm²

Se calcula el momento que resiste el acero mínimo

$$M. AS_{\min} = \left[\phi * AS_{\min} * fy \left(d - \frac{AS_{\min} * fy}{1,70 * f'c * b} \right) \right] / 100$$

Por lo tanto

$$M. AS_{\min} = \left[0,9 * 3,52 * 2810 \left(7,02 - \frac{3,52 * 2810}{1,70 * 210 * 100} \right) \right] / 100 = 600,26 \text{ kg} - \text{m}$$

$M_u < M. AS_{\min}$ significa que el momento resiste del área de acero mínimo es mayor que los momentos actuantes en la losa mostrada en la tabla III. Por lo tanto, se propone varilla número 3, grado 40 para el armado de la losa en ambos sentidos y luego se calcula el espaciamiento, a través de una regla de 3.

$$\begin{array}{l} 3,52 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 0,71 \text{ ----- } S \end{array}$$

$$S = \frac{0,71}{3,52} * 100 = 20 \text{ cm}$$

Y la separación máxima permitida en losas de acuerdo al Código ACI 318S-11 es de tres veces el espesor de losa.

$$S_{\max} = 3t = 3(10) = 30 \text{ cm}$$

La losa llevará hierro número 3, grado 40 en ambos sentidos con un espaciamiento entre varillas de 20 cm. Ver detalle en planos apéndice 9

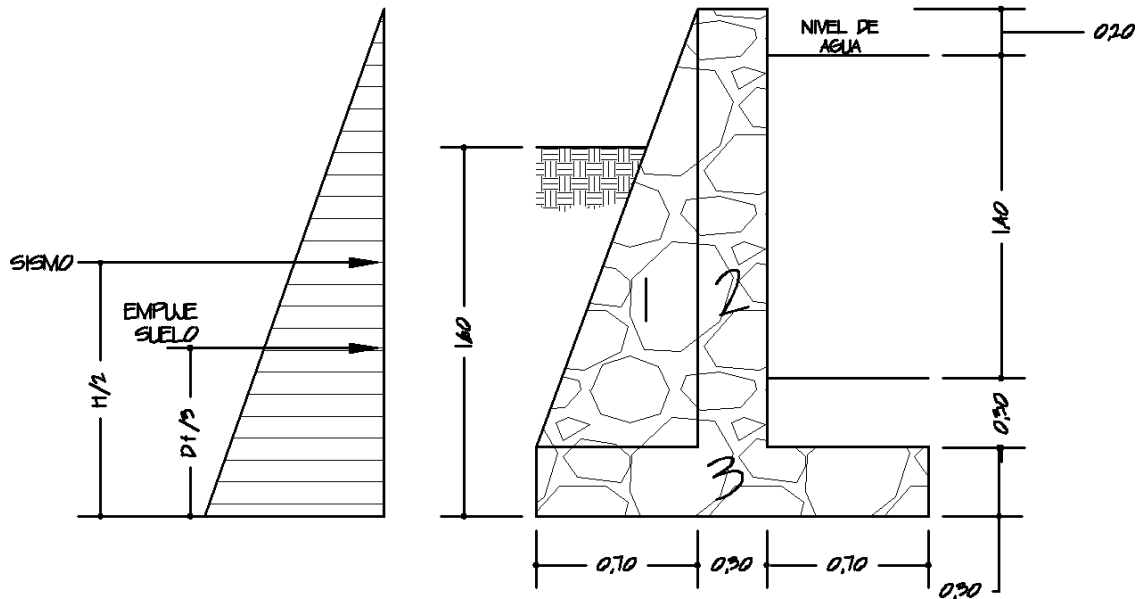
Diseño de muro del tanque de distribución

El tanque estará semienterrado y el material del muro será de concreto ciclópeo debido a que el material tiene un mayor acceso y económico a la comunidad, el concreto ciclópeo comprenderá de un 67 % piedra y 33 % mortero, la proporción de mezcla es 1:2 (cemento y arena).

La piedra debe colocarse cuidadosamente de preferencia a mano sin dejarla caer o tirarla, para no causar daño a las formaletas, a las tuberías transversales en el caso de cabezales o al concreto adyacente parcialmente fraguado. Toda la piedra antes de ser colocada, debe limpiarse y mojarse con agua limpia a modo de evitar que la piedra absorba agua del concreto.

El diseño del muro se fundamentó en el capítulo siete, muros de retención del libro principios de ingeniería de cimentaciones de Braja M. Das. Siendo un muro de gravedad de concreto ciclópeo.

Figura 8. **Diseño del muro del tanque de distribución**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Por la teoría de Rankine:

$$k_a = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi)$$

$$k_p = (1 + \text{sen}\phi)/(1 - \text{sen}\phi)$$

Donde

$\phi = 30^\circ$ ángulo de fricción del suelo

k_a = coeficiente de presión activa

k_p = coeficiente de presión pasiva

Sustituyendo valores

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}30^\circ}{1 + \text{sen}30^\circ} = 1/3$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}30^\circ}{1 - \text{sen}30^\circ} = 3$$

- Fuerza activa y pasiva

$$F_a = \frac{\gamma_{H_2O} * H^2}{2} * k_a = \frac{1\,000 \text{ kg/m}^2 * (1,40 \text{ m})^2}{2} * \frac{1}{3} = 326,67 \text{ Kg/m}$$

$$F_p = \frac{\gamma_{suelo} * d_f^2}{2} * k_p = \frac{1\,600 \text{ kg/m}^2 * (1,6 \text{ m})^2}{2} * 3 = 2\,048 \text{ Kg/m}$$

- Fuerza generada por sismo

Esta se aplica al centro del elemento y se estima en un 12 % del peso de la misma.

$$F_s = W_T * C_s = 0,12[(0,67 + 0,57 + 0,51)(2\,000)] = 420 \text{ kg/m}$$

$$M_s = F_s * y_c = 420 * \left(\frac{1,40}{2} + 0,6\right) = 546 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Momento activo y pasivo

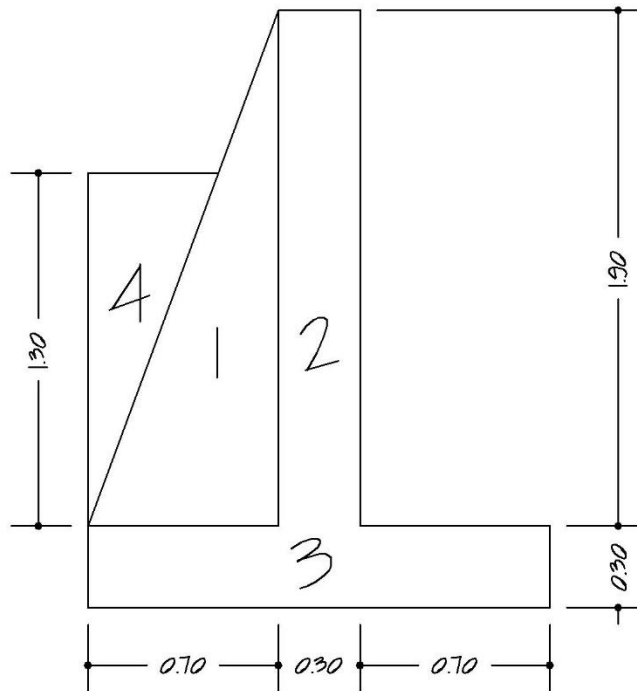
$$M_a = F_a * \frac{H}{3} + M_s = 326,67 \left(\frac{1,40}{3} + 0,6\right) = 348,45 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_p = F_p * \frac{d_f}{3} = 2\,048 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \left(\frac{1,60}{3}\right) = 1\,092,27 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Para efectos de diseño se supondrá el tanque como si estuviese vacío y que las cargas son críticas para dicho caso. Se procederá a calcular el peso total del sistema y el momento ejercido respecto al punto de pivote.

- Momentos que actúan en el muro

Figura 9. **Configuración del tanque de almacenamiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Tabla IV. **Cálculo de momentos que actúan en el muro**

Sección	γ kg/m ³	Área m ²	Wr (kg)	Brazo (m)	Mr (kg-m)
1	2 000	0,67	1 330	0,47	620,67
2	2 000	0,57	1 140	0,85	969,00
3	2 000	0,51	1 020	0,85	867,00
4	1 600	0,31	496	0,16	79,36
TOTAL			3 986		2 536,03

Fuente: elaboración propia.

Carga de la losa y de la viga hacia el muro del lado menor

Datos

Cu= carga última 632,00 kg/m²

At = área tributaria del lado menor del muro= (0,5*3,08*1,54) *2 = 4,74 m²

$$w_{\text{losa}} = \frac{Cu * At}{L} = \frac{632,00 * 4,74}{6,15} = 487,10 \text{ kg/m}$$

$$w_{\text{viga}} = f'c * b * d = 2\,400 * 0,2 * 0,2 = 96 \text{ kg/m}$$

Carga total de losa y viga uniformemente distribuida

$$W_{\text{losa+viga}} = 583,10 \text{ kg/m}$$

Considerando la carga uniformemente distribuida como una carga puntual sobre una franja unitaria (Pc):

$$p_c = W_{\text{losa+viga}} * \text{ancho de franja} = 583,10 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 583,10 \text{ kg}$$

Momento que ejerce la carga Pc

$$M_C = p_c * \text{brazo} = 583,10 \text{ kg} * (0,70 + \frac{0,3}{2}) = 495,64 \text{ kg} - \text{m}$$

Carga y momento total

$$W_t = W_r + P_c = 583,10 \text{ kg} + 3\,986 \text{ kg} = 4\,569,1 \text{ kg}$$

$$M_t = M_r + M_C = 2\,536,03 \text{ kg} - \text{m} + 495,64 \text{ kg} - \text{m} = 3\,031,67 \text{ kg} - \text{m}$$

Chequeo del muro del tanque de almacenamiento

- Volteo ($F_s > 1,5$): se incluye el momento provocado por sismo (M_s).

$$F_s = \frac{M_t + M_p}{M_a + M_s}$$

$$F_s = \frac{3\,031,67 \text{ kg} - \text{m} + 1\,092,27 \text{ kg} - \text{m}}{348,45 \text{ Kg} - \text{m} + 546 \text{ kg} - \text{m}} = 4,61$$

$$4,61 > 1,5 \rightarrow \text{ok!}$$

- Deslizamiento ($F_s > 1.5$): se incluye la fuerza de sismo (F_s).

$$F_t = W_t * \text{coeficiente}$$

$$F_t = 4\,569,1 \text{ kg} * 0,5 = 2\,284,55 \text{ kg}$$

$$F_d = \frac{F_t + F_p}{F_a + F_s}$$

$$F_d = \frac{2\,284,55 \text{ kg} + 1\,092,27 \text{ kg}}{326,67 \text{ kg} + 420 \text{ kg}} = 4,52$$

$$4,52 > 1,5 \rightarrow \text{ok}$$

- Verificación de la presión máxima bajo la base del muro ($P_{\max} < V_{\text{suelo}}$)

$$X = \frac{M_t + M_p - M_a - M_s}{W_t}$$

$$X = \frac{3\,031,67 + 1\,092,27 - 348,45 - 546}{4\,569,1} = 0,71 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X$$

$$e = \frac{1,70}{2} - 0,71 = 0,14$$

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

$$P = \frac{4\,569,1 \text{ kg}}{1,70 * 1} \left(1 \pm \frac{6 * 0,14}{1,70} \right)$$

$$P_1 = 4\,015,75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < v_s$$

$$P_2 = 1\,359,66 \text{ kg/m}^2 > 0$$

$$P_{\text{max}} < V_{\text{suelo}} \rightarrow 3\,326,13 < 13\,000 \rightarrow \text{ok}$$

Ver detalles en apéndice 9

2.1.11.5. Sistema de desinfección

El sistema de desinfección permite la destrucción de los agentes patógenos mediante la aplicación directa de medios químicos y físicos. Es importante que se respeten los límites permisibles para el consumo de agua potable en las comunidades de tal manera que no presente riesgo alguno y garantice la sanidad de la misma. La cloración es el método más común para la desinfección del agua, ya que sus compuestos son activos desinfectantes para la destrucción de la flora bacteriana que se encuentra en el agua.

Para este proyecto se utilizará un alimentador automático en forma de termo de tabletas de tricloro. Para determinar la cantidad de tabletas de 300 gramos en un mes se usará la siguiente ecuación.

$$G = \frac{C * M * D}{\%c}$$

Donde

G= gramos de ticlorito

C= miligramos por litro deseados = 0,001

M= litros de agua a tratarse por día = $Q_m * 86\ 400$

D= número de días al mes = 30 días.

%c =concentración de cloro = 0,9

$$G = \frac{0,001 * 183\ 170 * 30}{0,9} = 6\ 105,5 \text{ gr} \rightarrow 20 \text{ tabletas}$$

Se necesitarán 20 tabletas de tricloro de 300 gramos cada mes.

2.1.12. Obras hidráulicas

Las obras hidráulicas también denominadas obras de arte que serán colocadas en el proyecto son el tanque de captación, cajas rompepresión, válvulas de aire, de limpieza, de compuerta, conexiones prediales, pazo de zanjón y pazos aéreos, las cuales se describen a continuación:

2.1.12.1. Tanque de captación

Consiste en recolectar agua y almacenarla garantizando el libre flujo afloración de agua hacia la caja de recolección.

Para el proyecto se hizo una captación de manantial estará constituida con un lecho de filtro de piedra, sello sanitario, tapadera de concreto reforzado para inspección, tubo de rebalse HG, accesorios de PVC, cuneta interceptora para evitar la entrada de agua de escorrentía, pichacha de bronce y los muros de contención será de concreto ciclópeo la cual debe impermeabilizarse. La caja recolectora será impermeabilizada, y tendrá caja de válvula de compuerta, pichacha de bronce, desagüe y rebalse. Toda la obra se protegerá con cerco, se debe limpiar el lugar donde surge el brote, la caja con el filtro de piedra

estará sellada completamente a través de una losa de concreto. Ver detalles en planos apéndice 9.

2.1.12.2. Cajas rompepresión

Se coloca caja rompepresión cuando la presión estática exceda la presión de trabajo de las tuberías de la línea de conducción y distribución y su función es controlar la presión interna de la tubería aliviando o rompiendo la presión. Con esto se evita que la tubería y de los diferentes accesorios fallen cuando la presión estática de diseño iguala o exceda a la presión de trabajo máximo del mismo. En este punto la velocidad vuelve hacer cero y la cota piezométrica se igual a la cota de terreno.

Dichas estructuras se colocan antes que la presión estática sobrepase los 80 m.c.a. en una línea de conducción y los 60 m.c.a. en la distribución.

Para el proyecto se colocará cajas rompepresión en las siguientes estaciones: E-21, E-44, E-51, E-58, E-62, E-66, E-70, E-71, E-77, E-79, E-80, E-85, E-86, E-89. Ver detalles en planos (apéndice 9).

2.1.12.3. Válvulas de aire

La función de la válvula es expulsar el contenido de aire en la tubería que tiende a depositar en las partes altas de la línea de conducción y distribución, reduciendo la sección de tubería y en consecuencia la capacidad de conducción. La acumulación de aire se produce cuando la salida de agua se inicia bruscamente, provocando presiones negativas dentro de la tubería, llegándola a romper si es PVC o a colapsar si es acero.

Para las válvulas de aire se utiliza un diámetro de $\frac{3}{4}$ ", y las cajas de la misma se colocarán en los puntos altos de conducción en las estaciones: E-7, E-19, E-26, E-34, E-39, E-41, E-56, E-76, E-87.9, E-103.

2.1.12.4. Válvulas de limpieza

Estas válvulas se utilizan para extraer sedimentos que hayan ingresado a la tubería, la cual tiende a depositarse en los puntos más bajos del perfil.

Para las válvulas de limpieza se emplea una válvula de compuerta, y el diámetro a utilizar es de 2". Las cajas de válvula de limpieza se ubican en las partes más bajas de la línea de conducción y distribución en las estaciones: E-5, E-15, E-23, E-31, E-37, E-40, E-54, E-68.7, E-75, E-87.13, E-104.

2.1.12.5. Válvulas de compuerta

La función de las válvulas de compuerta es permitir o cerrar el flujo de agua en un sistema. Estas van colocadas: al principio y final de un tanque de distribución, al principio de las cajas rompedoras y tanque reunidora de caudales en las obras que se necesiten desagüe o limpieza, también se emplea para efectuar reparaciones, mantenimiento en las obras hidráulicas y sistema de tuberías. El diámetro depende del diámetro de servicio. Ver detalles en planos apéndice 9.

2.1.12.6. Conexión predial

La conexión predial es dar un servicio de agua a una comunidad a base de grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que la misma. Para el proyecto todas las conexiones serán predial, con un promedio

de 20 metros de tubería PVC de ½” por conexión. Se eligió este tipo de servicio debido a razones económicas y a que la comunidad es dispersa.

2.1.12.7. Pasos aéreos

Estas estructuras se utilizan para salvar la línea de conducción o distribución, cuando existe una depresión del terreno, ríos, quebradas, entre otros. En este proyecto se colocarán dos pasos de aéreos, la primera ubicada entre la estación E-87.12 a la E-87.13 con una longitud de 52 metros, y la segunda entre la E-98 a la E-99 con una longitud de 46 metros. Los pasos aéreos estarán constituidos por cables y péndolas en suspensión que sostienen a la tubería HG horizontalmente, y dicha suspensión se apoyó en las columnas debidamente cimentadas y anclajes de concreto ciclópeo.

Para razones de ejemplo se diseñará el paso aéreo de 52 metros, por ser la de mayor longitud.

Datos:

Diámetro de la tubería= ¾ pulgadas = 1/16 pies

Longitud= 52 metros = 170,56 pies

Peso de tubería más accesorios= 2,21 Lb/pie

Peso específico del agua= 62,4 Lb/pie³

- Integración de cargas
 - Carga muerta (CM)

$$CM = W_{\text{agua}} + W_{\text{tubo+accesorios}}$$

$$CM = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2\right) * \gamma_{\text{agua}} + \text{Peso de tubería mas accesorio}$$

$$CM = \left(\frac{\pi}{4} * \left(\frac{1}{16} \text{ pies}\right)^2\right) * 62,4 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}^3} + 2,21 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} = 2,40 \text{ L/pie}$$

- Carga viva (CV)

Se asume que una persona de 150 libras pasa de un extremo a otro, por lo que se distribuye el peso promedio a lo largo de cada tubo.

$$CV = \frac{150 \text{ libras}}{20 \text{ pies}} = 7,5 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}}$$

- Carga de viento

La carga de viento es la carga horizontal crítica que se le aplica a la estructura. Para el diseño se asume una velocidad de viento de 70 km/h, la cual desarrolla una presión de 20 Lb/pie²

$$W_{\text{viento}} = \phi_{\text{tuberi}} * \text{Presión del viento}$$

$$W_{\text{viento}} = \left(\frac{1}{16} \text{ pies}\right) * 20 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}^2} = 1,25 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}}$$

- Integración de carga última (CU)

$$CU = 0,75 * (1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 W_{\text{viento}})$$

$$CU = 0,75 * \left[\left(1,4 * 2,40 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} \right) + \left(1,7 * 7,5 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} \right) + \left(1,7 * 1,25 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} \right) \right] = 13,68 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}}$$

Esta CU no debe ser menor de

$$CU = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$CU = \left(1,4 * 2,40 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} \right) + \left(1,7 * 7,5 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}} \right) = 16,11 \frac{\text{Lb}}{\text{pie}}$$

Debido a que no cumple, se utilizara la carga más crítica de 16,11 Lb/pie

- Diseño del cable principal

El cable se diseñará con las siguientes ecuaciones:

$$H = \frac{CU * L^2}{8 * d} \text{ (tensión horizontal)}$$

$$T = H * \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}} \text{ (tensión horizontal máxima)}$$

$$V = \sqrt{H^2 - T^2} \text{ (tensión vertical)}$$

Donde

CU = carga última

l = luz

d = flecha

En la tabla V se muestra los resultados de la tensión vertical, horizontal, y máxima, para las diferentes longitudes de flechas.

Tabla V. **Relación de flechas en puentes colgantes**

PASO AÉREO DE 52 MTS.				
dm	dp	H	T	V
4,33	14,20	4 124,76	4 347,54	1 373,86
4,00	13,12	4 465,05	4 671,63	1 373,86
3,50	11,48	5 102,91	5 284,62	1 373,86
3,00	9,84	5 953,40	6 109,86	1 373,86
2,50	8,20	7 144,08	7 274,98	1 373,86
2,00	6,56	8 930,10	9 035,16	1 373,86
1,50	4,92	11 906,79	11 985,79	1 373,86
1,00	3,28	17 860,19	17 912,95	1 373,86
0,75	2,46	23 813,59	23 853,18	1 373,86
0,30	0,98	59 533,97	59 549,82	1 373,86

Fuente: elaboración propia.

Para resistir una tensión máxima de 23 813,59 libras con una flecha mínima de 0,75 metros o 2,46 pies, se utiliza un cable de ½" cuya resistencia es de 27 200 libras con un alma de acero de 6x9 hilos y peso de 0,38 Lb/pies.

Se integra la carga última nuevamente incluyendo el peso del cable.

$$CU = 1,4 CM + 1,7 CV$$

Donde

$$CMU = CM + W_{\text{cable}} = 2,40 \text{ Lb/pie} + 0,38 \text{ Lb/pie}$$

$$CV = 7,5 \text{ Lb/pie}$$

$$CU = 1,4(2,78 \text{ Lb/pie}) + 1,7(7,5 \text{ Lb/pie}) = 16,70 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \text{ o } 24,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Los nuevos componentes de tensión serán:

$$H = \frac{CU * L^2}{8 * d} = \frac{16,64 * 170,56^2}{8 * 2,46} = 24 597,03 \text{ Lb ó } 11 157,02 \text{ kg}$$

$$T = H * \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}} = 24 597,03 * \sqrt{1 + \frac{16 * 2,46^2}{170,56^2}} = 24 637,93 \text{ Lb}$$

$$V = \sqrt{H^2 - T^2} = \sqrt{24 637,93^2 - 24 597,03^2} = 1 419,05 \text{ Lb}$$

- Péndolas

Esta sostiene la tubería y se une al cable principal, la carga de tensión (Q), soportada para cada péndola está dado por:

$$Q = U * S$$

Donde

U = carga última

S = la separación máxima entre péndolas en pies

$$Q = 16,70 \text{ Lb/pies} * 6,56 \text{ pies} = 109,55 \text{ lb.}$$

Para resistir las 109,55 libras en las péndolas, se empleará un cable de ¼” de diámetro, cuya resistencia es de 3 600 libras. Para calcular la longitud de las péndolas se utiliza la siguiente ecuación:

$$y = \frac{CU * X * (L - X)}{2H}$$

Donde

CU = carga última en kg/m

X = separación de la péndola más cercana respecto a la torre (m)

L = luz del paso aéreo (m)

H = tensión horizontal

$$y = \frac{24,90 * 2 * (52 - 2)}{2 * 11 157,02} = 0,11 \text{ metros}$$

La longitud de la péndola es de: 1,25-0,11=1,14 metros, a esta longitud se le agrega un 15 % debido a dobleces y ataduras. La longitud final es: 1,31 metros. En la tabla VI se muestra las diferentes longitudes de péndolas.

Tabla VI. Longitud de péndolas de paso aéreo

LONGITUD DE PÉNDOLAS DE PASO AÉREO DE 52 MTS.							
X (m)	W (Kg/m)	H(Kg)	w/2*H	y (m)	Long. De Péndola	Número De péndolas	Longitud Total
2	24,9	11 157,02	0,001115889	0,11	1,31	2	2,62
4	24,9	11 157,02	0,001115889	0,21	1,19	2	2,38
6	24,9	11 157,02	0,001115889	0,31	1,08	2	2,17
8	24,9	11 157,02	0,001115889	0,39	0,99	2	1,97
10	24,9	11 157,02	0,001115889	0,47	0,90	2	1,80
12	24,9	11 157,02	0,001115889	0,54	0,82	2	1,64
14	24,9	11 157,02	0,001115889	0,59	0,75	2	1,51
16	24,9	11 157,02	0,001115889	0,64	0,70	2	1,40
18	24,9	11 157,02	0,001115889	0,68	0,65	2	1,30
20	24,9	11 157,02	0,001115889	0,71	0,62	2	1,23
22	24,9	11 157,02	0,001115889	0,74	0,59	2	1,18
24	24,9	11 157,02	0,001115889	0,75	0,58	2	1,15
26	24,9	11 157,02	0,001115889	0,75	0,57	1	0,57
Longitud parcial de péndolas							24,06 m

Fuente: elaboración propia.

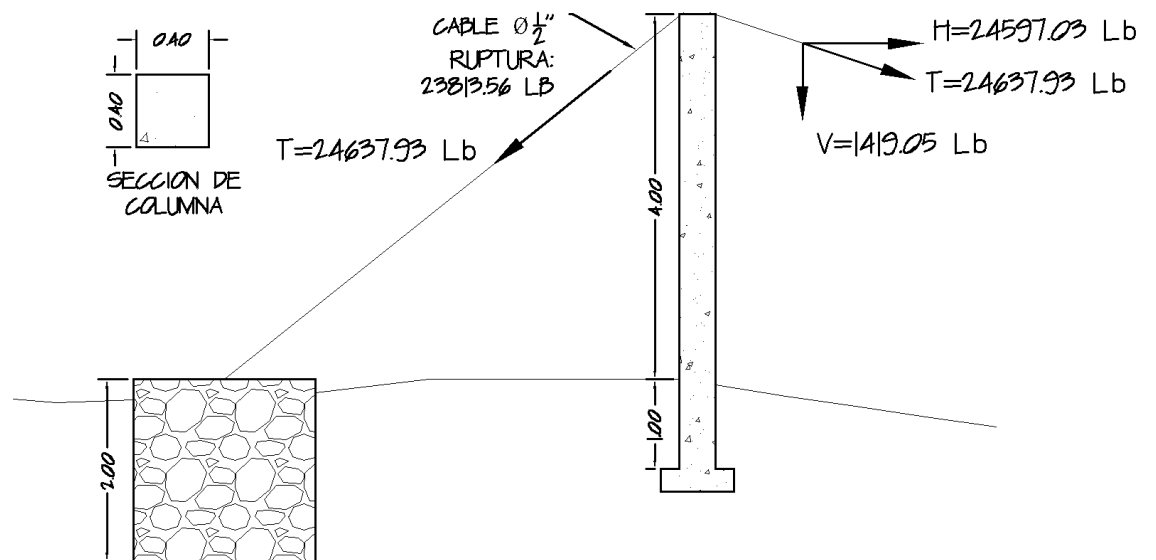
- Diseño de las columnas para soportar el cable

La función de la columna es cambiar el sentido a la tensión del cable principal en dirección del anclaje. La altura total es de 5 metros con una sección de 0,4 x 0,4 metros será de concreto reforzado y se diseñará bajo el código del ACI 318

Datos

- E_C = módulo de elasticidad el concreto = $15\,100 \times \sqrt{f'_c}$
 f'_c = resistencia a compresión del concreto = $210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero grado 40 = $2\,810 \text{ Kg} / \text{cm}^2$
 γ_c = peso específico del concreto = $2,4 \text{ T} / \text{m}^3$
 γ_s = peso específico del suelo = $1,6 \text{ T} / \text{m}^3$
 V_s = valor soporte del suelo = $14 \text{ T} / \text{m}^2$
 γ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo = $2,5 \text{ T} / \text{m}^3$
 L_u = longitud libre de la columna = $4,0 \text{ metros}$
 L = longitud total de la columna = $5,0 \text{ metros}$
 A = área de sección de la columna = $0,16 \text{ m}^2$

Figura 10. Diagrama de fuerzas actuantes en cable



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.2017.

Según el ACI 318S-11 se clasifica el tamaño de la columna en función de la esbeltez (E):

Cortas	$E < 21$
Medianas	$21 \leq E \leq 100$
Largas	$E > 100$

La esbeltez se calcula por la siguiente ecuación:

$$E = \frac{K * Lu}{r}$$

Donde

K = factor de pandeo= 2 debido al alabeo

Lu= longitud libre de la columna de 4 metros

$$r = \text{radio de giro } \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{12}\right) * b * b^3}{b * b}}$$

b = lado de la base de la columna de 40 cm.

$$E = \frac{k * Lu}{r} = \frac{2 * 4}{\sqrt{\frac{\frac{1}{12} * 0,4 * 0,4^3}{0,4 * 0,4}}} = 69,28$$

Por su esbeltez la columna se clasifica como intermedia. Luego se procede a calcular la carga crítica (P_{cr}) de la columna utilizando la ecuación de Leonhard Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E_C * I}{(k * Lu)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 15\,100 * \sqrt{210} * \frac{1}{12} * 40 * 40^3}{(2 * 400)^2} \div 1\,000 = 719,88 \text{ toneladas}$$

- Refuerzo de columna

En la columna solo actúa la fuerza axial muy pequeña ($V = 1\,419,05 \text{ Lb} = 0,64 \text{ ton}$) que corresponde a tensión vertical que ejerce el cable. Debido a que la columna puede soportar la tensión vertical se usará el criterio de la sección 10.8.4 del código del ACI 318S-11, que indica que cuando un elemento sujeto a compresión, tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínima, se empleará un área efectiva reducida no menor que la mitad del área total.

$$A_{min} = \frac{0,01 * 40^2}{2} = 8 \text{ cm}^2$$

Par cumplir con esta área se utilizará 4 varillas número 5 de grado 40. La carga actuante para la columna será:

$$P_u = \phi(0,85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P_u = \frac{0,7(0,85 * 210 * (1\,600 - 8) + 8 * 2\,810)}{1\,000} = 214,65 \text{ ton}$$

Como $P_u < P_{cr}$, por lo tanto la columna propuesta soportará la carga actuante, debido a que la columna no estará sometida a ningún tipo de esfuerzo flexionante, su confinamiento será con varilla número 3 a cada 0,15 metros.

- Diseño de zapata

Debido a que la carga que soporta la zapata es muy pequeña, se asumirá un peralte mínimo recomendado por el ACI de 15 centímetros y un recubrimiento cuando exista tierra de 7,5 centímetros

Peralte (t) = 15 + 7,5 = 23 cm se aproxima a 25 cm

Recubrimiento (r) = 7,5 cm

d = 25 - 7,5 - 1,27/2 = 16,86 cm.

e = 80 - 16,86 = 63,14 cm

Se calcula el factor de carga última:

$$F_{cu} = \frac{U}{CM + CV} = \frac{16,7}{2,78 + 7,5} = 1,62$$

Se integra las cargas que soporta la zapata:

Tensión vertical provocada por el cable = 0,64 ton.

Peso de la columna = (0,4 * 0,4 * 5) m³ * 2,4 ton/m³ = 1,92 ton.

Peso del suelo = 1 * 0,80² * 1,70 = 1,09 ton.

Peso de la zapata = (0,8m * 0,80m) * 0,25m * 2,4 ton/m³ = 0,39 ton.

Al integrar la carga se determina que zapata soporta un peso de 4,04 ton.

$$\frac{P_z}{A_z} \leq V_s \rightarrow \frac{4,04}{0,8^2} \leq 14 \rightarrow \text{ok!}$$

La carga última que soporta la zapata es de

$$W_{uz} = Pz * Fcu = 6,31 \text{ ton/m}^2 * 1,62 = 10,22 \text{ ton/m}^2$$

- Verificación de corte simple

Corte actuante

$$Va = Wuz * \text{ancho de zapa} * e$$

$$Va = 10,22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0,80 \text{ m} * 0,6314 \text{ m} = 5,16 \text{ ton}$$

Corte simple que resiste al concreto

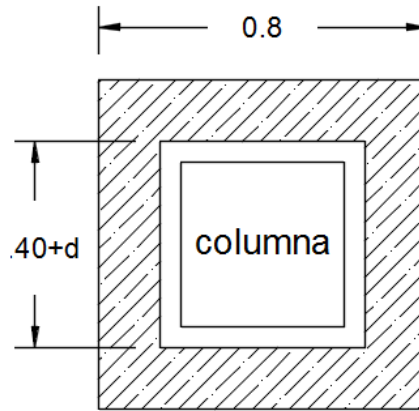
$$Vr = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vr = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 80 * 16,86 = 8\,805,46 \text{ kg} = 8,80 \text{ ton}$$

$$Va \leq Vr \rightarrow \text{ok!}$$

- Corte de punzonamiento

Figura 11. Corte por punzonamiento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.2017.

Corte punzonante actuante

$$V_a = W_{uz} * (A_{zapata} - A_{punzonante})$$

$$V_a = 12,98 * (0,80^2 - 0,5686^2) = 4,11 \text{ ton}$$

Corte punzonante que resiste al concreto ($b_o = 4*(40+d)$)

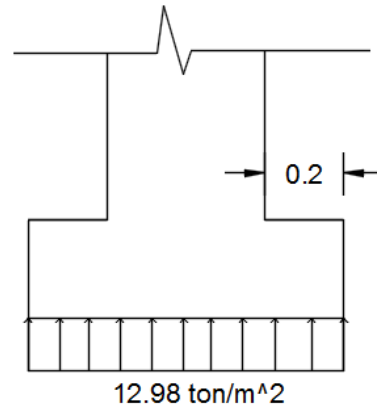
$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\begin{aligned} V_r &= 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 4 * (40 + 16,86) * 16,86 = 25\,033,92 \text{ kg} \\ &= 25,03 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_a \leq V_r \rightarrow \text{ok!}$$

- Cálculo de momento actuante y acero

Figura 12. Diagrama de carga distribuida para la zapata



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.2017.

Cálculo de momento

$$M_u = \frac{W_{uz} * L^2}{2} = \frac{10,22 * 0,20^2}{2} * 1\ 000 = 204,4 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de acero

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

$$A_s = \left((100 * 16,86) - \sqrt{(100 * 16,86)^2 - \frac{204,4 * 100}{0,003825 * 210}} \right) * 0,85 * \frac{210}{2\ 810}$$

$$A_s = 0,48 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 0,4 * \frac{14,1}{2810} * b * d = 0,4 * \frac{14,1}{2810} * 80 * 16,86 = 2,70 \text{ cm}^2$$

Como $A_s \leq A_{s_{\min}}$ se utiliza el área de acero mínimo y para cumplir con dicha área se utilizará refuerzo número 4 @ 0,20 m.

- Diseño de anclaje

Este estará constituido por mampostería de piedra. Sobre este elemento actúa tres tipos de cargas; la tensión del cable, el empuje del suelo y su propio peso. La tensión del cable, a su vez se descompone en dos fuerzas: una vertical hacia arriba que es contrarrestada por el peso propio del anclaje y la otra horizontal que es contrarrestada por la fricción y empuje del suelo.

Datos

$$\phi = 45^\circ$$

$$T = 24\,637,93 \text{ LB} = 11\,175,58 \text{ kg} = 11,17 \text{ ton.}$$

$$T_x = 11,17 * \cos 45^\circ = 7,90 \text{ ton.}$$

$$T_y = 11,17 * \sin 45^\circ = 7,90 \text{ ton.}$$

$$K_p = 3$$

$$K_a = 0,33$$

$$\gamma_{cc} = 2,25 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_s = 1,5 \text{ ton/m}^3$$

Calculando de cargas y momentos

$$P_p = K_p * \gamma_s * \frac{h^3}{2} = 3 * 1,5 * \frac{h^3}{2} = 2,25 h^3$$

$$P_a = K_a * \gamma_s * \frac{h^3}{2} = 0,33 * 1,5 * \frac{h^3}{2} = 0,25 h^3$$

$$M_p = P_p * \frac{h}{3} = 2,25 h^3 * \frac{h}{3} = 0,75 h^4$$

$$M_a = P_a * \frac{h}{3} = 0,25 h^3 * \frac{h}{3} = 0,08 h^4$$

$$W = \gamma_{cc} * h^3 = 2,25 * h^3$$

- Verificación de volteo

$$\sum MR = 1,5 \sum MA$$

$$M_p + w \frac{h}{2} = 1,5 \left(\frac{T_y h}{2} + \frac{T_x h}{2} + Ma \right)$$

$$0,75h^4 + 1,125h^4 = 5,9h + 5,9h + 0,12h^4$$

$$h = 1,90 \text{ mts.}$$

- Verificación contra deslizamiento

$$W = \gamma_{cc} * h^3 = 2,25 * 1,9^3 = 15,43 \text{ ton}$$

$$P_p = 2,25 h^3 = 2,25 * 1,9^3 = 15,43 \text{ ton}$$

$$P_a = 0,25 h^3 = 0,25 * 1,9^3 = 1,71 \text{ ton}$$

$$Cfs = 0,9 * \tan \theta = 0,9 * \tan 28 = 0,479$$

$$\frac{\sum F_{HR}}{\sum F_{Hact}} > 1,5 \rightarrow \frac{Cfs(W - Ty) + Pp}{Tx + Pa} \rightarrow \frac{0,479(15,43 - 7,9) + 15,40}{7,9 + 1,71}$$

$$1,98 > 1,5 \rightarrow \text{ok!}$$

Las dimensiones del anclaje son: 2,0 m X 2,0 m X 2,0 m. El en apéndice 5, se muestra el cálculo para el paso aéreo de 46 metros.

2.1.12.8. Pasos de zanjón

Se utilizan en sustitución de pasos aéreos cuando las longitudes son menores de 20 metros, permitiendo que la línea de la tubería pase o atraviese ríos, o tenga que salvar precipicios o accidentes geográficos en donde dicha tubería no puede quedar enterrada debido a las características topográficas del terreno. En este proyecto no se utilizarán pasos de zanjón.

2.1.13. Programa de operación y mantenimiento

Es importante mencionar que ningún sistema puede funcionar por sí solo, ni de manera adecuada si se opera de forma incorrecta. Por lo cual se necesita un conjunto de acciones que sirve para prevenir daños o reparaciones de las estructuras y equipos, con el objetivo de conseguir un buen funcionamiento en el sistema. El mantenimiento puede ser preventivo y correctivo.

El mantenimiento preventivo son acciones planificadas que se ejecutan antes de que se produzcan los daños. Y el mantenimiento correctivo consiste en reparaciones inmediatas y oportunas de cualquier daño que se haya probado en los equipos o estructuras. El mantenimiento estará a cargo de un fontanero sabiendo cómo se realiza cada operación.

- Mantenimiento en el área de captación.
 - A cada mes se debe de limpiar el área de plantas y piedras
 - A cada dos meses se debe de inspeccionar el área de captación, limpiar los alrededores del nacimiento con el fin de:
 - Verificar si hay fuentes de contaminación producida por aguas negras, animales, basuras y desperdicios.
 - Observar si hay deforestación.
 - A cada seis meses se debe de:
 - Revisar que en las estructuras no exista filtraciones o grietas.
 - Evitar que el agua se estanque y produzca erosiones en el terreno
 - Verificar el funcionamiento de la tubería de desagüe.
- Lecho filtrante:
 - Dos veces por semana se debe de:
 - Revisar la capa del sello para verificar que no haya taponamiento.
 - Verificar si hay raíces de árboles y si éstas no se han introducido al sello sanitario.

- Tanque de distribución:
 - Cada doce meses se debe realizar lo siguiente:
 - Revisar que en las estructuras no exista filtraciones o grietas.
 - Revisar estructuras y válvulas.
 - Lavar el interior del tanque es importa y se debe hacer de la siguiente forma:
 - ✓ Cerrar la válvula de hipoclorador y de entrada
 - ✓ Cerrar válvula de salida de la captación
 - ✓ Abrir válvula de desagüe
 - ✓ Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico
 - ✓ Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de pasar el cepillo
 - ✓ Abrir válvula de entrada de captación
 - ✓ Cerrar válvula de desagüe
 - ✓ Abrir válvula de hipoclorador y, de entrada
 - ✓ Abrir válvula de salida

- Línea de conducción y distribución:
 - Cada mes se deberá realizar lo siguiente:
 - Verificar la limpieza del caminamiento
 - Verificar si hay roturas y fugas
 - Verificar la correcta operación de: válvulas de limpieza y válvulas de aire

- Chapear y limpiar las líneas
 - Reparar roturas y fugas
- En los accesorios:
 - Para las válvulas de compuerta a cada 3 meses se debe de verificar que:
 - No haya roturas, fugas o que falten piezas
 - El buen funcionamiento
- Caja rompedor:
 - A cada seis meses se debe de:
 - Revisar que la estructura no exista fisura, ni grietas.
 - Verificar que no existan focos de contaminación a su alrededor y en su interior.
 - Chequear el funcionamiento de los accesorios.
- Pasos aéreos
 - A cada seis meses se debe de:
 - Revisar que los anclajes se encuentren en excelentes condiciones.
 - Verificar que no exista rotura en la tubería HG.
 - Observar que los cables se encuentren en buen estado y tensados.

- Observar que las mordazas no se encuentren oxidadas.

2.1.14. Evaluación ambiental

La evaluación es un proceso que identifica y predice en que forma la ejecución de un proyecto puede afectar al medio ambiente. Este proceso utiliza una secuencia lógica que permite definir mediante un análisis las medidas y gestión que es necesario tomar en consideración para evitar una situación ambientalmente adversa. El impacto ambiental puede ser positivo o negativo; alto, medio o bajo, temporal o permanente; irreversible; reversible; mitigable; directo o indirecto.

Al analizar el diseño del proyecto se determinó que los elementos que pueden ser impactados por el proyecto son:

- Agua: puede llegar a tener un impacto negativo en la etapa de construcción si no se realiza adecuadamente, provocando mala sanidad en el agua.
- El suelo: puede tener un impacto negativo si no se verifica la etapa del zanjeo, debido a los movimientos de tierra.
- Salud: debido al movimiento de tierra se producirá polvo en las etapas del proyecto, el cual puede afectar, principalmente a los trabajadores de la construcción, pero el impacto sería relativamente pequeño.
- Flora: el impacto será nulo, ya que no se tiene planificado tala de ningún tipo de árbol.
- Fauna: existe variedad de especies de aves y roedores en el lugar. El impacto sobre la fauna del lugar será nulo. Esto debido a que no se tendrá ningún tipo de alteración al ecosistema, durante, ni después de la ejecución del proyecto.

- Los impactos negativos se presentan mayormente en la etapa de construcción. En la etapa de operación puede darse impactos negativos sobre al ambiente, por ejemplo, la fuga de agua desestabiliza los suelos, la falta de cloración afecta la sanidad dela gua. En conclusión los elementos con mayor impacto negativo son:
 - El suelo
 - El agua
 - La salud

- Medidas de mitigación
 - Utilizar el equipo de protección personal: gafas de seguridad, mascarilla para evitar que las partículas del suelo afecten la salud del trabajador durante la construcción.
 - Capacitar al personal del mantenimiento y operación.
 - Capacitar a la población sobre el adecuado uso del agua y el sistema, para evitar desperdicio, uso innecesario.

- Plan de contingencia
 - El comité de agua potable debe de atender y acudir las emergencias contra inundaciones, azolvamiento o derrumbes que puedan afectar cualquier parte del sistema de agua potable.
 - Elaborar un programa de capacitación para prevención de accidentes.
 - Capacitar al personal del mantenimiento para que el sistema opere adecuadamente.

- Programa de monitoreo ambiental
 - El personal que trabajará en la ejecución del proyecto debe contar con el equipo de seguridad adecuado, tal como mascarillas: guantes, overoles, botas, casco y gafas de seguridad.
 - Capacitar al personal que laborará en la ejecución del proyecto sobre aspectos de salud, manejo del sistema, y del equipo adecuado a utilizar.
 - Contar con un botiquín de primeros auxilios.

- Impactos positivos
 - Evitar la proliferación de enfermedades gastrointestinales.
 - mejorar la calidad de vida de los miembros de la comunidad.

- Factores que puedan causar impacto ambiental y sus medidas de mitigación

Tabla VII. **Medidas de mitigación de impacto para proyectos de agua potable**

Componente	Impacto	Medida de mitigación
Emisiones a la atmósfera	Emisión de material particulado y polvo	Humedecer periódicamente las vías de acceso a la obra. Transportar el material de excavación cubierto y por las rutas establecidas con anticipación.
Efluentes líquidos	Generación de aguas residuales	Reutilizar el efluente producido por la prueba del estanque de regulación y la tubería. Disponer de baños químicos para personal en la obra.
Residuos sólidos	Generación de residuos sólidos (domésticos e industriales)	Mantener contenedores de residuos domiciliarios para un adecuado almacenamiento temporal. Recuperar y reutilizar la mayor cantidad de residuos de excavaciones. Retirar, transportar y disponer los residuos sobrantes, en lugares autorizados.
Ruidos o vibraciones	Incremento de los niveles de ruido.	Realizar trabajos de excavación e instalación de tuberías en horarios diurnos. Mantener los vehículos en las mejores condiciones mecánicas.

Continuación de la tabla VII.

Recursos hídricos	Alteración y utilización agua superficial o subterránea	<p>Que las obras no perjudiquen ni entorpezcan el aprovechamiento de agua para otros fines (riego, recreación).</p> <p>Dejar un caudal mínimo de agua, principalmente para la época de estiaje. No afectar los derechos constituidos de terceros.</p>
	Contaminación de cursos de agua o cauces por sedimentos y residuos líquidos o sólidos	<p>No almacenar temporalmente, en cauces o lechos de río o en sectores que desemboquen en ellos, material de excavación.</p> <p>No disponer efluentes en cauces o cursos de agua que sirven para abastecimiento.</p> <p>Remover inmediatamente los derrames accidentales de combustible con materiales adecuados.</p>
Suelo	Cambios en la estructura del suelo (propiedades fisicoquímicas)	<p>No realizar directamente en el suelo las mezclas para obras de concreto.</p> <p>Realizar los trabajos de mantenimiento de equipos y maquinarias, si se requiere, sobre un polietileno que cubra el área de trabajo.</p> <p>Remover inmediatamente el suelo, en caso de derrames accidentales de combustible y restaurar el área afectada con materiales y procedimientos sencillos.</p>

Continuación de la tabla VII.

<p>Vegetación y fauna</p>	<p>Remoción y afectación de la cobertura vegetal</p>	<p>Utilizar la infraestructura existente para la instalación de los trabajadores.</p> <p>Separar la capa de material orgánico de la del material inerte.</p> <p>Disponer adecuadamente el material orgánico para su posible reutilización.</p> <p>Evitar el paso de maquinaria sobre suelo con cobertura vegetal fuera del área de la obra.</p> <p>Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar.</p>
<p>Población</p>	<p>Alteración de las costumbres y cultura de las comunidades cercanas</p>	<p>Evitar la interferencia entre el tráfico peatonal o vehicular y los frentes de trabajo.</p> <p>Disponer de rutas alternativas en fechas de importancia para la población.</p>
	<p>Incremento en los niveles de accidentabilidad</p>	<p>Transportar el material de excavación sin superar la capacidad del vehículo de carga.</p> <p>Mantener una adecuada señalización en el área de obra, en etapa ejecución y operación. Instalar cercos perimetrales en los frentes de trabajo.</p> <p>Controlar la velocidad de los vehículos.</p>

Continuación de la tabla VII.

Paisaje	Impacto visual	Recuperar y restaurar el espacio público afectado, una vez finalizada la obra, retirando todos los materiales y residuos provenientes de las actividades constructivas.
Patrimonio cultural	Daño al patrimonio cultural	Suspender la obra, delimitar el área e informar a quién corresponda para una correcta evaluación, en la eventualidad de encontrar hallazgos arqueológicos. Una vez realizadas estas actividades se puede continuar con el trabajo.

Fuente: elaboración propia.

2.1.15. Presupuesto y cronograma del proyecto

El presupuesto integra los materiales y mano de obra que requiera la ejecución del proyecto, se conforma de los costos directos e indirectos del proyecto. Los precios de los materiales se determinaron mediante cotizaciones realizadas en la región para obtener datos verídicos.

Tabla VIII. **Presupuesto general del proyecto de sistema del agua potable, caserío Vega de Chuapec**

PRESUPUESTO					
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE CASERÍO VEGA DE CHUAPE, CUBULCO, BAJA VERAPAZ					
Número	RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Trabajos preliminares				
1.1	Limpieza y chapeo	11 101,78	ml	Q0,94	Q10 478,64
1.2	Trazo y replanteo topográfico	11 101,78	ml	Q7,78	Q86 329,47
2	Línea de conducción				
3	Línea de distribución				
3.1	Línea central	4 048,60	ml	Q99,20	Q401 625,88
3.2	Ramales de distribución	4 625,21	ml	Q95,68	Q442 520,81
4	Captación				
4.1	Mampostería de concreto ciclópeo	17,97	m ³	Q1 058,38	Q19 019,01
4.2	Losa 10 cm	7,41	m ²	Q391,47	Q2 900,79
4.3	Viga de 0,20*,20 m	4,00	ml	Q179,86	Q719,42
4.4	Accesorio y complementos	1,00	global	Q6 345,84	Q6 345,84
5	Tanque de distribución				
5.1	Mampostería de concreto ciclópeo	51,82	m ³	Q1 008,26	Q52 247,88
5.2	Losa 10 cm	39,70	m ²	Q415,35	Q16 489,29
5.3	Viga de 0,30 x 0,30 m	30,00	ml	Q497,70	Q14 931,08
5.4	Hipoclorador	1	global	Q6 308,71	Q6 308,71
5.5	Accesorio y complementos	1	global	Q4 995,95	Q4 995,95
6	Paso aéreo de 52 metros				
7	Paso aéreo de 46 metros				
8	Cajas rompepresión,				
9	Válvula de aire				
10	Válvula de limpieza				
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1 711 543,17

Fuente: elaboración propia.

Por medio del cronograma de ejecución se logra determinar la secuencia lógica para realizar las actividades. Para este proyecto se tomaron tiempo aproximados, por lo que estos se encuentran sujetos a cambios debido a factores externos.

Tabla IX. **Cronograma de ejecución para el sistema de agua potable, caserío Vega de Chuapec**

PROYECTO: Sistema de agua potable caserío Vega de Chuapec, Cubulco, Baja Verapaz						
Número	Descripción	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5
1	Trabajos preliminares	■	■	■		
2	Línea de conducción		■	■	■	
3	Línea de distribución			■	■	■
4	Captación		■	■		
5	Tanque de distribución		■	■	■	
6	Paso aéreo de 52 metros				■	■
7	Paso aéreo de 46 metros				■	■
8	Cajas rompe presión.			■	■	■
9	Válvula de aire					■
10	Válvula de limpieza					■

Fuente: elaboración propia.

2.1.16. Valuación socioeconómica

La evaluación socioeconómica del proyecto tiene como propósito identificar los beneficios del mismo, para luego darles un valor adecuado que edifique la rentabilidad social a través del análisis de costo-beneficio.

Se deben de tomar en cuenta los gastos que genera el proyecto para su administración, desinfección, operación, mantenimiento e inflación. También se debe tener una tarifa del cobro por consumo de agua para cubrir dichos gastos.

- Gasto de mantenimiento

Para determinar el costo por mantenimiento mensual se debe considerar el periodo de vida útil del sistema. Se ha estimado que mensualmente se requiere un 0,40 % del total del proyecto.

$$G_{m,m} = \frac{0,004 * CT_{proyecto}}{vida\ util} = \frac{0,004 * Q\ 1\ 711\ 543,17}{22} = Q\ 311,20$$

- Gasto de desinfección

Para la desinfección se utiliza 20 tabletas de hipoclorito de calcio al mes y un fontanero se encargará de la desinfección.

$$G_{des} = Precio_{tabletas} * N_{tabletas} = Q\ 13,50 * 20 = Q\ 270,00$$

- Gastos operativos

Para la operación del sistema de agua, es indispensable la contratación de un fontanero. Este trabajara un día a la semana con un salario de Q 97,00 por día, por lo que el salario al mes es de Q 388,00

$$G_{op} = Q\ 388,00$$

- Gastos administrativos

Entre ellos se incluye los gastos de papelería, mobiliario, equipo de oficina entre otros, por lo que se estima un 15 % de la suma de los gastos descritos anteriormente,

$$G_{adm} = 0,15 * (G_{m,m} + G_{des} + G_{op}) = 0,15 * (311,20 + 270,00 + 388,00)$$

$$= Q 145,38$$

- Inflación

La inflación es el aumento del costo que los materiales y la mano de obra sufrirán en el transcurso del tiempo. Por lo general, se ha observado que el ritmo fluctúa aproximadamente en un 4,72 %, el cual seguramente variara con el paso de los años al alta desmedida de los precios que se generan actualmente.

$$I = I\%_{INFLACION} * (G_{m,m} + G_{des} + G_{op} + G_{adm})$$

$$I = 0,0472 * (311,20 + 270,00 + 388,00 + 145,38) = Q 52,61$$

- Cálculo de tarifa propuesta

Para el cálculo de la tarifa se suman todos los gastos del sistema descritos anteriormente más la inflación, y este costo se dividirá entre el total de conexiones domiciliarias.

Tabla X. **Tarifa propuesta**

Tarifa propuesta	
Gastos de administración	Q311,20
Gastos de desinfección	Q270,00
Gastos de operación	Q388,00
Gastos de mantenimiento	Q145,38
Inflación	Q52,61
TOTAL	Q1 167,19
Número de conexiones	80
Total/Número de conexiones	Q14,59
TARIFA	Q15,00

Fuente: elaboración propia.

2.1.16.1. **Valor presente neto**

El valor presente neto (VPN) es una medida del beneficio que rinde un proyecto de inversión a través de su vida útil, en otras palabras, es el valor presente de su flujo de ingresos futuros menos el valor presente de su flujo de gastos. Según este método la inversión es aceptable cuando el valor presente neto es positivo generando ganancias, por lo contrario, si el VPN fuera negativo, indicaría que la inversión genera pérdidas a una cierta tasa de interés. Y si el VPN es igual a cero, la inversión no genera ni pérdidas ni ganancias.

Para el análisis del VPN se toma una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva actual que es del 13 %. También se toma en cuenta el costo total del proyecto (Q1 711 543,17) será proporcionado por alguna institución, ya sea gubernamental o no, por lo que no será recuperable y para este análisis no se considerará debido a que se analiza si el proyecto es autosustentable.

Para el cálculo de valor presente se utiliza la siguiente ecuación.

$$VP = \text{Monto} * \frac{(i + 1)^n - 1}{i * (i + 1)^n}$$

Donde

i = tasa de interés

n = años de vida útil del proyecto

- Gastos de mantenimiento y operaciones anuales (G_{moa})

$$G_{\text{moa}} = (G_{\text{m.m}} + G_{\text{des}} + G_{\text{op}} + G_{\text{adm}} + I)$$

$$G_{\text{moa}} = (311,20 + 270,00 + 388,00 + 145,38 + 52,61) * 12 = Q 14 006,28$$

- Cobro de tarifa anual (T_a)

$$T_a = T_c * \text{número de conexiones} * 12 = 15 * 80 * 12 = Q 14 400,00$$

- Valor presente egreso (G_{moa})

$$VP = 14 006,28 * \frac{(0,13 + 1)^{22} - 1}{0,13 * (0,13 + 1)^{22}} = Q 100 418,21$$

- Valor presente de ingresos (T_a)

$$VP = Q 14 400,00 * \frac{(0,13 + 1)^{22} - 1}{0,13 * (0,13 + 1)^{22}} = Q 103 240,99$$

El VPN se obtiene de la resta de ingresos y egresos que se obtengan durante la vida útil

$$\text{VPN} = \text{ingreso} - \text{egresos} = 103\,240,99 - 100\,418,21 = Q\,2\,822,78$$

Este valor muestra que el proyecto será autosustentable y la tarifa propuesta es la adecuada.

2.1.16.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno (TIR) es la tasa de interés con la cual el valor presente neto (VPN), es igual a cero. La TIR es un indicador de la rentabilidad de un proyecto, en donde a mayor TIR, mayor será la rentabilidad. Esta se utiliza para decidir si se rechaza o elige un proyecto de inversión.

Debido a que el proyecto es de carácter social no es posible obtener una tasa interna de retorno atractiva, por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio.

$$\text{Costo} = \text{CT}_{\text{proyecto}} - \text{VPN} = 1\,711\,543,17 - 2\,822,78 = Q\,1\,708\,720,39$$

$$\text{Beneficio} = \text{hab. futuros} = 767 \text{ habitantes}$$

$$\text{Costo/beneficio} = \frac{1\,708\,720,39}{767} = Q\,2\,227,80/\text{hab}$$

Con este valor obtenido costo/beneficio las instituciones podrán decidir si les es rentable a su punto de vista el proyecto.

2.1.17. Planos

Los planos del proyecto se muestran en apéndice 9 los cuales están constituidos por 22 planos clasificados por:

- Plano en conjunto.
- Línea de distribución.
- Línea de conducción.
- Captación.
- Tanque de distribución.
- Caja rompedora.
- Pasos aéreos.

2.2. Diseño de un puente vehicular para el caserío Piedras Blancas Alibalabaj, de la aldea Alibalabaj, Cubulco, Baja Verapaz

2.2.1. Sistema estructural

El puente estructural se conformará de concreto reforzado lo cual permite salvar un accidente geográfico como un río, carreteras, caminos, cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico que se pueda encontrar en la topografía. La función del puente es sostener un obstáculo que permita conectar dos puntos.

La estructura de un puente se compone de dos grandes grupos

- La superestructura
 - Losa
 - Vigas principales
 - Vigas secundarias (diafragmas)
 - Carpeta de rodadura
 - Barandas
- La subestructura
 - Viga cabezal
 - Topes sísmicos
 - Estribos
 - Apoyo de elastómeros

Según la Normativa Norteamérica AASHTO LRFD 2012, dicta que toda estructura de carácter vial que se acople a sus recomendaciones debe cumplir con los siguientes criterios.

- Estructuralmente viable
- Económicamente factible
- Segura
- durable

2.2.2. Consideraciones generales

Son las especificaciones y descripción del proyecto.

2.2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto del caserío Piedras Blancas Alibalabaj del municipio de Cubulco, Baja Verapaz consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de un carril, capaz de soportar un camión tipo C2 de la Dirección General de Caminos, con una luz entre apoyos de 20 metros y un ancho total de 4,70 metros, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, vigas principales, elastómeros, topes sísmicos, losa y diafragmas de concreto reforzado. Este proyecto facilitara que los pobladores de la comunidad y de las que se encuentran alrededor, puedan desplazarse a otras aldeas y al camino principal que conduce a la cabecera municipal.

2.2.2.2. Especificaciones de diseño

El diseño del puente vehicular se basa en el método de factores de carga y resistencia (LRFD) de las especificaciones Standard Specifications Highway Bridges de la American Association of State Highway and Transportation Officials, (AASHTO), y se utilizará la propuesta de AGIES NSE 5.2-2013 PUENTES. Las vigas se analizarán por medio de líneas de influencia, los estribos se diseñarán por su propio peso o gravedad.

Se deben de tomar en cuenta algunos criterios basados en el método AASHTO. Para el de desarrollar el diseño de puentes, los cuales se definen a continuación:

- Recubrimientos (AASHTO 8.22.): se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 centímetros; para losas en cama superior 5 centímetros, cama inferior 2,5 centímetros; para columnas y vigas 5 centímetros, para zapatas y pilotes 7,5 centímetros.
- Longitud de desarrollo (AASHTO 8.24.1.2): se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.
- Traslapes (AASHTO 8.25/ DGC 509.080.): se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras número 11, de tal forma que desarrollen un 125 % del f_y nominal de la barra y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.
- Ganchos (AASHTO 8.23.2.2.): los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- El concreto a utilizar tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 281kg/cm^2 (4 000 psi); el acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de $4\,200\text{kg/cm}^2$ (grado 60).

2.2.3. Estudios preliminares

Los estudios preliminares sirven para obtener datos claros y precisos de las diferentes características y propiedades, del lugar donde se ejecutará el proyecto, ya que dichos datos son importantes para realizar el diseño del puente vehicular.

2.2.3.1. Estudio topográfico

El levantamiento topográfico es esencial para el diseño, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación, además proporciona información sobre las pendientes y áreas de descarga de la sección donde se ubicará la estructura, para poder determinar la altura mínima de la misma.

Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico 60 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo donde se ubicará la estructura; también se tomó 50 metros a cada extremo del puente. Para dicho levantamiento se utilizó el método taquimétrico, que consiste en la lectura de hilos del estadal, para obtener curvas de nivel, secciones transversales y el diseño geométrico de la estructura.

Para el levantamiento topográfico se utilizó equipo proporcionado por la Unidad del EPS de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala. El equipo utilizado fue el siguiente:

- Teodolito
- Tripoide
- Estadal

- Cinta métrica
- Plomadas de bronce
- Estacas y pintura

2.2.3.2. Estudio hidrológico

El estudio hidrológico consiste en determinar los caudales que circulan por la sección donde se ubicará el puente, con el fin de encauzar los escurrimientos superficiales en otras palabras, es determinar cualitativamente y cuantitativamente la cantidad de agua superficial que circula por el río donde se realizara el proyecto, para el posterior diseño del puente.

2.2.3.2.1. Determinación de caudal máximo

Los caudales máximos ocurren en la época de lluvia u otros factores naturales, por lo cual es importante determinar la cantidad de agua que pasa por el río del proyecto. Para el cálculo de caudal máximo se utilizó el método racional.

- Método racional

Es un método muy utilizado para medir el caudal instantáneo máximo de descarga de una cuenca hidrográfica. Para lograr esto, la tormenta máxima debe prolongarse durante un período que sea igual o mayor que el tiempo de concentración. La fórmula del método racional es:

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

Donde

Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área tributaria de la cuenca (Ha.)

- Coeficiente de escorrentía

Tabla XI. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5 %	0,30	0,50	0,60
	5 – 10 %	0,40	0,60	0,70
	10 – 30 %	0,50	0,70	0,80
Potreros	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 – 10 %	0,15	0,30	0,55
	10 – 30 %	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5 %	0,10	0,30	0,40
	5 – 10 %	0,25	0,35	0,50
	10 – 30 %	0,30	0,50	0,60

Fuente: *National Engineering Handbook*. p. 11.

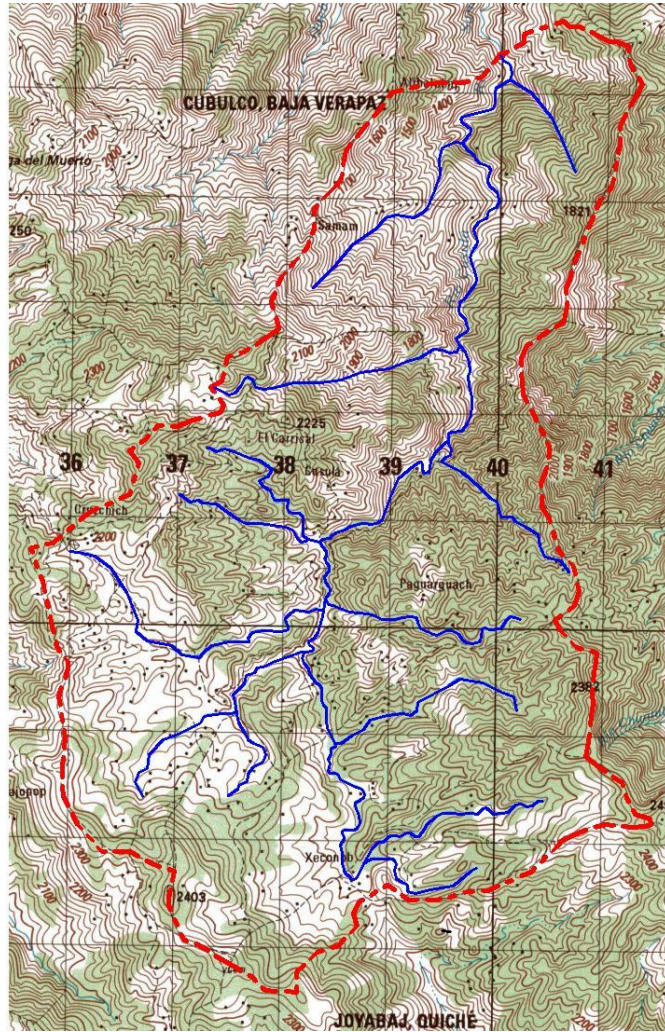
Para el cálculo de caudal máximo se utilizará un coeficiente de escorrentía de 0,30 debido a que el lugar es boscoso, con capacidad infiltración alto y una pendiente entre 10-30 %.

- Área tributaria de la cueca

Para determinar el área de la cuenca se utiliza los planos topográficos escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional. En la figura 11 se muestra la cuenca y los cauces que en ella se encuentran.

El área de la cuenca es de 30,37 km², y la longitud del cauce del río al punto más lejano es de 12,70 km, con una diferencia de altura de 1 080 metros.

Figura 13. Área tributaria de la cuenca



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

- Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el periodo en que tarda una gota de agua en recorrer las distancia desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto

de análisis. Para determinar el tiempo de concentración se utilizó la fórmula Kirpich, que usa el desnivel y longitud del cauce del río.

$$t_c = \frac{3L^{1,15}}{154H^{0,38}}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (minutos)

L = longitud más prolongada del cauce dentro de la cuenca (m)

H = diferencia de altura (m)

$$t_c = \frac{3 * 12\,700^{1,15}}{154 * 1\,080^{0,38}} = 71,82 \text{ minutos}$$

○ Intensidad de lluvia

Se utiliza los parámetros de ajuste para la intensidad de lluvia en la tabla XII, obtenidos por los datos del Insivumeh, correspondiente a la estación meteorológica de Cubulco, ya que en el proyecto se encuentra cerca de dicha estación.

Tabla XII. **Parámetros de ajuste para la estación de Cubulco**

T(años)	2	5	10	20	25	30	50	100
Estación Cubulco								
a	5204	63494	204512	473654	597283	708014	1093685	1811506
b	64.3	221.4	305.3	368.5	386.2	399.3	433.2	472.8
n	0.93	1.12	1.23	1.32	1.34	1.35	1.40	1.45
R2	0.014	0.030	0.031	0.032	0.033	0.033	0.034	0.035

Fuente: INSIVUMEH.

$$I = \frac{a}{(b + t_c)^n}$$

Donde

I = intensidad de lluvia (mm)

a, b, n = parámetros de ajuste intensidad de lluvia

Intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años.

$$I = \frac{1\ 811\ 506}{(472,8 + 71,82)^{1,45}} = 195,30 \text{ mm/hora}$$

- Cálculo del caudal

$$Q = \frac{0,3 * 195,30 * 3\ 037}{360} = 494,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.3.3. Estudio hidráulico

El estudio hidráulico sirve para determinar el nivel de crecida de diseño, y así determinar la ubicación de los estribos y la longitud del puente. La altura que se le dará a la super-estructura a partir del fondo del río debe ser la adecuada para las crecidas máximas, más en época de invierno y así evitar daños futuros.

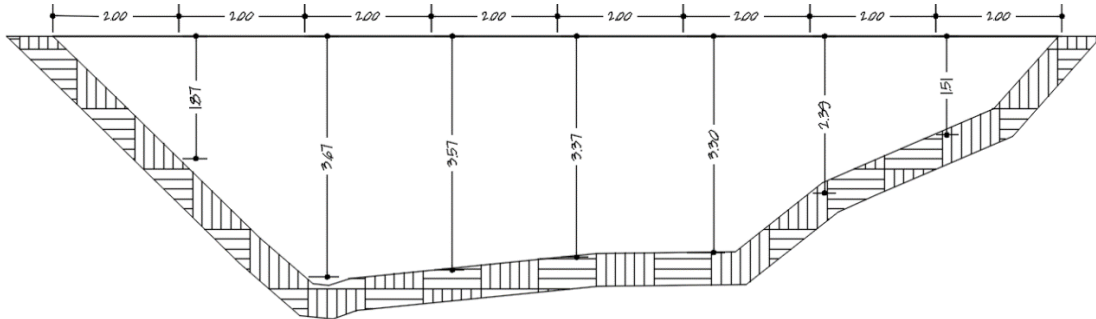
2.2.3.3.1. Determinación de nivel de crecida de diseño

Para la determinación de nivel de crecida de diseño se utilizó el método de sección-pendiente, para determinar la altura máxima que alcanza el caudal máximo en ese punto. Con base en la topografía se obtuvo la sección transversal del río por donde circula el caudal.

- Método sección-pendiente

Para este método se utiliza la sección del río basada en la topografía obtenida del lugar y la velocidad se obtiene por la fórmula de Manning, y así determinar el nivel de crecida máxima.

Figura 14. Sección del río para la crecida máxima de diseño



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

De la figura 14 se determina que el área (A) de la sección del río es de 40,02 m² y el perímetro mojado (PM) es 18,52 metros.

- Cálculo de velocidad

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * s^{1/2}$$

Donde

$$R_h = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{PM} = \frac{40,02 \text{ m}^2}{18,52 \text{ m}} = 2,16 \text{ m}$$

N = rugosidad del suelo = 0,03

S = pendiente del terreno = 5/100

$$v = \frac{1}{0,03} * 2,16^{2/3} * 0,05^{1/2} = 12,46 \text{ m/s}$$

- Cálculo del caudal

$$Q = v * A = 12,46 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 40,02 \text{ m}^2 = 4 998,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al comparar el caudal calculado por los dos métodos se determina que el caudal máximo instantáneo es menor que el caudal de crecida máxima de diseño, por lo que con este valor se toma la altura desde el fondo del río al puente. Considerando las especificaciones de las Normas AASHTO que recomienda un mínimo de 2 metros sobre la altura de la crecida máxima.

La altura desde el lecho del río a la cara inferior de la viga será de 6,00 metros.

2.2.3.4. Estudio de suelos

Es importante realizar un estudio de las propiedades del suelo, ya que estas soportan las cargas provenientes de la estructura y subestructura. Para el proyecto se tomó una muestra inalterada en donde estará ubicado uno de los estribos y la profundidad de la calicata fue de 1,00 metros de profundidad a partir del nivel del lecho del río. A la muestra se le realiza el ensayo triaxial, granulometría, y límites de Atterberg.

Para determinar el valor soporte del suelo se utiliza la ecuación de la teoría de Terzaghi, con los resultados del ensayo triaxial, tomando en cuenta que el suelo es arena limosa (ver anexo 1).

Donde

Cohesión (C_u) = 6,10 ton/m²

Ángulo de fricción interna (ϕ) = 23,59° y 0,41 radianes

Peso específico del suelo (γ) = 1,44 ton/m³

Desplante (D_f) = 1,00 m

Base (B) = 1,00 m

- Factor de flujo de carga

Se utilizan los factores de capacidad de carga modificados debido a la cercanía del nivel freático con la estructura de cimentación. Dichos factores generan una disminución para la capacidad de carga en comparación con la ecuación original de Terzaghi.

Figura 15. Factores de capacidad de carga modifica de Terzaghi

ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 160.

$$N'_c = 13,88$$

$$N'_q = 5,04$$

$$N'_\gamma = 1,88$$

Sustituyendo

- Capacidad de carga última

$$q_u = 1,3 * C_u * N'_c + D_f * \gamma * N'_q + 0,4B * \gamma * N'_\gamma$$

Sustituyendo

$$q_u = 1,3 * 6,10 * 13,88 + 1,0 * 1,44 * 5,04 + 0,4 * 1 * 1,44 * 1,88$$

$$q_u = 118,41 \text{ ton}/m^2$$

- Capacidad de carga última neta (admisible)

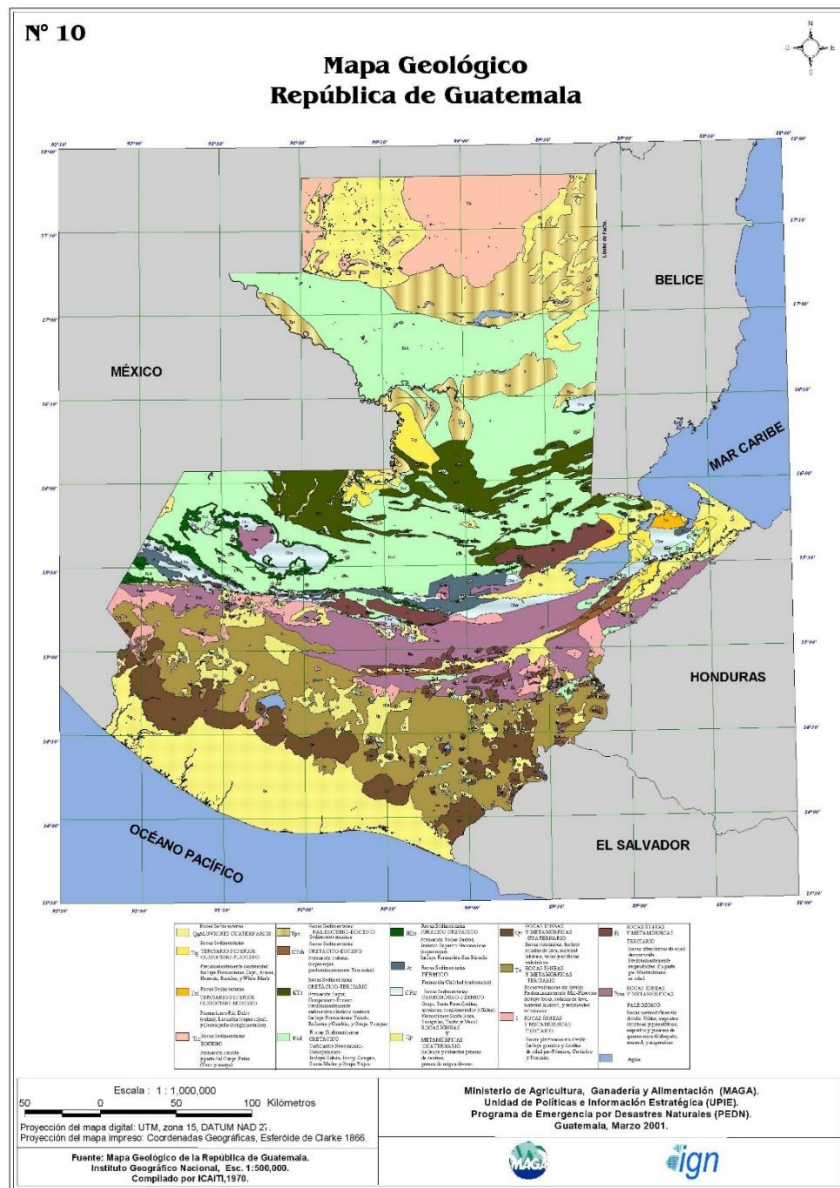
$$q_{adm} = \frac{118,41 - 1,44 * 1}{3} = 38,99 \text{ ton}/m^2$$

2.2.3.5. Estudio geológico

El objetivo es establecer las características geológicas, del lugar, así como sus formaciones que se encuentra identificando tanto su distribución como sus características técnicas correspondientes. Según el mapa geológico de Guatemala de IGN. (Ver figura 13), se determina que los tipos de rocas que se encuentra en el área son ígneas y metamórficas de la era paleozoica tales

como: filitas, esquistos, cuarzo, granitíferos, mica, feldespato, mármol y migmatitas.

Figura 16. Mapa geológico de Guatemala



Fuente: Instituto de Geografía Nacional.

La falla geológica más cerca al proyecto es la Chixoy Polochic que se encuentra en la sierra de los Cuchumatanes.

Figura 17. **Tabla sobre la resistencia de suelos de la república de Guatemala**

Resistencia Mecánica de Suelos	
TERRENOS DUROS:	RESISTENCIA Ton/m²
ROCA GRANÍTICA	300
PIEDRA CALIZA, EN LECHOS COMPACTOS.	250
PIEDRA ARENISCA, EN LECHOS COMPACTOS.	200
CONGLOMERADOS O BRECHAS	80 - 100
ROCA BLANDA O ESQUISTOS	80 - 100
GRAVAS Y ARENAS COMPACTAS.	60 - 100
GRAVAS, SECAS GRUESAS, COMPACTA.	60
TERRENOS SUAVES.	RESISTENCIA Ton/m²
GRAVAS Y ARENAS MEZCLADAS CON ARCILLA SECA.	40 - 60
ARCILLA SECA EN CAPAS GRUESAS	40
ARCILLAS MEDIANAMENTE SECA EN CAPAS GRUESAS.	30
ARCILLAS BLANDAS *	10 - 15
ARENA COMPACTA, CONGLUTINADA, COMPACTA	40
ARENA LIMPIA Y SECA, EN SUS LECHOS NATURALES Y COMPACTOS	20
TIERRA FIRME SECA, EN SUS LECHOS NATURALES.	4
TERRENOS DE ALUVIÓN.	5 - 15
LOS TERRENOS EN VALLES HÚMEDOS Y HUMEDALES	2 - 5

* Suelos promedio del Departamento de Guatemala, República de Guatemala, Centro América.

Fuente: *Página de FARUSAC*. <http://farusacremoto.blogspot.com>. Consulta: 30 de enero de 2018.

En la figura 17 se muestran el promedio de las resistencias mecánicas para los diferentes tipos de suelos que existen en la república de Guatemala, tomando en cuenta que el tipo de suelo para el proyecto es arena limosa color café según el ensayo de límites de atterberg mostrados en el anexo 1. Por lo que es un terreno suave compuesto por arena en su mayor parte, cuya resistencia se encuentra entre los parámetros.

2.2.3.6. Estudio de tránsito

En las visitas de campo e información de los pobladores se verificó que la afluencia de tránsito es muy pequeña, debido a que solo circula pocos vehículos liviano y motos en su gran mayoría, debido a que la carretera es angosta, y en algunos casos uno que otro camión pequeño de comercio. Para este proyecto se diseñará el puente para el peso de un camión C2 de la dirección general de caminos. república de Guatemala.

Figura 18. Carga viva estándar de vehículos de carga pesada



Fuente: Dirección General de Caminos.

2.2.4. Diseño de la estructura

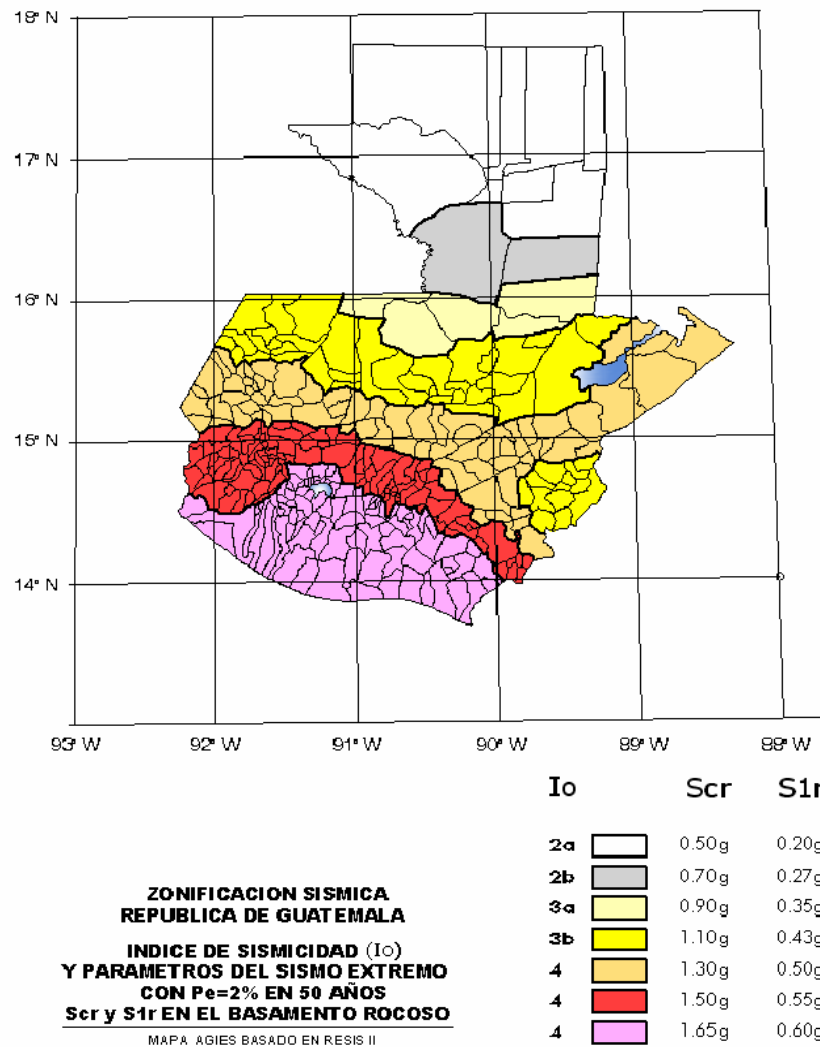
Se diseñan los elementos que conforman la superestructura y subestructura del puente.

2.2.4.1. Consideraciones de diseño

- Luz libre: 20 m
- Ancho útil: 3,00 m
- Ancho total: 4,70m
- Resistencia del concreto: 281 Kg/cm²
- Resistencia del acero: 4 200 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 21\,000\,000$ Kg/cm²
- Peso del concreto armado: 2 400 Kg/m³
- Peso del concreto ciclópeo: 2 500 Kg/m³
- Sobrecarga: C2 (Ministerio de Comunicación, Infraestructura y Vivienda).

Es necesario analizar la zona sísmica donde se ubica el puente con base en la zonificación sísmica para la república de Guatemala dada por la norma de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala AGIES NSE 2-10 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección.

Figura 19. Zonificación sísmica para la república de Guatemala



Fuente: AGIES NSE 2-10. Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala. p. 14.

2.2.5. Diseño de la superestructura

Se diseña la viga principal, diafragmas, baranda de protección y losa.

2.2.5.1. Diseño de viga principal

La viga principal es el elemento estructural más importante de la superestructura, ya que están sometidas a fuerzas flexionantes. Para este proyecto consistirá solo de dos vigas T la cual estará fundida monolíticamente con la losa. Se deben de predimensionar, y calcular los momentos y acero de refuerzo.

2.2.5.1.1. Predimensionamiento

La tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD propone que para tramos simples la profundidad mínima para una viga T se calcula con la siguiente formula:

$$H = 0,070 L$$

Donde

L= longitud del puente de 20 metros.

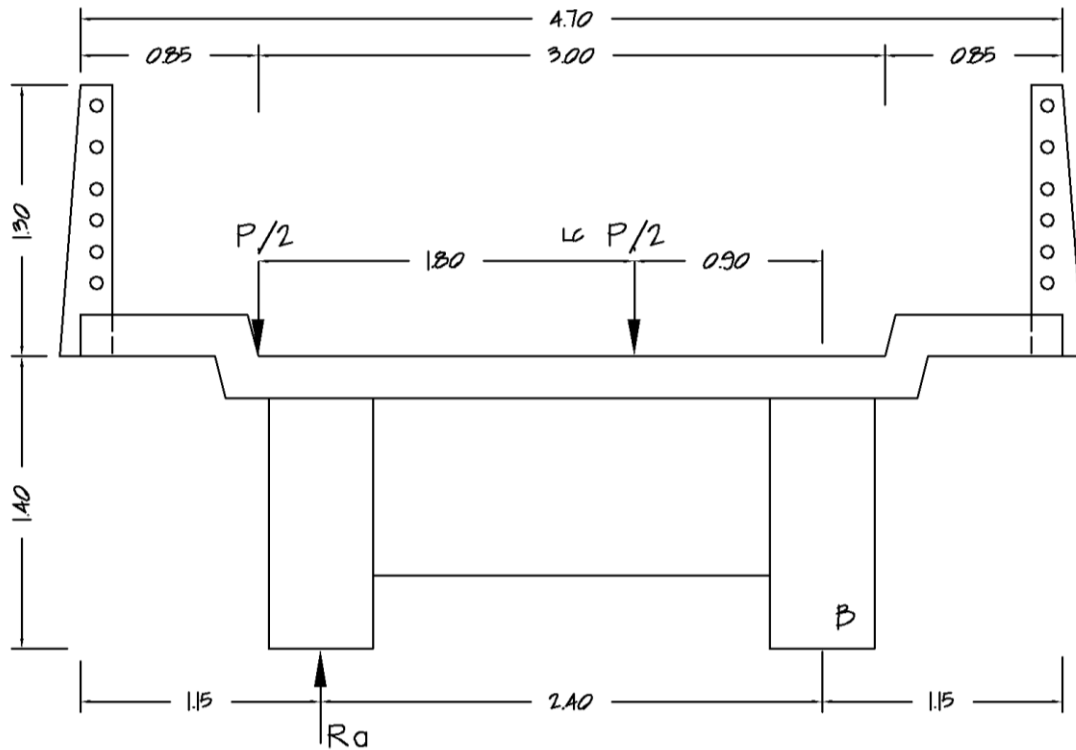
$$H = 0,070 * 20 = 1,40 \text{ metros}$$

Para la dimensión de la base, puede tomarse una dimensión que esta entre el 40 y 50 % de la altura. La altura de la viga T será de 1,40 metros y su base de 50 centímetros.

2.2.5.1.2. Cálculo de factor de distribución

Para el concreto armado en vigas según la tabla 4.6.2.2.2d-1 AASHTO se utiliza ley de momentos que es el método de la palanca.

Figura 20. Diagrama para ley de momentos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

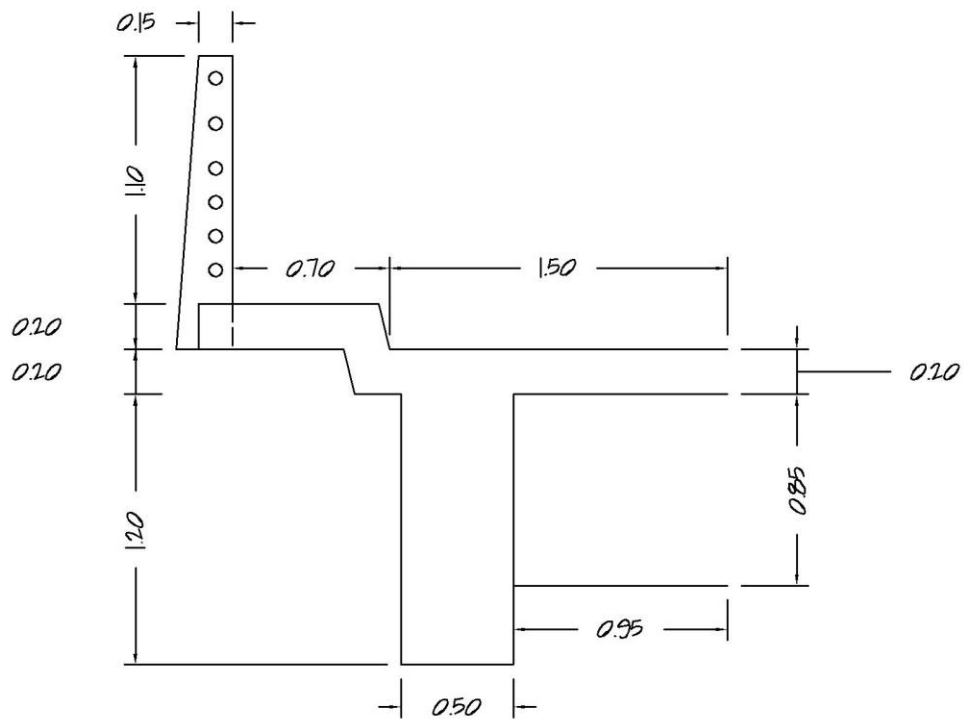
Se calcula la reacción ($R_a = gP$), tomando como pivote el punto B.

$$R_a = \frac{P}{2} * \left(\frac{0,9}{2,4} + \frac{2,7}{2,4} \right) = 0,75 P \rightarrow g = 0,75$$

El factor de distribución (g) es 0,75

2.2.5.1.3. Cálculo de momentos de la viga principal

Figura 21. Viga principal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Momento para cargas muertas

La carga muerta (DC) estará constituida por el peso de la losa, baranda y diafragma. El diafragma se considera como carga puntual.

$$W = (\text{área}) * (\gamma_c)$$

$$W_{\text{losa}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * (0,20 \text{ m} * 2,35 \text{ m}) = 1\,128 \text{ kg/m}$$

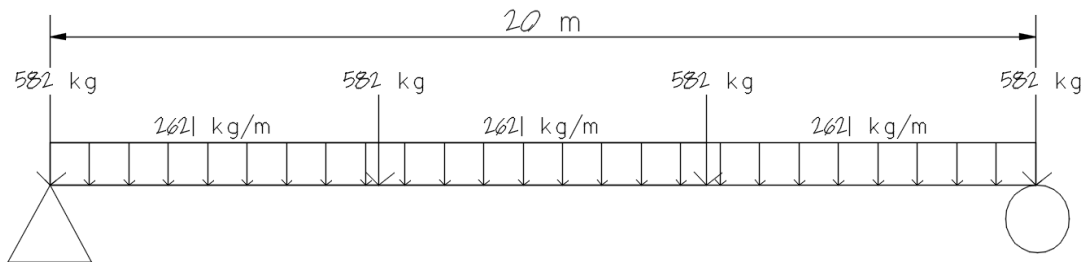
$$W_{\text{viga}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * (0,50 \text{ m} * 1,20 \text{ m}) = 1\,440 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{baranda}} = \frac{P_{\text{poste}} + P_{\text{tubos}}}{2,35} = \frac{99 \text{ kg} + (6 * 4 \frac{\text{kg}}{\text{ml}})}{2,35} = 53 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 2\,621 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{diafragma}} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * (0,95 * 0,85 * 0,3) = 582 \text{ kg}$$

Figura 22. **Cargas muertas en la viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

$$M_{\text{DC}} = \frac{W_{\text{TOTAL}} * L^2}{8} + \frac{W_{\text{diafragma}} * L}{3}$$

Donde

M_{DC} = momento debido a cargas muertas

L = longitud del puente en metros

$$M_{DC} = \frac{2\,621 \text{ kg/m} * 20^2}{8} + \frac{582 \text{ kg} * 20}{4} = 133\,960 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento para carga de asfalto

La carga para asfalto (DW) tiene un espesor de capa de 5 centímetros.

$$M_{DW} = \frac{W_{\text{asfalto}} * L^2}{8}$$

Donde

M_{DW} = momento debido a cargas de asfalto

L = longitud del puente en metros

$$W_{\text{asfalto}} = \left(2\,200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * (1,50 \text{ m} * 0,05 \text{ m}) = 165 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

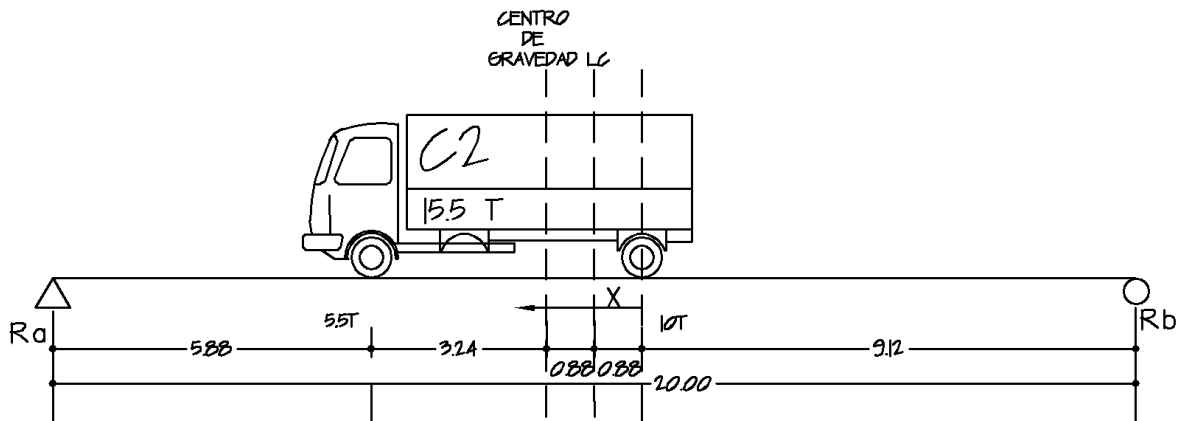
$$M_{DW} = \frac{165 * 20^2}{8} = 8\,250 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento para carga viva

Para el momento máximo de carga viva se evalúa un vehículo C2 normativo nacional, y se suma la carga de carril de diseño artículo 3.6.1.2.4 AASHTO LRFD que consiste en una carga de 9,3 N/mm distribuida uniformemente en un ancho de 3 metros.

Para determinar las reacciones se debe encontrar el centro de gravedad del camión, situando el eje central del puente, de manera equidistante al centro de gravedad y a una de las cargas producidas por el vehículo.

Figura 23. Diagrama del vehículo para el caso de carga de momento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

P	X	PX
10	0	0
5,5	5	<u>27,5</u>
<hr/> 15,5		27,5

$$\bar{x} = \frac{PX}{P} = \frac{27,5}{15,5} = 1,77 \text{ m.}$$

$$\bar{x} = 1,77 \text{ m}$$

$$10 \text{ T} = 0$$

$$Lc = 0,88 \text{ m}$$

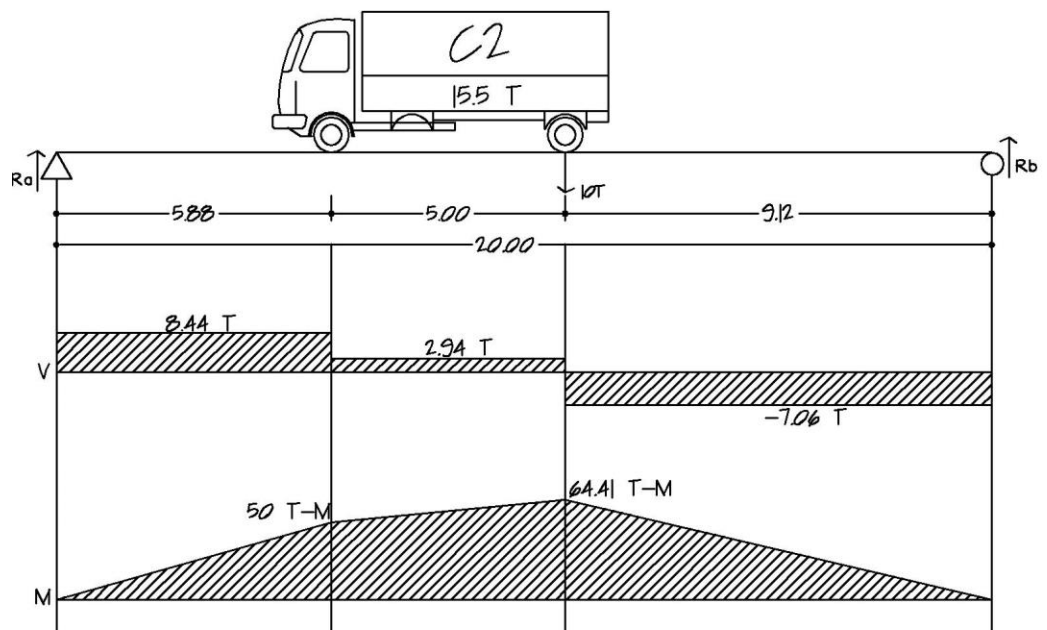
Con base en ello se determina las reacciones del puente.

$$\sum MR_b = 0; R_a(20) - 5,5(14,11) - 10(9,12) = 0; \rightarrow R_a = 8,44 \text{ T}$$

$$\sum F_y = 0; R_b - 5,5 - 10 + 8,44 = 0; \rightarrow R_b = 7,06 \text{ T}$$

A continuación se muestran los diagramas de corte y momento para el caso de carga. Para el diseño se utilizó únicamente el momento máximo generado en el diagrama. Para el análisis estructural se generaron líneas de influencia a cada metro. Con base en ello se determinaron las áreas críticas de corte y momento (Ver apéndice 6).

Figura 24. **Diagramas de corte y momentos para el caso de carga de momento máximo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

$$M_{\max} = 64\,410 \text{ kg} - \text{m}$$

Para obtener el momento del móvil (M_{LL+IM}), se multiplica por el factor de distribución, por el incremento de carga dinámica debido a impacto según tabla 3.6.2.1-1 (IM= 1,33), por el factor de presencia múltiple según tabla 3.6.1.1.2-1 (FM=1,2) y se le suma una carga de carril de diseño 9,3 N/mm = 948 kg/m distribuida uniformemente en un ancho de 3 metros según el artículo 3.6.1.2.4 AASHTO LRFD.

$$M_{LL+IM} = M_{\max} * g * IM * FM + \frac{948 * L^2}{8}$$

$$M_{LL+IM} = 64\,410 * 0,75 * 1,33 * 1,2 + \frac{948 * 20^2}{8} = 124\,499 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento último

Para el momento de diseño se empleará los estados límites de resistencia 1, los siguientes factores serán aplicados según AASHTO LRFD 1.3.2.

El modificador de cargas según AASHTO LRFD 1.3.2.1-2, para los factores se tomará de la siguiente forma:

$n_D = 1$, ductilidad para diseños y detalles convencionales. (1.3.3)

$n_R = 1$, redundancia para todos los demás límites. (1.3.4)

$n_I = 1$, Importancia operativa para puentes típicos. (1.3.5)

$$n_i = n_D * n_R * n_I = 1$$

Las especificaciones AASHTO LRFD artículo 3.4 determinan los valores de factores de carga: para carga viva será de 1,75, por ser el puente de resistencia 1, para las cargas DC será de 1,25 y para las cargas DW será de 1,50.

$$M_U = 1 * (1,25 M_{DC} + 1,5M_{DW} + 1,75 M_{LL+IM})$$

Sustituyendo:

$$M_U = 1 * [1,25(133\ 960) + 1,5(8\ 250) + 1,75(124\ 499)] = 397\ 699\ \text{kg} - \text{m}$$

2.2.5.1.4. Cálculo de refuerzo

Para el cálculo de refuerzo se utiliza el criterio AASHTO LRFD artículo 4.6.2.6 para el ancho efectivo de viga, el cual indica que se toma como el ancho tributario de la misma.

Donde

b = ancho efectivo de patín de 235 centímetros.

H = altura de la viga 140 centímetros.

b_w = ancho del alma de 50 centímetros.

r = recubrimiento de 5 centímetros

t = espesor de losa de 20 centímetros (sección 2.2.5.2.1 cálculo de peralte).

$$d = 140 - 5 - 1,27 - 3,50 - 2,54 - \frac{3,50}{2} \rightarrow d = 125,94\ \text{cm}$$

Se determina el comportamiento del bloque a compresión según AASHTO LRFD artículo 5.7.3. Se asume inicialmente un c = t = 20 cm.

$$a = B_1 * c = 0,85 * 20 = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{397\,699 * 100}{0,9 * 4\,200 * (125,94 - \frac{17}{2})} = 89,59 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{89,59}{235 * 125,94} = 0,003$$

$$c = \frac{1,18 * \rho * f_y * d}{0,85 * f'_c} = \frac{1,18 * 0,003 * 4\,200 * 125,94}{0,85 * 281} = 7,91 \text{ cm}$$

Como $c \leq t$ se diseña como una viga rectangular por lo que se procede a calcular el acero a tensión requerido a tensión para el momento último a tensión que es de 397 699 kg-m.

$$a = B_1 * c = 0,85 * 7,91 = 6,72 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{397\,699 * 100}{0,9 * 4\,200 * (125,94 - \frac{6,72}{2})}$$

$$A_{sT} = 86,25 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

Se indica los criterios del ACI 318S-11

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{281}}{4\ 200} * 50 * 125,94 \geq \frac{14,1}{4\ 200} * 50 * 125,94$$

$$A_{s_{\min}} = 20,11\text{ cm}^2 \not\geq 21,14\text{ cm}^2 \rightarrow 21,14\text{ cm}^2$$

Se utiliza el valor mayor para el acero mínimo que es de 21,14 cm²

- Acero máximo

Para determinar el acero máximo se debe utilizar el criterio de ACI 318S-11

$$A_{s_{\max}} = 0,75 \left[\frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6\ 120}{6\ 120 + f_y} \right) \right] bd$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \left[\frac{0,85 * 0,85 * 281}{4\ 200} \left(\frac{6\ 120}{6\ 120 + 4\ 200} \right) \right] 50 * 125,94$$

$$A_{s_{\max}} = 90,25\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}} \rightarrow \text{ok!}.$$

El área de acero requerido a tensión se encuentra en los parámetros de área de acero máximo y mínimo.

Para cumplir el área de acero a tensión se utilizarán 9 varillas número 11 grado 60. El acero en el área a compresión se determina como un tercio del acero a tensión.

$$A_{s_c} = \frac{A_{s_T}}{3} = \frac{86,25}{3} = 28,75 \text{ cm}^2$$

Para el área de acero a compresión se propone un armado con 5 varillas número 10, grado 60.

- Refuerzo adicional

El refuerzo adicional se utiliza para evitar contracciones y temperatura debido a la distancia entre las camas del armado.

$$A_{s_{temp}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 50 * 140 = 12,6 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 6 varillas número 6 grado 60 distribuidas equitativamente en cada cara lateral, con una separación de 30 centímetros.

- Deformación

- Deflexión máxima: carga vehicular + peatonal en voladizo (2.5.2.6.2—criteria for deflection AASHTO LRFD)

$$\Delta_{max} = \frac{L}{375} = \frac{20(100)}{375} \rightarrow \Delta_{max} = 5,33 \text{ cm}$$

- Deflexión real:

$$\Delta = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * I}$$

Donde

$$q = \frac{8 * Ms}{L^2} = \frac{8(219,31 \text{ ton-m})}{(20 \text{ m})^2} * \frac{1000}{100} = 43,86 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \text{ (carga distribuida de servicio)}$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * (50 \text{ cm}) * (120 \text{ cm})^3 = 7\,200\,000 \text{ cm}^4 \text{ (inercia de la viga)}$$

$$E = 15\,400 * \sqrt{f'c} = 15\,400 * \sqrt{281} = 258\,151,04 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (módulo de elasticidad)}$$

$$L = 20 \text{ m (longitud de la viga)}$$

Chequeo

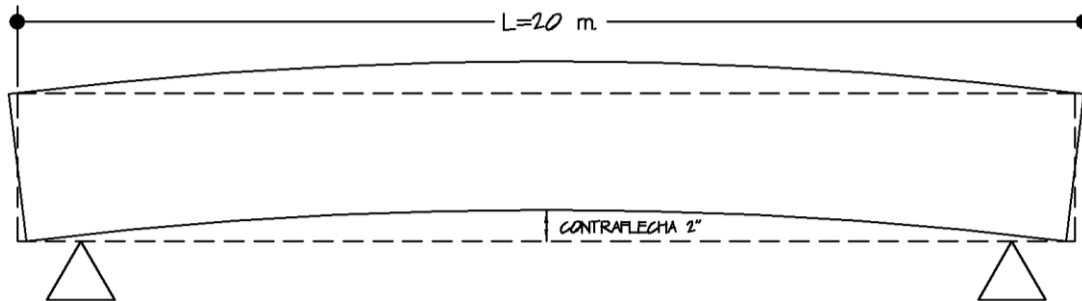
$$\Delta = \frac{5}{384} * \frac{(43,86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}) * (2\,000 \text{ cm})^4}{(258\,151,04 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}) * (7\,200\,000 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = 4,92 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}} \geq \Delta \rightarrow \text{ok!}$$

La deflexión real de la viga es menor a la deflexión máxima. Se colocará una contraflecha de 2 pulgadas.

Figura 25. **Contraflecha para viga principal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.5.1.5. **Diseño a corte**

El diseño de corte se realizará de acuerdo al artículo 5.8.2 AASHTO LRFD. La sección crítica por corte se calcula de la siguiente manera:

$$dv = d - \frac{a}{2}$$

Donde

dv = peralte de corte efectivo

d = peralte de 125,94 centímetros

a = $B_1 * c = 0,85 * 7,91 = 6,72$ cm

$$dv = 125,94 - \frac{6,72}{2} = 122,58 \text{ cm} = 1,23 \text{ m}$$

- Corte por carga muerta

Para el cálculo de corte se utiliza las cargas calculadas anteriormente (figura 17) utilizando la siguiente formula:

$$V_{DC} = \frac{W_{total} * L}{2} + W_{diafragma}$$

Donde

W_{muerta} = carga muerta total 2 621 kg/m

$W_{diafragma}$ = carga puntual de diafragma 582 kg

L = longitud del puente, 20 metros

$$V_{DC} = \frac{2\ 621 * 20}{2} + 582 = 26\ 792\ kg$$

- Corte por carga de asfalto

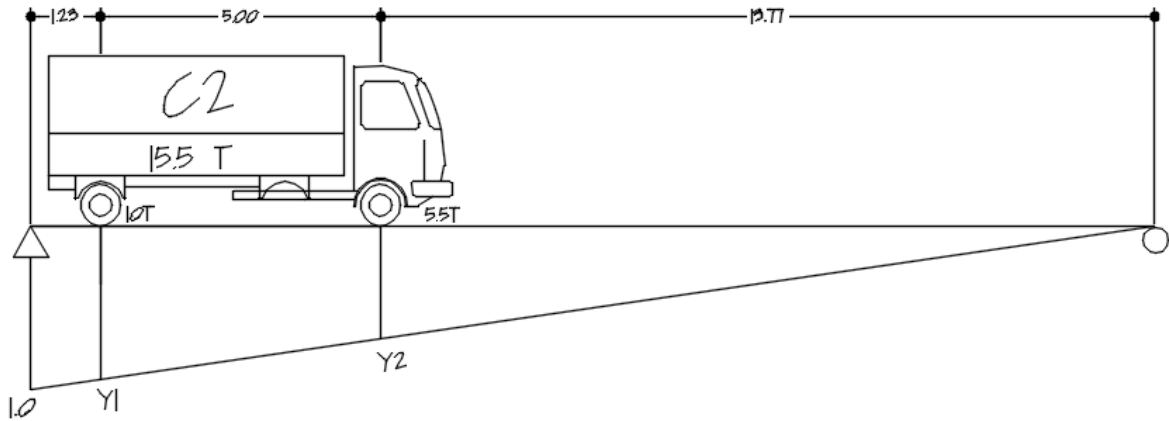
Se utiliza la carga calculada anteriormente para asfalto (DW):

$$V_{Dw} = \frac{W_{asfalto} * L}{2} = \frac{165 * 20}{2} = 1\ 650\ kg$$

- Corte por carga viva

Se analizará el corte por carga de camino de diseño C2 y la carga de carril de diseño por el método de líneas de influencia.

Figura 26. Corte por carga de camión de diseño



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

$$y_1 = \frac{1}{L}(L - 1,23) = \frac{1}{20}(20 - 1,23) \rightarrow y_1 = 0,94$$

$$y_2 = \frac{1}{L}(L - 6,83) = \frac{1}{20}(20 - 6,23) \rightarrow y_1 = 0,69$$

Se calcula los cortantes que provoca cada eje del camión.

$$V_1 = P_1 * y_1 = 10 \text{ ton } (0,94) \rightarrow V_1 = 9,40 \text{ ton}$$

$$V_2 = P_2 * y_2 = 5 \text{ ton } (0,69) \rightarrow V_1 = 3,45 \text{ ton}$$

$$V_{\text{total}} = \sum V_n \rightarrow V_{\text{total}} = 12,85 \text{ ton}$$

Para obtener el momento la carga móvil (V_{LL+IM}), se multiplica por el factor de distribución (g), por el incremento de carga dinámica debido a impacto según

tabla 3.6.2.1-1 (IM= 1,33), por el factor de presencia múltiple según tabla 3.6.1.1.2-1 (FM=1,2) y se le suma una carga de carril de diseño 9,3 N/mm = 948 kg/m distribuida uniformemente en un ancho de 3 metros según el artículo 3.6.1.2.4 AASHTO LRFD.

$$V_{LL+IM} = V_{\max} * g * IM * FM + \frac{948 * L}{2} = 12\ 850 * 0,75 * 1,33 * 1,2 + \frac{948 * 20}{2}$$

$$V_{LL+IM} = 24\ 862 \text{ kg}$$

- Esfuerzo de cortante último

Igual que en el cálculo de momento último, se empleará el estado límite de resistencia 1.

$$V_U = 1 * (1,25 V_{DC} + 1,5V_{DW} + 1,75 V_{LL+IM})$$

Sustituyendo valores

$$V_U = 1 * [(1,25 * 26\ 792) + (1,5 * 1\ 650) + (1,75 * 24\ 862)]$$

$$V_U = 79\ 474 \text{ kg}$$

Se propone un estribo número 4 y 3 eslabones número 3 de grado 40. El área de armadura de corte es de 2,54 cm². Se calcula la resistencia nominal al corte según el artículo 5.8.3.3 de AASHTO LRFD.

Se calcula el cortante resistente para el concreto.

$$\phi V_c = 0,65 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d_v = 0,65 * 0,53 * \sqrt{281} * 50 * 123$$

$$\phi V_c = 35\ 516 \text{ kg}$$

Donde la resistencia al corte proporcionado por la armadura de corte es:

$$V_s = V_u - \phi V_c = 79\ 474 - 35\ 516 \rightarrow V_s = 43\ 958 \text{ kg}$$

Se despeja la fórmula 5.8.3.3-4 AASHTO LRFD para calcular la separación de los estribos.

$$s = \frac{A_{est} * f_y * d_v}{V_s} = \frac{2,54 * 2\ 810 * 123}{43\ 958} = 20,44 \text{ cm}$$

Se utilizará la separación propuesta de 20 centímetros. Luego se evalúa el refuerzo transversal mínimo, según AASHTO LRFD 5.8.2.5-1

$$A_v \geq 0,27 \sqrt{f'_c} \frac{bS}{f_y} \rightarrow A_v \geq 0,27 \sqrt{281} \frac{50 * 20}{2\ 810}$$

$$2,54 \text{ cm}^2 \geq 1,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok!}$$

Se evalúa el espaciamiento máximo del refuerzo transversal, según AASHTO LRFD artículo 5.8.2.7

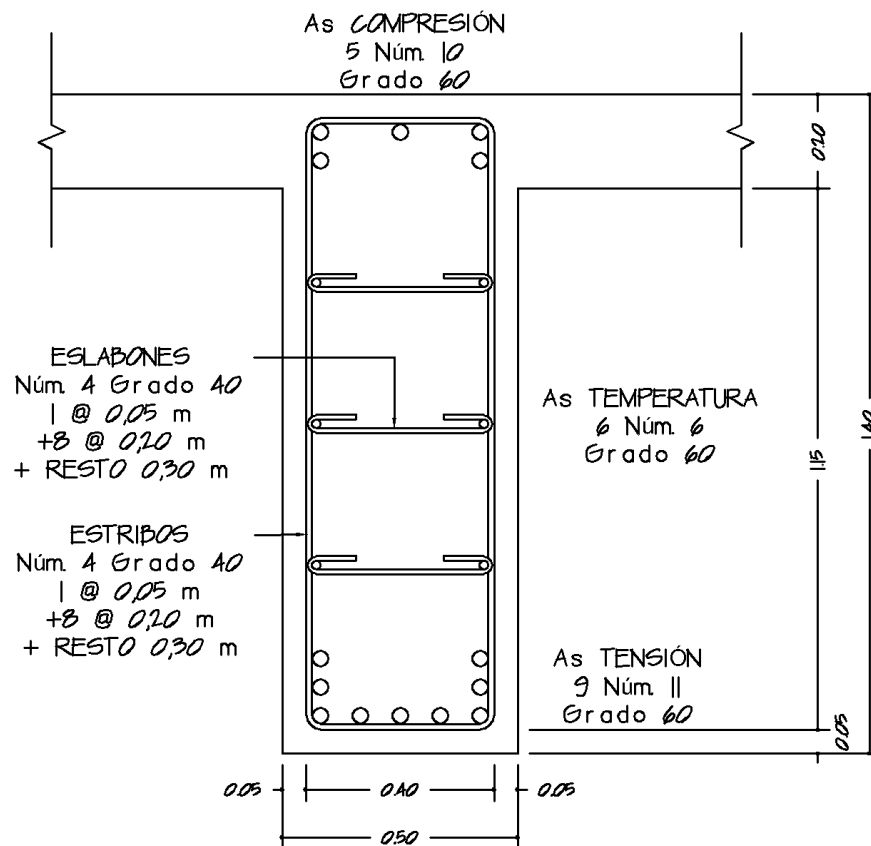
$$v = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{79\ 474}{0,9 * 50 * 123} = 14,36 \text{ kg/cm}^2$$

Si $V < 0,125 f'c$ entonces el espaciamiento máximo será:

$$S_{\max} = 0,8dv \leq 60 \text{ cm} \therefore S_{\max} = 98,4 \text{ cm} \not\leq 60 \text{ cm} \therefore S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos número 4 y 4 eslabones número 4 grado 40. El primero a 5 centímetros, 8 a cada 20 centímetros y resto a 30 centímetros en toda la longitud de la viga.

Figura 27. **Detalle de viga principal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.5.2. Diseño de losa

Se diseña la losa de tal manera permita la transmisión de carga debido a la carga puntual de la llanta que transita sobre una porción del puente en un instante de tiempo determinado. La losa trabaja en un sentido y el refuerzo principal es perpendicular al tráfico.

2.2.5.2.1. Cálculo de peralte

Según las especificaciones de la AASHTO 9.7.1.1, el espesor mínimo es de 17,5 centímetros, para este proyecto se utilizará un espesor de 20 centímetros. El recubrimiento según AASHTO tabla 5.12.3-1, por ser losa de hormigón in situ es: para la cama superior de 50 milímetros, para la cama inferior 25 milímetros.

2.2.5.2.2. Cálculo de fajas equivalentes para momentos positivos y negativos

Para el cálculo de fajas equivalentes para momentos positivos, momentos negativos y voladizos, se utiliza los parámetros de la tabla AASHTO LRFD 4.6.2.1.3-1

$$E (+) = 660 + 0,55S$$

$$E (-) = 1\ 220 + 0,25S$$

$$E = 1\ 140 + 0,833X$$

Donde

S = separación de elementos de apoyo. (2 400 mm)

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo. (575 mm)

$E (+)$ = franja equivalente para momento positivo

$E (-)$ = franja equivalente para momento negativo

E = franja equivalente para voladizo

Entonces

$$E (+) = 660 + 0,55*(2\ 400) = 1\ 980\ \text{mm} = 1,98\ \text{metros}$$

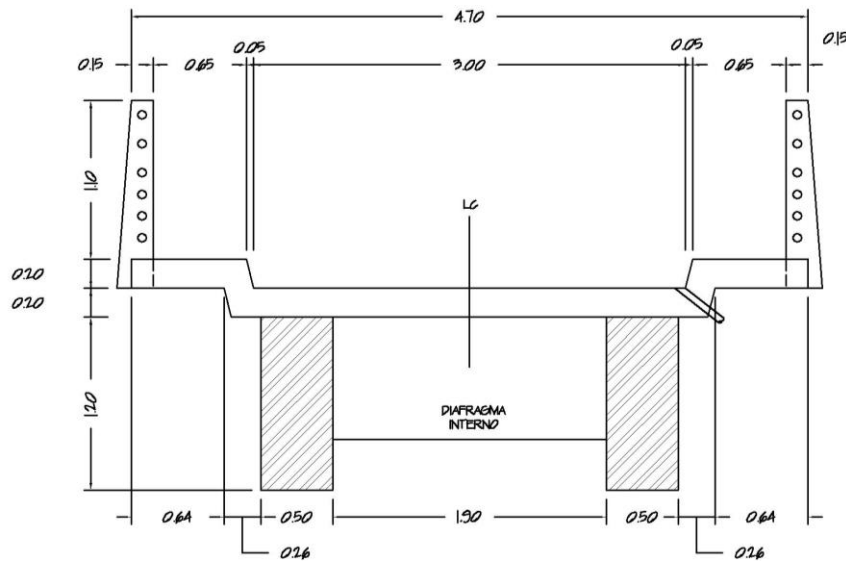
$$E (-) = 1\ 220 + 0,25*(2\ 400) = 1\ 820\ \text{mm} = 1,82\ \text{metros}$$

$$E = 1\ 140 + 0,833X = 1\ 140 + 0,833*(575) = 1\ 618 = 1,62\ \text{metros}$$

Para el momento positivo se utilizará un ancho de faja de 1,98 metros, para el momento negativo un ancho de franja de 1,82 metros y para voladizo un ancho de faja de 1,62 metros.

2.2.5.2.3. Cálculo de momentos

Figura 28. Sección transversal del puente



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Momento para cargas muertas

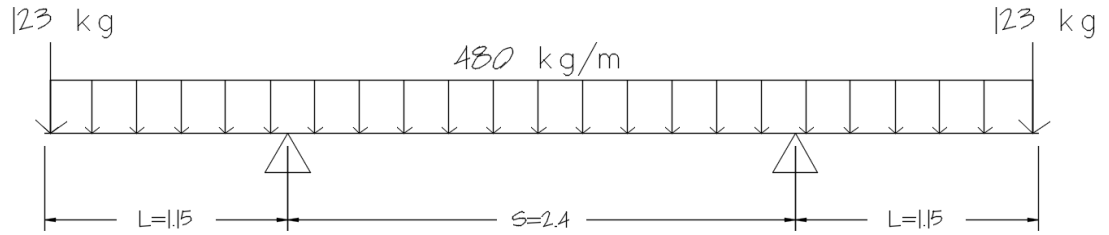
En el artículo 4.6.2.1.6 AASHTO LRFD establece que el cálculo para momentos negativos en estructuras monolíticas de concreto, se puede tomar la sección de diseño en la cara del componente de apoyo.

Se integran las cargas muertas que afectan a la losa incluyendo su propio peso, tomando como base (b) = 1 metro.

$$W_{\text{losa}} = \gamma_c * t * b = 2400 * 0,20 * 1,00 = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{baranda}} = P_{\text{poste}} + P_{\text{tubos}} = 99 \text{ kg} + \left(6 * 4 \frac{\text{kg}}{\text{ml}}\right) = 123 \text{ kg}$$

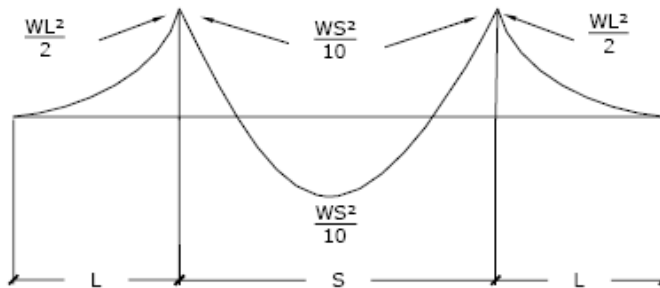
Figura 29. **Carga muerta en la losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Se utiliza el diagrama de momentos debido a las cargas muertas.

Figura 30. **Diagrama de momentos para losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Momento para tramo interno:

$$M_{DC}(\pm) = \frac{480 * 2,4^2}{10} = 276,48 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento para voladizo (losa +carga puntual de baranda):

$$M_{DC} = \frac{480 * 1,15^2}{2} + 123 * 1,15 = 458,85 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento para carga por asfalto

Para el momento de carga de asfalto se incluye un espesor de 5 centímetros y se distribuye únicamente en el tramo interno del carril.

$$W_{\text{asfalto}} = \left(2\,200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * (1,0 \text{ m} * 0,05 \text{ m}) = 110 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

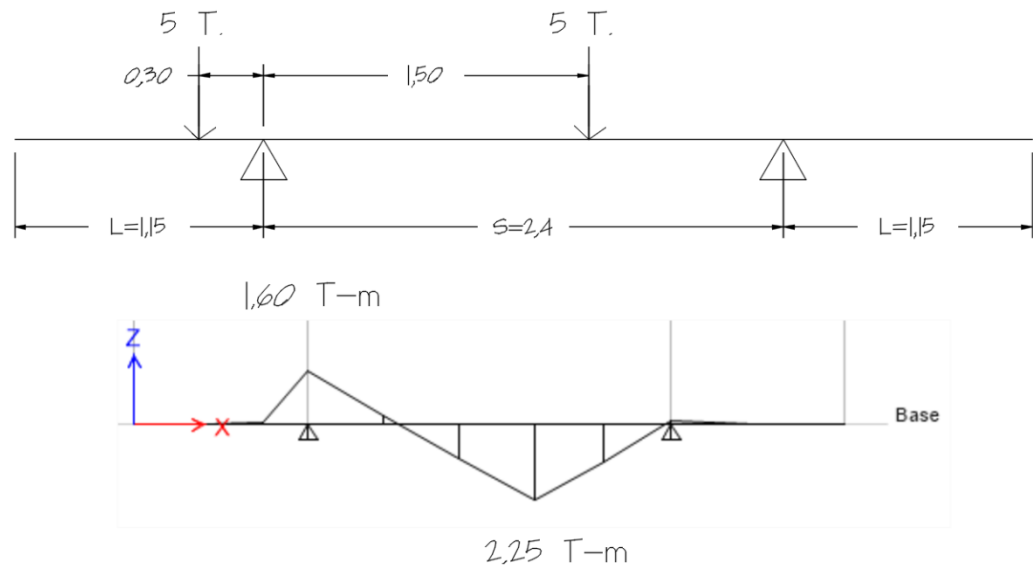
$$M_{DW} = \frac{110 * 2,4^2}{10} = 64 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento para carga viva

Para encontrar el efecto máximo se evalúa diferentes posiciones críticas del camión de diseño C2, con el programa ETABS 2016, y así determinar los momentos. Las cargas puntuales serán de 5 toneladas con una separación de 1,80 metros.

Caso 1

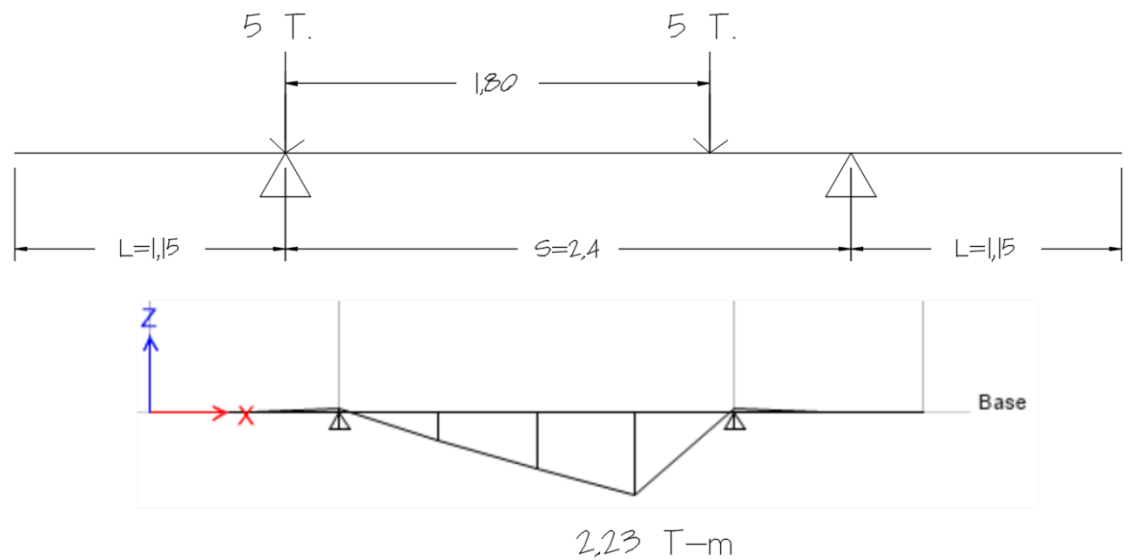
Figura 31. **Ubicación del camión en caso 1**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Caso 2

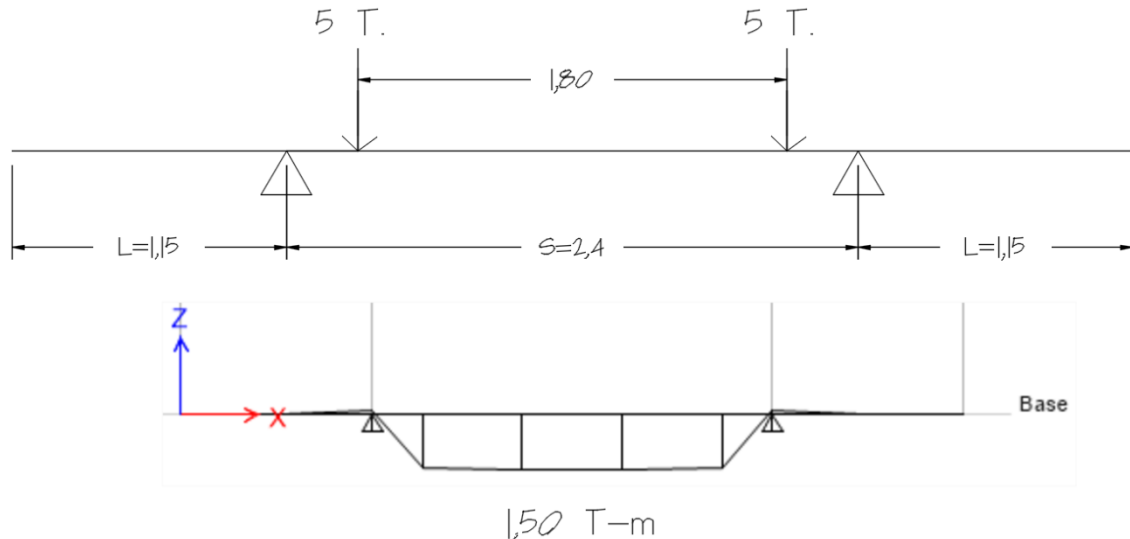
Figura 32. **Ubicación del camión en caso 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Caso 3

Figura 33. **Ubicación del camión en caso 3**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Para el cálculo de momento máximo que produce el vehículo, se toman los valores de mayor dimensión para el tramo interno y voladizo, dividiéndolo entre la franja equivalente y multiplicándolo por la carga de impacto del 33 % del artículo 3.6.2.1 de AASHTO LRFD y se le suma el momento que produce una carga de carril de diseño $9,3 \text{ N/mm} = 948 \text{ kg/m}$ distribuida uniformemente en un ancho de 3 metros según el artículo 3.6.1.2.4 AASHTO.

$$M_{\text{carril}} = \frac{948 * 2,4^2}{10} = 546 \text{ kg} - \text{m}$$

Para momento positivo

$$M_{LL+IM(+)} = \frac{2\ 250}{1,98} * 1,33 + 546 = 2\ 057,37 \text{ kg} - \text{m}$$

Para momento negativo

$$M_{LL+IM(-)} = \frac{1\,600}{1,82} * 1,33 + 546 = 1\,715,23 \text{ kg} - \text{m}$$

Para voladizo

$$M_{LL+IM} = \frac{1\,600}{1,62} * 1,33 = 1\,313,58 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento de diseño

Se emplea la combinación de estado límite de resistencia 1 utilizando los factores que se aplicaron en el diseño de viga.

$$M_U = 1 * (1,25 M_{DC} + 1,5 M_{DW} + 1,75 M_{LL+IM})$$

Momento último positivo

$$M_U = 1 * (1,25 * 276,48 + 1,5 * 64 + 1,75 * 2\,057,37) = 4\,042 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento último negativo

$$M_U = 1 * (1,25 * 276,48 + 1,5 * 64 + 1,75 * 1\,715,23) = 3\,444 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento último para voladizo

$$M_U = 1 * (1,25 * 458,85 + 1,5(0) + 1,75 * 1\,313,58) = 2\,872 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.5.2.4. Cálculo de refuerzo

Se toman los momentos calculados para el refuerzo principal de la losa, la cual va perpendicular al tráfico

- Acero principal para momento positivo

$$(d) = t - \text{recubrimiento} - \varnothing / 2 = 20 - 2,5 - 1,27/2 = 16,86 \text{ cm}$$

$$M_u (+) = 4\,042 \text{ kg-m}$$

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

$$A_s = \left[(100 * 16,86) - \sqrt{(100 * 16,86)^2 - \frac{(4\,042) * 100}{0,003825(281)}} \right] * \frac{0,85 (281)}{4\,200}$$

$$A_s = 6,57 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo: se indica los criterios del ACI 318S-11

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} bd \geq \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{281}}{4\,200} * 100 * 16,86 \geq \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 16,86$$

$$A_{s_{\min}} = 5,38 \text{ cm}^2 \not\geq 5,66 \text{ cm}^2 \rightarrow 5,66 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el valor mayor para el acero mínimo que es de 5,66 cm²

Acero máximo: para determinar el acero máximo se debe utilizar el criterio de ACI 318S-11

$$A_{s_{\max}} = 0,75 \left[\frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6\,120}{6\,120 + f_y} \right) \right] bd$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \left[\frac{0,85 * 0,85 * 281}{4\,200} \left(\frac{6\,120}{6\,120 + 4\,200} \right) \right] 100 * 16,86$$

$$A_{s_{\max}} = 24,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}} \rightarrow \text{ok!}$$

El acero requerido para el momento positivo está entre los parámetros de acero máximo y mínimo. Por lo tanto, se propone varilla número 4 grado 60 y luego se calcula el espaciamiento a través de una regla de 3.

6,57 ----- 100 cm

1,27 ----- S

$$S = \frac{1,27}{6,57} * 100 = 19 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para el momento positivo de la losa se utilizará hierro número 4 grado 60 con un espaciamiento entre varillas de 15 cm.

- Acero principal para momento negativo
 $(d) = t - \text{recubrimiento} - \frac{\varnothing}{2} = 20 - 5 - \frac{1,27}{2} = 14,36 \text{ cm}$
 $Mu(-) = 3\,444 \text{ kg-m}$

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

$$A_s = \left[(100 * 14,36) - \sqrt{(100 * 14,36)^2 - \frac{(3\ 444) * 100}{0,003825(281)}} \right] * \frac{0,85 (281)}{4\ 200}$$

$$A_s = 6,62 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo: se indica los criterios del ACI 318S-11

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{281}}{4\ 200} * 100 * 14,36 \geq \frac{14,1}{4\ 200} * 100 * 14,36$$

$$A_{s_{\min}} = 4,58 \text{ cm}^2 \not\geq 5,66 \text{ cm}^2 \rightarrow 4,82 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el valor mayor para el acero mínimo que es de 4,82 cm²

Acero máximo: para determinar el acero máximo se debe utilizar el criterio de ACI 318S-11

$$A_{s_{\max}} = 0,75 \left[\frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6\ 120}{6\ 120 + f_y} \right) \right] bd$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \left[\frac{0,85 * 0,85 * 281}{4\ 200} \left(\frac{6\ 120}{6\ 120 + 4\ 200} \right) \right] 100 * 14,36$$

$$A_{s_{\max}} = 20,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}} \rightarrow \text{ok!}$$

El acero requerido para el momento negativo está entre los parámetros de acero máximo y mínimo. Por lo tanto, se propone varilla número 4 grado 60 y luego se calcula el espaciamiento a través de una regla de 3.

$$\begin{array}{l} 6,62 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1,27 \text{ ----- } \quad S \end{array}$$

$$S = \frac{1,27}{6,62} * 100 = 19 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para el momento negativo de la losa se utilizará hierro número 4 grado 60 con un espaciamiento entre varillas de 15 cm.

- Acero por temperatura

$$A_{s_{\text{temp.}}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 20 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Se utilizará acero número 3 grado 60 @ 0,20 metros.

- Acero de distribución

Según el artículo 9.7.3.2 AASHTO LRFD la armadura de distribución se coloca en la parte inferior en la dirección secundaria, y se calcula como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo.

$$\% = \frac{3\,840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde

S: longitud efectiva 1 700 mm

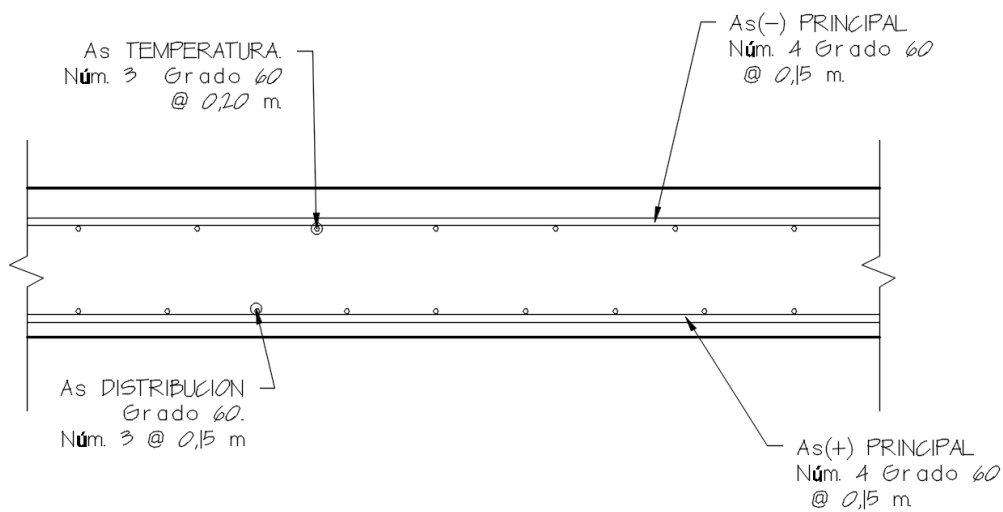
$$\% = \frac{3\,840}{\sqrt{1\,700}} \leq 67\% \rightarrow \% = 93 \not\leq 67\%$$

Se utiliza un porcentaje de 67 % debido a que este es el máximo porcentaje para acero de distribución.

$$A_s = 6,57 * 67\% = 4,40 \text{ cm}^2$$

Se utilizará acero número 3 grado 60 @ 0,15 metros.

Figura 34. Armado de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.5.3. Diseño de viga secundaria (diafragma)

Las vigas diafragmas permiten darles estabilidad lateral a las vigas principales. El código 5.13.2 AASHTO LRFD, especifica que se debe de utilizar diafragmas en los puntos intermedios y extremos de la viga. La separación máxima es de 10 metros.

Para el proyecto se utilizará 1 diafragma interno y 2 diafragmas externos, con refuerzo mínimo longitudinal y a corte según ACI 318S-11

2.2.5.3.1. Cálculo de peralte

- Diafragma externo

Para diafragmas externos se utilizará una base mínima de 30 centímetros y una altura igual a la mitad de la altura de la viga principal.

Datos

b = base de 30 cm

h = 0,5 * 140 cm = 70,0 cm

$$d = 70 - 5 - 1,27 - \frac{1,59}{2} \rightarrow d = 62,94 \text{ cm}$$

- Diafragma interno

Para diafragmas internos se utilizará una base mínima de 30 centímetros y altura igual a $\frac{3}{4}$ de la altura de la viga principal.

Datos

b = base de 30 cm

h = 3/4 * 140 cm = 105,0 cm

$$d = 105 - 5 - 1,27 - \frac{1,59}{2} \rightarrow d = 97,94 \text{ cm}$$

2.2.5.3.2. Cálculo de refuerzo

- Diafragma externo

Para el refuerzo longitudinal se utiliza el acero mínimo según ACI 318-11 10.5

$$A_{s,\min} = \frac{0,8 * \sqrt{f'c}}{f_y} bd \geq \frac{14}{f_y} bd$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,8 * \sqrt{281}}{4200} 30 * 62,94 \geq \frac{14}{4200} 30 * 62,94$$

$$\therefore 6,03 \not\geq 6,29 \text{ (utilizar el mayor)}$$

Se utilizan 4 varillas número 5 de grado 60 en la cama superior e inferior.

- Acero por temperatura

$$A_{s_{\text{temp.}}} = 0,002 * b * h = 0,0020 * 30 * 70 = 4,2 \text{ cm}^2$$

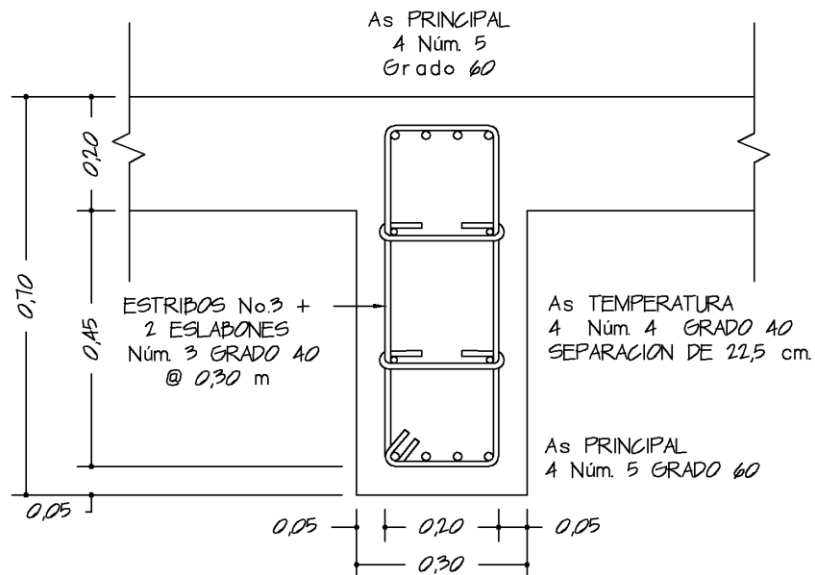
Se utilizará 4 varillas número 4 grado 40, para el refuerzo de contracción y temperatura distribuidas en las caras laterales con separación de 22,5 centímetros.

Para el refuerzo de corte la separación no debe exceder una distancia igual a $d/2$ según ACI 318-11 11.4.5

$$\frac{d}{2} = \frac{62,94}{2} = 31,47 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos número 3 y eslabones número 3 grado 40 con una separación de 30 centímetros.

Figura 35. **Sección de armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Diafragma interno

Para el diseño de diafragmas internos se utiliza el mismo procedimiento anterior con los datos para el diagrama interno Refuerzo longitudinal (ACI 318-11 10.5)

$$A_{s,\min} = 9,79 \text{ cm}^2$$

Se utilizan 4 varillas número 6 de grado 60 en la cama superior e inferior.

- Acero por temperatura

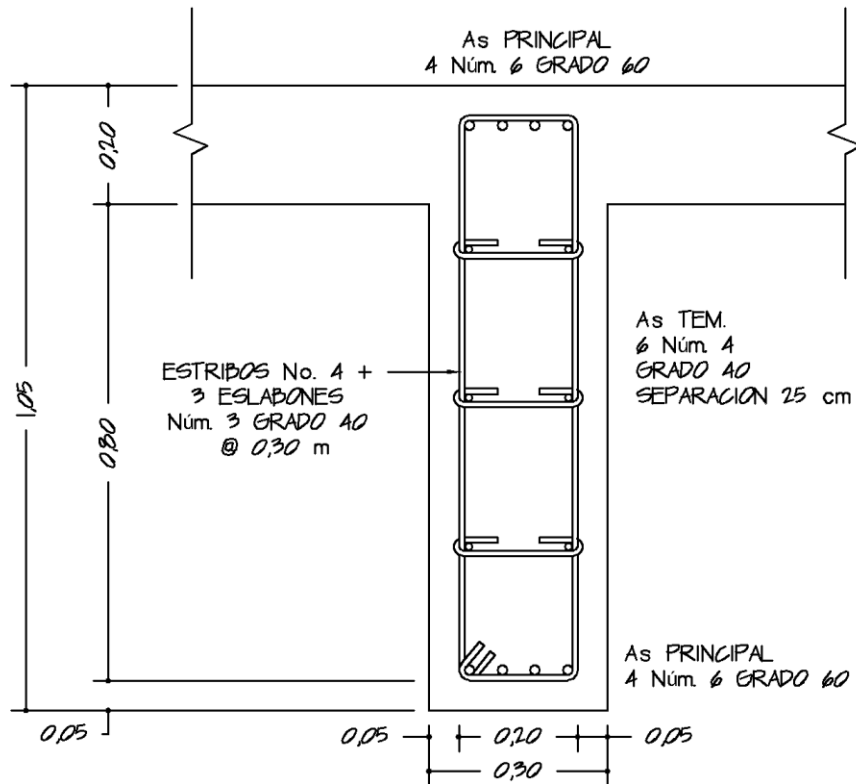
$$A_{s_{\text{temp.}}} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 6 varillas número 4 grado 40 distribuidas en las caras laterales con una separación de 25 centímetros. Para el refuerzo de corte la separación no debe exceder una $d/2$ (ACI 318-11 11.4.5).

$$\frac{d}{2} = 48,97 \text{ cm.}$$

Se utilizará estribos número 4 y eslabones número 3 grado 40 con una separación de 30 centímetros.

Figura 36. Sección de armadura de diafragma interno



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.5.4. Diseño de baranda de protección

Debido a que en este punto los automóviles pasan lentamente debido a las características del camino rural y el tránsito es bajo, se utiliza los parámetros de AASHTO LRFD 13.8 barandas para peatones. Los cuales son:

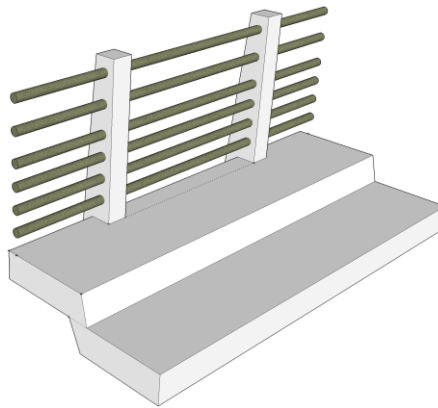
- 13.8.1 geometría: la mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1,060 m, medidos a partir de la cara superior de la acera. La

abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

- 13.8.2 sobrecargas de diseño: los elementos longitudinales deben diseñarse para una carga concentrada de 890N en cualquier punto y una carga distribuida de 0,73 N/mm vertical y horizontal.

Como longitudinalmente se contará con 6 tubos galvanizado de 2" de diámetro, conectados a postes de concreto de altura de 1,1 metros y dimensiones de 0,15 X 0,15 metros, cuya separación será de 2 metros a ejes.

Figura 37. **Esquema de baranda**



Fuente: elaboración propia, empleando SketchUp.

Se evalúa el momento del tubo en condiciones críticas:

$$M = \frac{P * L}{8} + \frac{W * L^2}{10}$$

Donde

M = momento actuante

- P = carga concentrada = 890 N = 91 kg
 L = longitud del tubo = 2,0 metros
 W = carga distribuida de 0,73 N/mm = 75 kg/m

$$M = \frac{91 * 2,0}{8} + \frac{75 * 2,0^2}{10} = 52,75 \text{ kg} - m$$

Se evalúa la resistencia del tubo propuesto.

$$M_r = \frac{2 * I * F}{\emptyset}$$

Donde

- M_r = momento resistente
 Inercia = 0,48 plg⁴
 F = fluencia del tubo de 20 000 psi
 \emptyset = diámetro externo de 2,375 plg

$$M_r = \frac{2 * 0,48 * 20\ 000}{2,375} = 8\ 084 \text{ lb} - \text{plg} = 93 \text{ kg} - m$$

$M_r > M \rightarrow \text{Ok!}$ La tubería 2" si soporta el momento actuante.

Para los postes de baranda, AASHTO LRFD 13.8.2 solicita evaluar una carga concentrada transversal, situada en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. El poste para los rieles tendrá una altura de 1,1 metros a partir de la carga de acero. Para evaluar la carga se utiliza la ecuación ASSTHO 13.8.2-1:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L$$

Donde

P_{LL} = valor de la carga concentra en N

L = separación entre postes en mm

$$P_{LL} = 890 + 0,73 * 2\ 000 = 2\ 350\ N = 240\ kg.$$

La evaluación se hace en forma crítica:

$$M = \sum P * L$$

Donde

M = momento de diseño

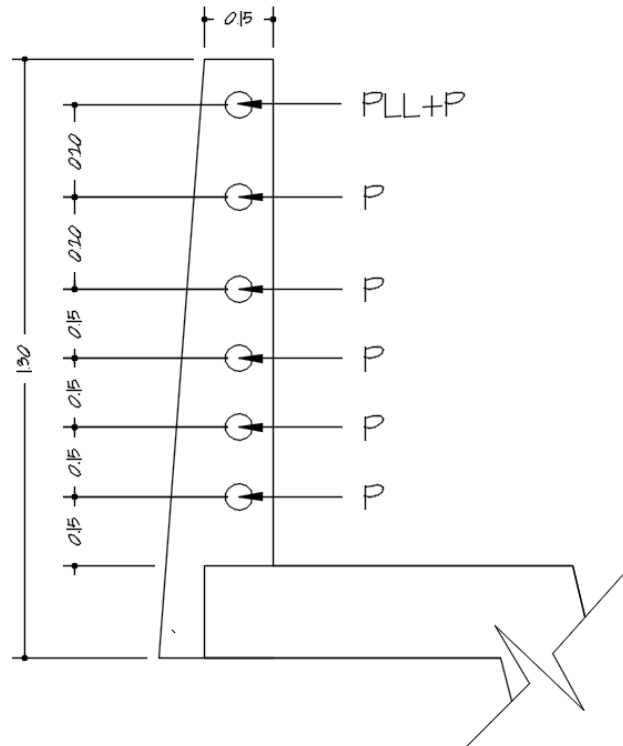
P_{LL} = carga concentrada de 240 kg

P = carga concentrada para el diseño de tubos= 75 kg/m *2,0 m=150 kg

L_{LL} = distancia desde el rostro de la acera al centro del tubo superior = 1 m

L = distancia desde el rostro de la acera al centro del tubo.

Figura 38. Esquema de poste



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

$$\begin{aligned} \text{Mu} = & (240 * 1,00) + (150 * 1,00) + (150 * 0,80) + (150 * 0,60) + (150 * 0,45) \\ & + (150 * 0,30) + (150 * 0,15) \end{aligned}$$

$$\text{Mu} = 735 \text{ kg} - m$$

Datos de la sección crítica (al rostro de la acera).

Base = 15 cm

Ancho= 25 cm

Recubrimiento= 3 cm

Peralte = 22 cm.

- Acero mínimo: se indica los criterios del ACI 318S-11

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} bd \geq \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{281}}{2810} * 15 * 22 \geq \frac{14,1}{2810} * 15 * 22$$

$$A_{S_{\min}} = 1,57 \text{ cm}^2 \not\geq 1,66 \text{ cm}^2 \rightarrow 1,66 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

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

Sustituyendo valores

$$A_s = \left((15 * 22) - \sqrt{(15 * 22)^2 - \frac{735 * 15}{0,003825 * 281}} \right) * 0,85 * \frac{281}{2810} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{S_{\min}}$$

Debido que al acero mínimo es mayor que el acero requerido. Se utilizarán 4 varillas número 5 para satisfacer dicho acero.

- Refuerzo a corte.

La fuerza que actúa sobre el poste es la suma de todas las fuerzas transversales.

$$V_{\text{actuando}} = 240 + 150 * 6 = 1\ 140 \text{ kg}$$

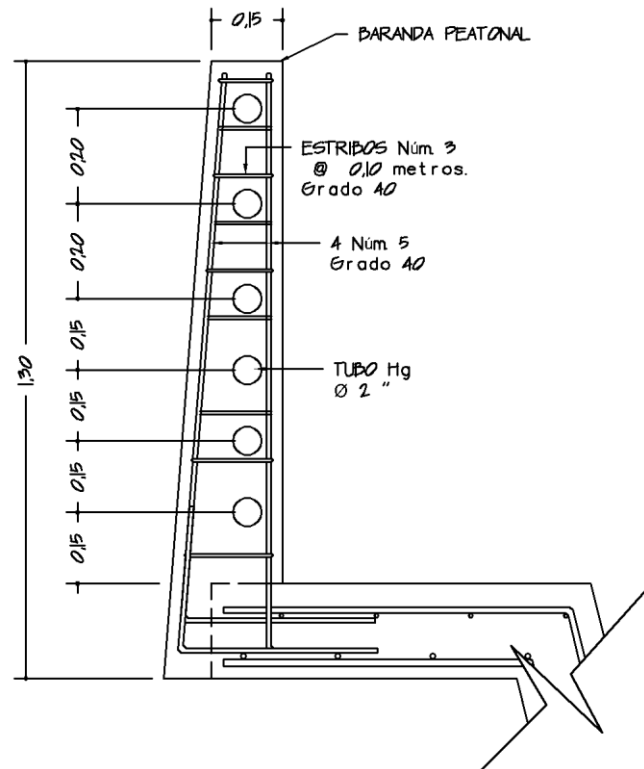
Resistencia de corte al concreto.

$$V_c = 0,53 * \emptyset * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * 15 * 22$$

$$V_c = 2\ 492 \text{ kg}$$

La resistencia del corte al concreto es mayor que el cortante actuante, por lo que se colocará el mínimo refuerzo a corte aceptable. Se utilizará estribos número 3 a cada 10 centímetros.

Figura 39. **Sección de armado de baranda**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.6. **Diseño de subestructura**

La subestructura está compuesta por los apoyos elastoméricos, estribos, topes sísmicos y viga cabezal.

2.2.6.1. **Diseño de viga cabezal**

La viga cabezal son elementos que sirven como apoyo para las vigas principales, estas deben poseer la suficiente rigidez para garantizar la transmisión uniforme de esfuerzo y están ubicadas sobre los pilares.

Para este proyecto no se diseñará vigas cabezales debido a que no es necesario el uso de pilares por ser un puente de mediana longitud. En tal caso se diseñará una cortina y viga de apoyo que soportarán la carga de las superestructuras.

- Diseño de cortina

La función de la cortina es detener el relleno en sentido longitudinal y va empotrada a la viga de apoyo. La cortina se diseñará sobre los efectos de flexión y corte. Deben considerarse fuerzas de empuje de tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y fuerza de sismo (S) de acuerdo con AASHTO 1.2.22.

- Predimensionamiento de cortina

El alto de la cortina depende de la altura viga principal del puente y el grosor de neopreno, y la base tiene un espesor mínimo de 30 centímetros.

Datos

b = base de la cortina de 30 cm.

h = altura de la cortina de 145,2 cm

P = carga de la llanta del camión C2 = 5 ton

γ_c = Peso específico del concreto 2 400 kg/m³

Equivalente de líquido = 480 kg/m³

Altura del equivalente del líquido de 2 pies = 0.61 m

- Presiones sobre la cortina

De acuerdo con AASHTO debe aplicarse una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 480 kg/m^3 , actuando a 2 pies (0,61 metros) sobre la superficie de rodadura.

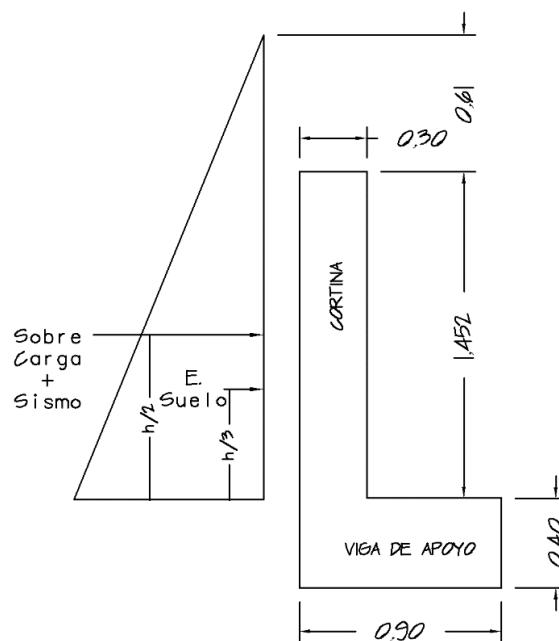
La presión de sobre carga

$$P_{SC} = \text{Equiv. liquido} * \text{Altura} = 480 * 0,61 = 292,8 \text{ kg/m}^2$$

La presión del suelo

$$P_S = \text{Equiv. liquido} * h = 480 * 1,452 = 696,96 \text{ kg/m}^2$$

Figura 40. **Triángulo de presiones para cortina**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Empuje y momento del suelo

$$E_S = \left(P_S * \frac{h}{2} \right) = \left(696,96 * \frac{1,452}{2} \right) = 505,99 \text{ kg/m}$$

$$ME_S = E_S * \frac{h}{3} = 505,99 * \frac{1,452}{3} = 244,90 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

- Empuje y momento por sobre carga

$$E_{SC} = (P_{SC} * h) = (292,8 * 1,452) = 425,14 \text{ kg/m}$$

$$ME_{SC} = E_{SC} * \frac{h}{2} = 425,14 * \frac{1,452}{2} = 308,65 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

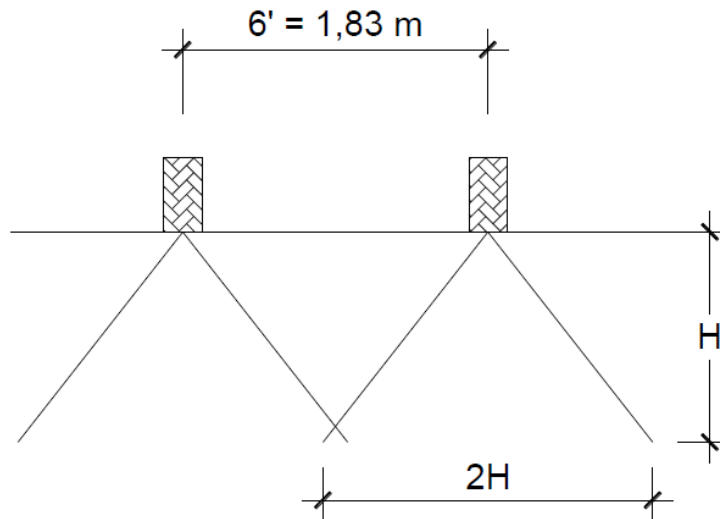
- Fuerza y momento longitudinal

Esta fuerza es producida por las llantas del camión en el terraplén de acceso, y que es transmitida a la cortina. La fuerza (FL) se calcula según el criterio AGIES dado en la Norma NR-5 capítulo 2, en donde indica que se deberá considerar una fuerza longitudinal que puede ser causada por el camión. La magnitud de esa fuerza se tomará como 5 % de la carga viva y se considerará una separación de ejes de 6 pies (1,83 m), por encima de la superficie de rodadura.

$$FL = 5 \% * \frac{P}{2h} = 0,05 * \frac{5\ 000}{2 * 1,452} = 86,09 \text{ kg/m}$$

$$\text{Por ser dos llantas } FL = 2 * 86,09 = 172,18 \text{ kg/m}$$

Figura 41. Diagrama de distribución de fuerza longitudinal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

- Momento de fuerza longitudinal

El brazo a que se le aplica la fuerza longitudinal es de 6' (1,83 m) + la altura de cortina.

$$M_{FL} = FL * Brazo = 172,18 * (1,83 + 1,452) = 565,09 \text{ kg} - \text{m}$$

- Fuerza y momento de sismo.

Según el criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe utilizar entre un 8 y 12 % del peso propio de la cortina. Para este proyecto se aplicará el 12 % al peso de la cortina.

$$S = 0,12 W$$

Donde

$$w = \text{peso de la cortina} = 2\,400 * 0,3 * 1,452 * 1 = 1\,045,44 \text{ kg}$$

Sustituyendo

$$S = 0,12 * 1\,045,44 = 125,45 \text{ kg}$$

Momento por sismo

Para el cálculo de momento se multiplica la fuerza del sismo por el brazo. El brazo de aplicación de la fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección.

$$M_S = S * \frac{h}{2} = 125,45 * \frac{1,452}{2} = 91,08 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de momentos por grupos (AASHTO 3.22.1)

$$\text{Grupo III} = 1,30 (ME_{SC} + ME_S + M_{FL})$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 (308,65 + 244,90 + 565,09) = 1\,454,23 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (ME_{SC} + ME_S + M_S)$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (308,65 + 244,90 + 91,08) = 838,02 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utiliza el resultado mayor, para este caso el momento de diseño es de 1 454,23 kg-m del grupo III.

○ Cálculo de refuerzo

Datos:

$$M_u = 1\,454,23 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 21,50 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = \left((100 * 21,50) - \sqrt{(100 * 21,50)^2 - \frac{1\,454,23 * 100}{0,003825 * 281}} \right) * 0,85 * \frac{281}{4\,200}$$

$$A_s = 1,80 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{14}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{281}}{4\,200} * 100 * 21,50 \geq \frac{14}{4\,200} * 100 * 21,50$$

$$A_{s_{\min}} = 6,86 \text{ cm}^2 \not\geq 7,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 7,17 \text{ cm}^2$$

$A_{s_{min}} \nless A_s$. Se utiliza el área de acero mínimo ya que es mayor que el requerido. Se usará hierro número 5 grado 60 colocadas a cada cara lateral de la cortina y luego se calcula el espaciamiento a través de una regla de 3.

$$\begin{array}{l} 7,17 \text{ ----- } 100 \text{ cm} \\ 1,97 \text{ ----- } \quad S \end{array}$$

$$S = \frac{1,97}{7,17} * 100 = 27,47 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se utilizará hierro número 5 grado 60 con un espaciamiento entre varillas de 25 cm.

- Revisión por corte (AASHTO 3.22.1)

$$\text{Grupo III} = 1,30 (E_{SC} + E_S + FL)$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 (425,14 + 505,99 + 172,18) = 1\ 434,30 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (E_{SC} + E_S + S)$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (425,14 + 505,99 + 125,45) = 1\ 373,55 \text{ kg}$$

Se utiliza el resultado mayor, para este caso el corte de diseño es de 1434,30 kg del grupo III.

- Refuerzo por corte

$$V_c = 0,53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * 145,2 * 25 = 27\ 413 \text{ kg}$$

Debido a que el $V_c > V$ el concreto resiste cortante. Se colocará refuerzo mínimo al cortante, Por lo que se colocará varilla número 3 grado 40 con separación de 15 centímetros.

- Diseño de viga de apoyo

La viga de apoyo va unido a la cortina y va apoyada a lo largo del estribo. Para la viga de apoyo el refuerzo longitudinal es el mínimo, el refuerzo transversal se utilizará estribos separados a $h/2$ para el corte y la altura mínima es de 40 centímetros.

Datos:

$$b = 90 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

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

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8\sqrt{281}}{4\,200} * 90 * 40 \geq \frac{14,1}{4\,200} * 90 * 40$$

$$A_{s_{\min}} = 11,49 \text{ cm}^2 \not\geq 12,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 12,08 \text{ cm}^2$$

Se utilizará 6 varillas número 5 grado 60 en cada cara lateral de la viga de apoyo.

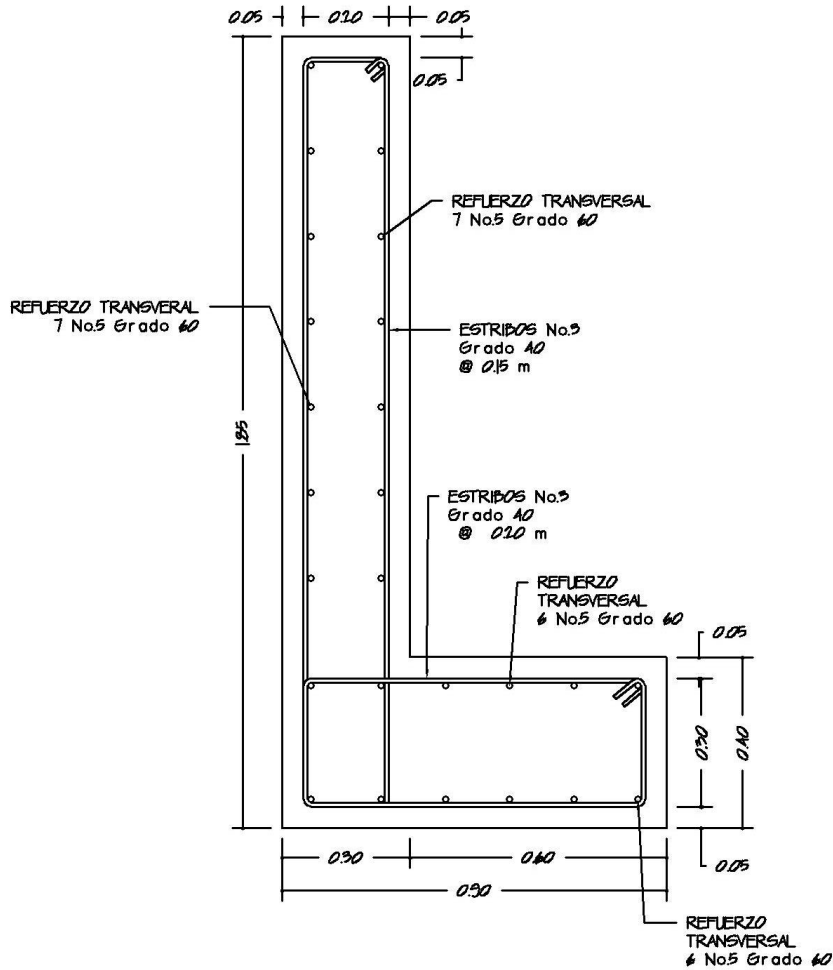
- Refuerzo por corte

El refuerzo por corte se deberá colocar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo, pero no menor de $h/2$ por seguridad.

$$s_{\min} = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Se utilizarán estribos número 3 grado 40 separados a cada 20 cm.

Figura 42. Detalle de armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.6.2. Diseño de estribo

Los estribos son estructura que soporta los extremos del puente y proporcionan apoyo lateral para el material de relleno sobre cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente. Para el diseño se utilizará AASHTO LRFD capítulo 11.

Para el proyecto el estribo estará constituido de concreto ciclópeo debido a que el material tiene un mayor acceso a la comunidad, el concreto ciclópeo comprenderá de un 67 % piedra y 33 % mortero.

Según las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes (libro azul de caminos): la piedra debe colocarse cuidadosamente, de preferencia a mano, sin dejarla caer o tirarla para no causar daño a la formaleta. Toda la piedra antes de ser colocada, debe limpiarse y mojarse con agua limpia a modo de evitar que la piedra absorba agua del concreto.

El estribo actuará con su propio peso por medio de la gravedad para resistir fuerzas laterales que en él actúen. El predimensionamiento del estribo depende de la altura máxima de crecida, la altura libre entre la crecida y la viga del puente, y la profundidad de cimentación por debajo del nivel mínimo de agua. Por lo tanto, la altura máxima es de 7 metros y se asume una sección de muro que satisfaga la verificación contra volteo, deslizamiento y presiones.

Datos

γ_c = peso específico del concreto de 2 400 kg/m³

γ_s = peso específico del suelo de 1,44 ton/m³

γ_{cc} = peso específico de concreto ciclópeo de 2 500 kg/m³

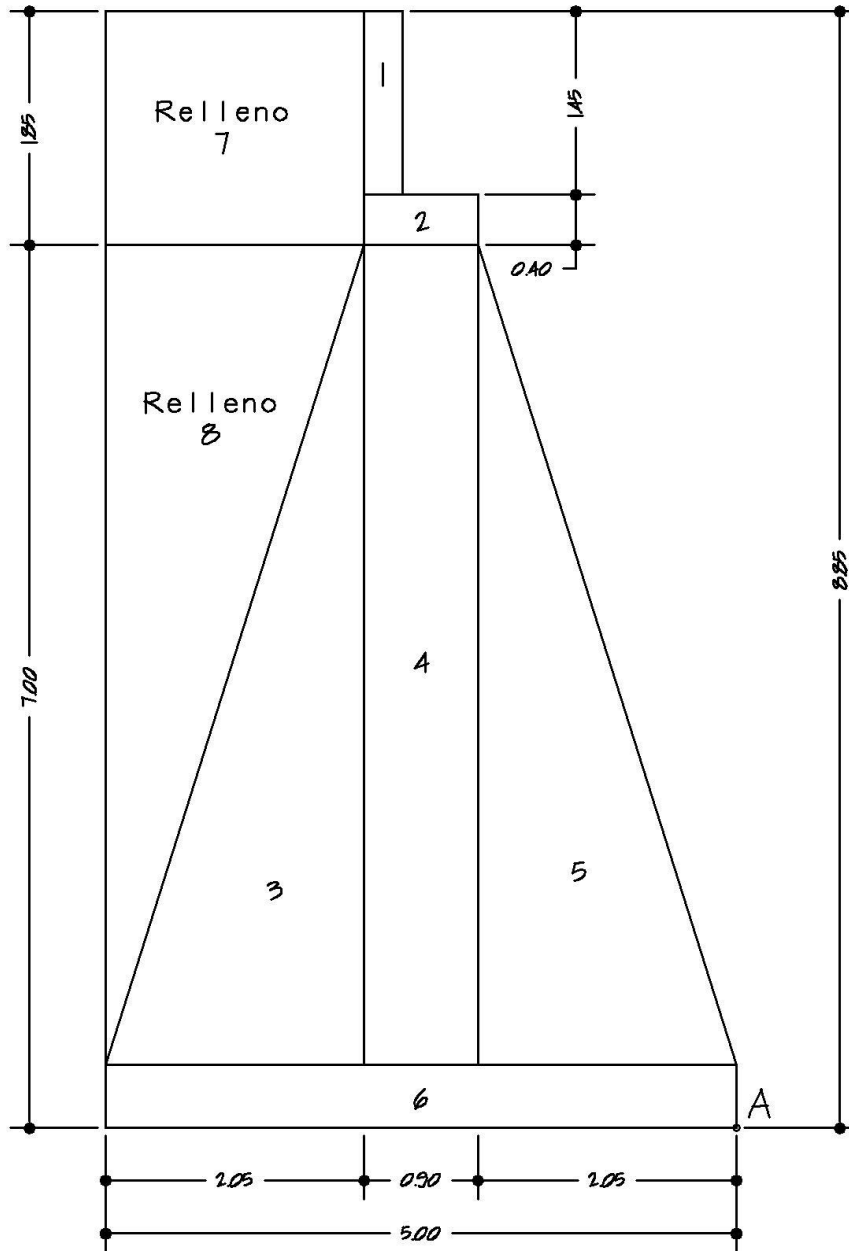
C_u = cohesión del suelo de 6,10 ton/m²

ϕ = ángulo de fricción interna de 23,59°

Equivalente de líquido = 480 kg/m³

Altura del equivalente del líquido de 2 pies por sobre carga = 0,61 m

Figura 43. Geometría del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

De acuerdo con AASHTO debe aplicarse una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 480 kg/m^3 , actuando a 2 pies (0,61 metros) sobre la superficie de rodadura.

Sobrecarga

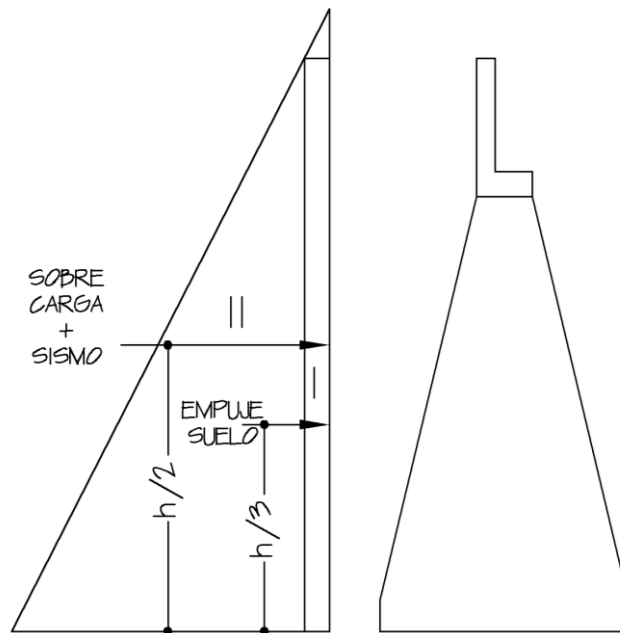
$$P_{SC} = 480 * 0,61 = 292,8 \text{ kg/m}^2$$

Presión del suelo

$$P_S = 480 * 8,85 = 4\ 248 \text{ kg/m}^2$$

- Empuje y momento de volteo

Figura 44. **Presiones del suelo y sismo que afectan el estribo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Tabla XIII. Empuje y momento de volteo del estribo

Sección	Presión (kg/m ²)	Altura (m)	Empuje (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
I	292,80	8,85	2 591,28	4,43	11 466,41
II	4 248,00	4,43	18 797,40	2,95	55 452,33
		E	21 388,68	Mv	66 918,74

Fuente: elaboración propia.

- Momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y por el relleno. Se calcula respecto al punto A, mostrado en la figura 44.

Tabla XIV. Momento estabilizante del estribo

Sección	Peso específico (kg/m ³)	Área (m ²)	Peso (kg/m)	Brazo (m)	M (kg-m / m)
1	2 400	0,44	1 046,40	2,80	2 929,92
2	2 400	0,36	864,00	2,50	2 160,00
3	2 500	6,66	16 657,50	3,63	60 466,73
4	2 500	5,85	14 625,00	2,50	36 562,50
5	2 500	6,66	16 657,50	1,37	22 820,78
6	2 500	2,50	6 250,00	2,50	15 625,00
7	1 440	3,80	5 467,10	3,98	21 759,07
8	1 440	6,66	9 594,72	4,32	41 449,19
		W	71 162,22	ME	203 773,18

Fuente: elaboración propia.

- Revisión del muro sin súper estructura

Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} \geq 1,5$$

$$\text{Volteo} = \frac{203\,773,18}{66\,918,74} = 3,04 \geq 1,5 \rightarrow \text{ok!}$$

Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \left(\frac{W}{E}\right) \geq 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \left(\frac{71\,162,22}{21\,388,68}\right) = 1,66 \geq 1,5 \rightarrow \text{ok!}$$

Presiones máximas y mínimas

$$a = \frac{M_E - M_V}{W} ; 3a > b$$

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

$$P_{\max} = \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < V_s$$

$$P_{\min} = \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) > 0$$

Sustituyendo

$$a = \frac{203\,773,18 - 66\,918,74}{71\,162,22} = 1,92 ; 3(1,92) > 5 \rightarrow \text{ok!}$$

$$e = \frac{5}{2} - 1,92 = 0,58$$

$$P_{\max} = \frac{71\,162,22}{5,0} \left(1 + \frac{6 * 0,58}{5,0} \right) = 24\,138,22 \text{ kg/m}^2 < V_s (38,99 \text{ ton/m}^2)$$

$$P_{\min} = \frac{71\,162,22}{5,0} \left(1 - \frac{6 * 0,58}{5,0} \right) = 4\,326,66 \text{ kg/m}^2 > 0$$

- Revisión del muro con superestructura y carga viva

Nota: se utiliza el valor de cortante último que se calcularon para el diseño a corte de la viga, recordando que las cargas calculado para el cortante último se utiliza para las dos vigas externas.

- Carga

$$W_2 = 2 * \frac{V_u}{L_{\text{est}}}$$

Donde

W_2 = peso de la super-estructura distribuido en la base del estribo

V_u = cortante ultimo calculado para el diseño de viga = 79 474 kg

L_{est} = longitud de la base del estribo donde se apoyan las vigas = 4,7 m

$$W_2 = 2 * \frac{79\,474}{4,7} = 33\,819 \text{ kg/m}$$

- Momento

El brazo es la base del estribo dividido 2

$$M_{E2} = W_2 * \text{Brazo} = 33\,819 * \frac{5}{2} = 84\,547,5 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Revisión de presiones máximas y mínimas

$$M_{\text{Total}} = M_E + M_{E2} = 203\,773,18 + 84\,547,5 = 288\,320,68 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{Total}} = W + W_2 = 71\,162,22 + 33\,819 = 104\,981,22 \text{ kg}$$

$$a = \frac{M_{\text{Total}} - M_V}{W_{\text{Total}}}; 3a > b$$

$$a = \frac{288\,320,68 - 66\,918,74}{104\,981,22} = 2,11; 3(2,11) > 5 \rightarrow \text{ok!}$$

$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{5}{2} - 2,11 = 0,39$$

$$P_{\text{max}} = \frac{104\,981,22}{5} \left(1 + \frac{6 * 0,39}{5} \right) = 30\,822,49 \text{ kg/m}^2 < V_s (38,99 \text{ ton/m}^2)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{104\,981,22}{5} \left(1 - \frac{6 * 0,39}{5} \right) = 11\,170 \text{ kg/m}^2 > 0$$

- Revisión del estribo por sismo

Nota: para esta revisión solo se incluye la carga muerta calculada en el diseño de corte de la viga $V_{DC} = 26\,792\text{ kg} * 2 = 53\,584\text{ kg}$.

- Carga y momento distribuida

$$V_{CM} = \frac{1,30 * V_{DC}}{L_{est}} = \frac{1,30 * 53\,584}{4,7} = 14\,821,11\text{ kg/m}$$

$$M_{CM} = V_{CM} * Brazo = 14\,821,11 * \frac{5}{2} = 37\,052,76 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Carga y momento totales distribuida

$$W_V = W + V_{CM} = 71\,162,22 + 14\,821,11 = 85\,983,33\text{ kg}.$$

$$M_{EV} = M_E + M_{CM} = 203\,773,18 + 37\,052,76 = 240\,825,94 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Fuerza Horizontal

Se considera el 8 % de sismo para la carga total (W_V)

$$F_H = 1,08 E + 0,08 W_V$$

$$F_H = 1,08(21\,388,68) + 0,08(85\,983,33) = 29\,978,44\text{ kg/m}$$

- Momento por sismo

Tabla XV. **Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo**

Sección	Peso específico (kg/m ³)	Área (m ²)	Peso (kg/m)	Brazo (m)	M (kg-m / m)
1	2 400	0,44	1 046,40	8,13	8 503,05
2	2 400	0,36	864,00	7,20	6 220,80
3	2 500	6,66	16 657,50	2,67	44 475,53
4	2 500	5,85	14 625,00	3,75	54 843,75
5	2 500	6,66	16 657,50	2,67	44 475,53
6	2 500	2,50	6 250,00	0,25	1 562,50
7	1 440	3,80	5 467,10	4,83	26 406,11
8	1 440	6,66	9 594,72	7,93	76 047,75
		W	71 162,22	Mh	262 535,01

Fuente: elaboración propia.

$$M_{hs} = 0,08 * M_h = 0,08(262\ 535,01) = 21\ 002,80 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

- Momento de volteo por fuerza horizontal

$$M_{VH} = 1,08 * M_V + 0,08V_{CM} * \text{Brazo}_{\text{horizontal}} + M_{hs}$$

$$M_{VH} = 1,08 * (66\ 918,74) + 0,08 * (14\ 821,11) * (7,4) + 21\ 002,80$$

$$M_{VH} = 102\ 049,14 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

- Chequeo

Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{EV}}{M_{VH}} \geq 1,5$$

$$\text{Volteo} = \frac{240\,825,94}{102\,049,14} = 2,36 \geq 1,5 \rightarrow \text{ok!}$$

Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \left(\frac{W_V}{F_H} \right) \geq 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \left(\frac{85\,983,33}{29\,978,44} \right) = 1,51 \geq 1,5 \rightarrow \text{ok!}$$

Presiones máximas y mínimas

$$a = \frac{M_{EV} - M_{VH}}{W_V} = \frac{240\,825,94 - 102\,049,14}{85\,983,33} = 1,67$$

$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{5}{2} - 1,67 = 0,83$$

$$P_{\max} = \frac{85\,983,33}{5} \left(1 + \frac{6 * 0,83}{5} \right) = 34\,324,54 \text{ kg/m}^2 < V_s (38,99 \text{ ton/m}^2)$$

$$P_{\min} = \frac{85\,983,33}{5} \left(1 - \frac{6 * 0,83}{5} \right) = 68,79 \text{ kg/m}^2 > 0$$

2.2.6.3. Diseño elastomérico

El diseño de apoyo elastomérico está compuesto de neopreno y acero su función es transmitir cargas y evitar posibles deslizamientos.

El neopreno permite distribuir las cargas en la estructura de apoyo y absorbe las irregularidades de la superficie; y el acero brinda resistencia al corte que se produce. Este elemento se ubica entre la superestructura y subestructura del puente.

Para el diseño elastomérico del proyecto se utilizarán las mismas cargas que se calcularon para el diseño de corte de la viga y se basará en el método B artículo 14.7.5 AASHTO LRFD. El elastómero a utilizar es de tipo SHORE A 60 según la tabla 14.7.6.2-1 de la misma guía.

Datos

Ancho de viga (b) de 50 centímetros

Carga muerta de 26,79 toneladas

Carga por asfalto 1,65 toneladas

Carga viva 24,86 toneladas

Resistencia de la placa de acero de 36 KSI

Tipo de acero= A -36

Módulo de cortante de elastómero (G) DE 12 kg/cm²

Rotación máxima en carga de servicio de $\theta = 0,005$ rad

$$P_{total} = 1 * V_{muerta} + 1 * V_{asf} + 1 * V_{viva}$$

$$P = 1(26,79) + 1(1,65) + 1(24,86) = 53,3 \text{ ton} = 53\,304 \text{ kg}$$

- Área de neopreno

La resistencia del elastómero (σ_s) según el código 14.7.6.3.2-8 de AASHTO LRFD

$$\sigma_s \leq 87,9 \text{ kg/cm}^2$$

El acero mínimo para neopreno es

$$A = \frac{P}{\sigma_s} = \frac{53\,304 \text{ Kg}}{87,9 \text{ Kg/cm}^2} \rightarrow A = 606,42 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones para satisfacer el área son:

Ancho (w) = 30 cm

Largo (L) = 30 cm

$$A_{\text{real}} = L * W = 30 * 30 \rightarrow A_{\text{real}} = 900 \text{ cm}^2$$

- Factor de forma S mínimo (14.7.6.3.2-3 AASHTO LRFD)

Con carga total

$$\sigma_{s1} = \frac{P_{\text{total}}}{A_{\text{real}}} = \frac{53\,304}{900} \rightarrow \sigma_{s1} = 59,23 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_1 = \frac{\sigma_{s1}}{1,25 * G} = \frac{59,23}{1,25(12)} \rightarrow S_1 = 3,95$$

Caso de carga viva

$$\sigma_{\text{movil}} = \frac{P_{\text{viva}}}{A_{\text{real}}} = \frac{24\,862}{900} \rightarrow \sigma_{s2} = 27,62 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{s2} = \frac{\sigma_{s2}}{1,25 * G} = \frac{27,62}{1,25(12)} \rightarrow S_{s2} = 1,84$$

El factor (S) a utilizar es de 3,95

- Espaciamiento de capa interna (14.7.5.1-1 AASHTO LRFD)

$$h_{ri} = \frac{L * W}{2 * S(L + W)} = \frac{30 * 30}{2(3,95)(30 + 30)} \rightarrow h_{ri} = 1,90 \text{ cm}$$

Se utilizará un valore h_{ri} igual a 2,0 cm (20 mm). Con este valor se vuelve a verificar el factor de forma

$$S = \frac{L * W}{2h_{ri}(L + W)} = \frac{30 * 30}{2 * 2,0 * (30 + 30)} = 3,75$$

Número de capas interiores de elastómero (n)

$$n = G * S \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \left(\frac{\theta}{\sigma_{s1}} \right) = (12)(3,75) \left(\frac{30}{2} \right)^2 \left(\frac{0,005 \text{ rad}}{59,23} \right) = 0,85$$

$$n = 1$$

- Espaciamiento de capa externa

Las capas exteriores deben ser menor al 70 % del espeso de las capas internas.

$$h_{re} = 0,7 * h_{ri} = 0,7(2,0) = 1,4 \text{ cm} \cong 1,5 \text{ cm}$$

Se usarán 1 capa interna de 20 milímetros y dos caspas externas de 15 milímetros para un grosor total de:

$$h_{rt} = 1(20 \text{ mm}) + 2(15 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

Se evalúa la estabilidad del elastómero (14.7.5.3.4 AASHTO LRFD)

$$2 A \leq B$$

Donde

$$A = \frac{1,92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = \frac{1,92 \frac{5}{30}}{\sqrt{1 + \frac{2 * 30}{30}}} = 0,18$$

$$B = \frac{2,67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} = \frac{2,67}{(3,75 + 2) \left(1 + \frac{30}{4 * 30}\right)} = 0,37$$

$$2 * 0,19 \leq 0,37 \therefore 0,36 \leq 0,37 \text{ ok!}$$

Debido a que cumple el apoyo se considera estable.

- Espesor de capas de acero (14.7.5.3.5-1 AASHTO LRFD)

$$h_s \geq \frac{3 * h_{ri} * \sigma_{s1}}{f_y} = \frac{3(2)(59,23)}{4\ 200} = 0,085\ cm \cong 1,0\ mm$$

Se usarán dos placas de acero con un espesor de 0,10 centímetros.

- La altura total de elastómero es:

2 capas externas de 15 mm cada una.

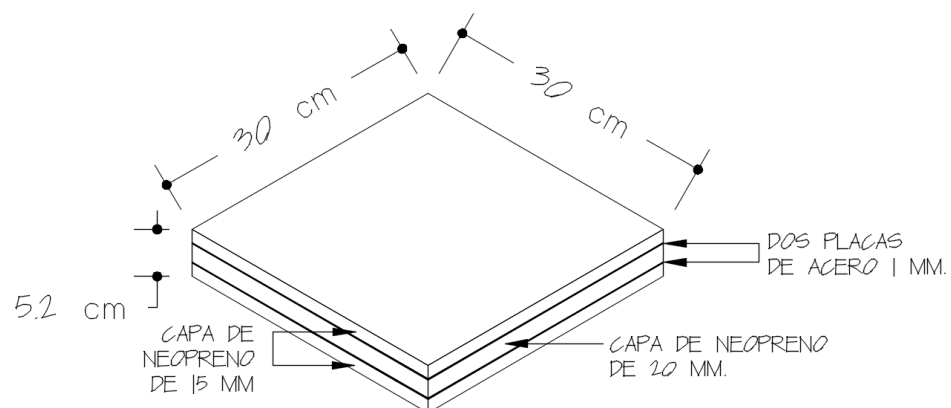
1 capa intermedia de 20 mm

2 placas de refuerzo de 1,0 mm cada una.

$$H = 2h_{re} + 1h_{ri} + 2h_s = 2(1,5\ cm) + 1(2\ cm) + 2(0,1\ cm) = 5,2\ cm$$

$$H = 5,2\ cm$$

Figura 45. **Neopreno reforzado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.6.4. Diseño de topes sísmicos

Los topes sísmicos son los encargados de evitar los posibles corrimientos de las vigas principales durante un evento sísmico. Estos son bloques de concreto que se colocan en los costados y entre las vigas principales formando un cajón que le proporciona una restricción a la viga principal. Para este proyecto se utilizará juntas de dilatación para sujetar las vigas a la viga de apoyo.

A razones de ejemplo se diseñará un tope sísmico basado en la propuesta de topes sísmicos laterales para puentes del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

- En todos los topes se debe incluir una placa lateral de neopreno de bajo espesor para amortiguar el impacto de la superestructura sobre éstos.
- Los topes sísmicos intermedios se deberán calcular considerando una aceleración igual a A_0 . Cada uno de los topes sísmicos debe ser capaz de resistir toda la fuerza transversal del tablero.

$$F = A_0 * m$$

Donde

F = es la fuerza de diseño (para cada tope sísmico).

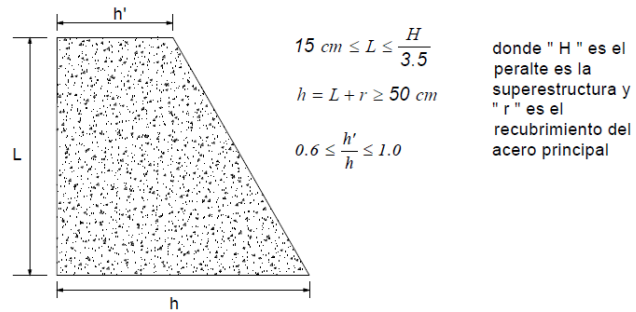
A_0 = para calcular el coeficiente sísmico de aceleración horizontal se obtiene del AGIES NSE 2-10. (Ver detalle de cálculos en anexos) = 0,416

m = es la masa de la carga tributaria permanente de todo el tablero = 15,89T.

$$F = 0,416 * 158\,948 = 66\,122,37 \text{ kg}$$

- Geometría del tope sísmico

Figura 46. **Propuesta para la geometría de topes laterales**



Fuente: UNAM, Instituto de Ingeniería.

$$L = \frac{H_{\text{viga}}}{3.5} = \frac{140}{3.5} = 40 \text{ cm}$$

$$h = L + r = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

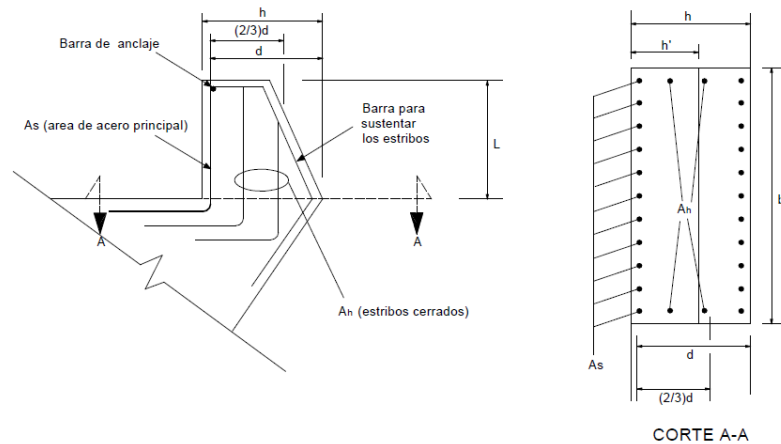
$$h' = 35 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

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

Figura 47. **Propuesta de la distribución del acero de refuerzo**



Fuente: UNAM, Instituto de Ingeniería.

Acero de refuerzo de cortante por fricción

$$A_{vf} = \frac{F}{0,85 * f_y * \mu} = \frac{66\ 122,37}{0,85 * 4\ 200 * 1,4} = 13,23\text{ cm}^2$$

Acero necesario para resistir el momento $M_u = 66\ 122,37 * (L/2) = 1\ 322\ 447,4$ kg-cm

$$A_f = \frac{M_u}{0,9 * f_y * (0,8d)} = \frac{1\ 322\ 447,4}{0,9 * 4\ 200 * (0,8 * 40)} = 10,93\text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero principal

Se evalúa el acero de resistencia al momento y acero de cortante por fricción. Se evalúa el mayor con las siguientes formulas:

- $A_s = A_f = 10,93\text{ cm}^2$
- $A_s = \frac{2}{3} A_{vf} = \frac{2}{3} * 13,23 = 8,82\text{ cm}^2$

El acero a utilizar es de $10,93\text{ cm}^2$ es por ser el mayor. Para satisfacer dicha área se utilizará 6 varillas número 5.

- Cálculo de acero restante

$$A_h = 0,5 A_s = 0,5 * 10,93 = 5,47\text{ cm}^2$$

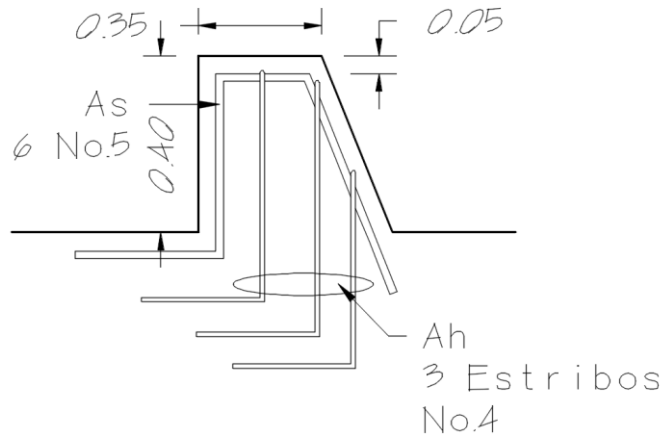
Se utilizarán 3 estribos cerrados número 4.

- Revisión de cuantía de refuerzo

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,04 \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \therefore \rho = \frac{10,93}{50 * 40} \geq 0,04 \left(\frac{281}{4200} \right)$$

$$\rho = 0,005 \geq 0,003 \text{ ok!}$$

Figura 48. **Detalle de acero para tope sísmico**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

2.2.7. Evaluación ambiental

Al igual que todos los proyectos de infraestructura genera impactos en los componentes ambientales. Para la construcción de un puente vehicular lo impactos ambientales se consideran poco significativo, debido a que no afectan al valor de área turística, sitios arqueológicos, área de vegetación, área agrícola, fauna y flora.

Al analizar el diseño del proyecto se determinó que los elementos que pueden ser impactados por el proyecto son:

- Agua: puede llegar a tener un impacto negativo en la etapa de construcción al dejar desperdicio del material que puede arrastrar el cauce.
- El suelo: puede tener un impacto negativo al ser las excavaciones y rellenos, alterando sus propiedades.
- Salud: puede afectar a los trabajadores si no utilizan el equipo de seguridad adecuado a la hora de construcción de la obra.
- Flora: el impacto será nulo ya que no se tiene planificado tala de ningún tipo de árbol.
- Fauna: existe variedad de especies en el lugar, como peces los cuales pueden ser afectados a la hora de construcción del proyecto.

Tabla XVI. **Medidas de mitigación de impactos ambientales para puentes**

Componente	Impacto	Medida de mitigación
Suelo	Deslaves de material	Prevención durante la construcción, prevención de erosión usando estabilización física.
	Erosión	
	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0,25 m compactado posteriormente, colocar una capa de material orgánico.
Recursos hídricos	Alteración del drenaje superficial	Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de ribera de río, alteración mínima corrientes de aguas naturales.
	Disminución de la calidad de agua	
	Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	Depositar los desechos de insumo en un lugar fuera de la zona del cauce del río.

Continuación de la tabla XVI.

Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción	Uso de agua para minimizar la generación de polvo.
Salud humana	Riesgo para la salud de los trabajadores	Desarrollar plan de seguridad e higiene.
	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	Hacer servicios sanitarios provisionales. Colocar toneles para la basura y para posterior disposición en zonas adecuadas.
Flora y fauna	Remoción y afectación de cobertura vegetal	Utilizar la infraestructura existente para la instalación de los trabajadores. Separar la capa de material orgánico de la del material inerte. Disponer adecuadamente el material orgánico para su posible reutilización. Evitar el paso de maquinaria sobre el suelo con cobertura vegetal fuera del área de la obra. Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar.
Población	Alteración de las costumbres y cultura de las comunidades cercanas	Evitar la interferencia entre el tráfico peatonal o vehicular y los frentes de trabajo. Disponer de rutas alternativas en fechas de importancia para la población.
	Incremento en los niveles de accidentes	Transportar el material de excavación sin superar la capacidad del vehículo de carga. Mantener una adecuada señalización en el área de obra, en etapa de ejecución y operación.

Continuación de la tabla XVI.

		<p>Instalar cercos perimetrales en los frentes de trabajo.</p> <p>Controlar la velocidad de los vehículos y que estos cuenten con alarmas reserva.</p>
Paisaje	Impacto visual	Recuperar y restaurar el espacio público afectado, una vez finalizada la obra, retirando todos los materiales y residuos provenientes de las actividades constructivas.
Patrimonio cultural	Daño al patrimonio cultural	Suspender la obra, delimitar el área e informar a quién corresponda para una correcta evaluación; en la eventualidad de encontrar hallazgos arqueológicos, una vez realizadas estas actividades se puede continuar con el trabajo.

Fuente: elaboración propia.

2.2.8. Programa de mantenimiento

Los programas de conservación preventiva y correctiva deberán de llevarse a cabo para el adecuado mantenimiento del puente vehicular con el objeto de que tenga un adecuado funcionamiento y una mayor vida útil, de tal manera que se contemplan las siguientes actividades:

Programa de conservación preventiva y correctiva

- Inspeccionar visualmente toda la obra.
- Evaluar las obras de drenaje que presente problemas en el momento de la inspección, remitir reporte y actuar conforme sea necesario.

- Inspeccionar las condiciones físicas de la subestructura y superestructura que presenten problemas.
- Realizar el mantenimiento al parapeto y verificar si no presenta daños por volcaduras de automóviles.
- Identificar e inspeccionar terraplenes en los estribos que presenten en el momento de la inspección, problemas de inestabilidad, movimientos inaceptables, erosiones, entre otros.

Tipo de reparación a sistemas, equipos y obras. Incluir aquellas que durante el mantenimiento genere residuos líquidos y sólidos peligrosos y no peligrosos.

Programa de conservación rutinaria

- Realizar inspecciones continuas en la viabilidad para detectar problemas y corregirlos en:
 - Invasión del derecho de vía.
 - Retiro de basura y limpieza de la superficie de rodamiento del puente.
 - Destrozos en general.
 - Falta de señales que pongan en peligro al usuario o lo desorienten.
 - Taponamiento en drenes sobre la superficie del puente.
- Realizar inspecciones mensuales o cuando sea necesario en la viabilidad o de acción inmediata si fuera necesario para detectar problemas y corregirlos en:

- Pinturas en general.
- Mantenimiento del parapeto.
- Obras de drenaje.
- Defensas y señales de tipo normal.
- Daños en el puente por efecto de accidentes.
- Baches, grietas, deformaciones, etc., en el pavimento.
- Deslaves en terraplenes.
- Fallas locales en estribos.
- Deshierbe y poda de vegetación en los márgenes de los estribos.
- Apoyo y juntas de estructura.

Para la etapa de operaciones y mantenimiento, no se empleará ningún tipo de recursos naturales existentes en el área del proyecto.

Descripción de los diferentes procesos y operaciones unitarias que se llevaran a cabo para el mantenimiento de infraestructura. Para los servicios de protección ambiental se tienen cuantificado los siguientes:

- Emisiones a la atmósfera: son aquellas emitidas por vehículos en circulación sobre el puente, las cuales se pueden estimar en función del tránsito diario promedio anual (TDPA). Al ser un camino rural de baja velocidad con flujo vehicular bajo, la emisión de contaminantes a la atmósfera y sus efectos a la salud son despreciables.
- Descarga de aguas residuales: no se generan aguas residuales de ningún tipo.
- Residuos sólidos: son los generados en la etapa de las actividades de mantenimiento como el deshierbe, calavereo, reposición de señales, entre otros. Dichos residuos serán recolectados por la cuadrilla de

mantenimiento, y su disposición final será el basurero municipal o rellenos sanitarios.

2.2.9. Presupuesto y cronograma del proyecto

Se utilizaron precios de los materiales y mano de obra del lugar para obtener datos verídicos. Se incluyen los costos directos e indirectos del proyecto.

Figura 49. **Presupuesto general del puente vehicular, caserío Piedras Blancas Alibalabaj**

PRESUPUESTO					
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE CASERÍO VEGA DE CHUAPE, CUBULCO, BAJA VERAPAZ					
Núm.	RENGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Trabajos preliminares				
1.1	Trazo y limpieza	625	m ²	Q0,48	Q300,00
1.2	Trazo y replanteo topográfico	625	m ²	Q6,25	Q3 903,27
1.3	Bodega	1	Global	Q20 756,29	Q20 756,29
2	Viga principal 1,40 x 0,5 m	40	ml	Q3 983,91	Q159 356,37
3	Losa	1	m ²	Q87 830,67	Q87 830,67
4	Diafragma externo	2	Global	Q1 604,66	Q3 209,31
5	Diafragma interno	1	Global	Q2 242,29	Q2 242,29
6	Estribos	2	Global	Q228 567,49	Q457 134,97
7	Cortina+viga de apoyo	2	Global	Q14 100,28	Q28 200,55
8	Baranda peatonal	22	Unidad	Q701,81	Q15 439,80
9	Fijación de súper estructura y junta de calzada	2	global	Q21 161,77	Q42 323,53
10	Relleno estructural	415	m ³	Q87,37	Q36 260,19
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q856 957,24

Fuente: elaboración propia.

El cronograma de ejecución para este proyecto se tomó tiempo aproximado, por lo que estos se encuentran sujetos a cambios debido a factores externos.

Tabla XVII. **Cronograma de ejecución del puente vehicular, caserío Piedras Blancas Alibalabaj**

PROYECTO: puente vehicular caserío Piedras Blancas Alibalabaj, Cubulco, Baja Verapaz						
Longitud= 25 metros						
Núm.	Descripción	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	
1	Trabajos preliminares	■	■	■		
2	Losa de 20 centímetros + banquetas				■	■
3	Vigas principales de 1,40*0,50 m		■	■	■	■
4	Diafragma interno 1,05 * 0,30 m			■	■	■
5	Diafragma externo 0,70 * 0,30 m			■	■	■
6	Postes de concreto + riel HG Ø 2"					■
7	Viga de apoyo+ cortina		■	■	■	
8	Estribos de concreto ciclópeo	■	■	■		
9	Relleno estructural					■
10	Fijación de la súper estructura					■

Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Planos

Los planos del proyecto se muestran en la sección de apéndice 9. Los cuales están constituidos por:

- Planta general con curvas de nivel
- Perfil del puente
- Detalles de losa y baranda
- Detalles de las vigas

- Detalles de estribo y apoyos

CONCLUSIONES

1. Se realizó el estudio técnico correspondiente para la elaboración de los proyectos que contribuirán con el desarrollo de los caseríos Vega de Chuapec y Piedras Blancas Alibalabaj del municipio de Cubulco, Baja Verapaz.
2. El sistema de agua potable del caserío Vega de Chuapec sustentará la falta de servicio hacia la población, la cual beneficiará a 80 familias, mejorando su calidad de vida.
3. El diseño del puente vehicular del caserío Piedras Blancas Alibalabaj, proveerá una accesibilidad de forma segura del tránsito vehicular y peatonal, mejorando el desarrollo económico, comunicación y comercio con las comunidades circunvecinas.
4. Los expedientes técnicos de los proyectos contienen memoria de cálculo, pruebas de laboratorio, presupuesto, cronograma y planos con la finalidad para su ejecución.
5. Para la elaboración del proyecto se utilizó los conocimientos adquiridos durante el tiempo de la carrera universitaria de ingeniería civil, con asesoría de la Unidad del Ejercicio Profesional.
6. La fundamentación en los normativos, reglamentos y especificaciones apropiadas para los diseños, garantizan eficiencia y un control técnico

adecuado. Los parámetros se adaptan a las características de la región en la que se desarrollarán los proyectos.

RECOMENDACIONES

1. A la Municipalidad de Cubulco contar con asesoramiento y supervisión técnica por parte de un ingeniero civil al momento de ejecutar los proyectos con el fin de cumplir las especificaciones de cada proyecto.
2. Disponer de la participación y colaboración de la comunidad en el proceso de ejecución, para reducir costos de mano de obra y crear fuentes de trabajo para los habitantes de la comunidad.
3. Revisar el presupuesto de los proyectos al inicio de la ejecución, debido a que el costo de los materiales y mano de obra puede variar a través del tiempo.
4. Dar el mantenimiento adecuado a los proyectos por parte de la comunidad y municipalidad, para una mayor durabilidad y funcionamiento. Debe revisarse periódicamente y realizar las reparaciones necesarias de los proyectos.
5. Para evitar erosión en el relleno estructural del puente vehicular, se debe implementar un drenaje para conducir la escorrentía que en la actualidad corre de manera superficial en la carretera.
6. Realizar un estudio bacteriológico y fisicoquímico del nacimiento, al menos una vez al año, para ver si existe cambios significativos en la calidad del agua y calibrar el sistema de desinfección.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR POLANCO, Pedro. *Apuntes del curso de ingeniería sanitaria uno*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2001.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 5a ed., Washington DC, Estados Unidos de América: AASHTO, 2010. 1 635 p.
3. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-11)*. Michigan, Estados Unidos de América: ACI, 2011. 541 p.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la república de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 337 p.
5. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas para el diseño y construcción de puentes*. Guatemala: AGIES, 2013. 75 p.
6. Documentación de proyectos de la Municipalidad de la Villa de Santiago de Cubulco del departamento de Baja Verapaz. Área de Planificación.

7. Instituto de Fomento Municipal. *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano*. Guatemala: INFOM, 2011, 64 p.

8. Organización Panamericana de la Salud. *Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua*. 2005.

APÉNDICES

Apéndice 1. Levantamiento topográfico del caserío Vega de Chuapec

Libreta topográfica para el sistema de agua potable caserío Vega de Chuapec						
EST.	PO.	AZIMUT	DH	COTA	X	Y
	1			1 500,00	755 616,14	1 660 692,78
1	1.1	74° 59' 50"	48,28	1 507,54	755 662,77	1 660 705,28
1	1.2	112° 16' 50"	24,44	1 503,67	755 638,75	1 660 683,52
1	1.3	89° 16' 05"	12,13	1 501,88	755 628,27	1 660 692,93
1	2	248° 56' 15"	11,69	1 499,50	755 605,23	1 660 688,58
2	3	249° 23' 40"	5,12	1 498,25	755 600,44	1 660 686,78
3	4	307° 19' 26"	12,26	1 497,87	755 590,69	1 660 694,21
4	5	210° 20' 45"	16,89	1 496,86	755 582,15	1 660 679,63
5	6	255° 43' 00"	11,79	1 498,91	755 570,73	1 660 676,72
6	7	325° 03' 25"	67,14	1 499,83	755 532,27	1 660 731,76
7	8	288° 49' 40"	25,77	1 498,78	755 507,88	1 660 740,08
8	9	272° 41' 05"	20,19	1 494,53	755 487,71	1 660 741,03
9	10	298° 47' 35"	58,30	1 488,24	755 436,62	1 660 769,11
10	11	291° 16' 55"	40,52	1 479,38	755 398,87	1 660 783,81
11	12	255° 37' 20"	46,92	1 476,53	755 353,41	1 660 772,16
12	13	269° 38' 15"	31,96	1 474,29	755 321,45	1 660 771,96
13	14	285° 27' 15"	43,26	1 469,59	755 279,75	1 660 783,49
14	15	293° 52' 35"	84,90	1 450,80	755 202,12	1 660 817,85
15	16	294° 12' 09"	21,82	1 454,74	755 182,22	1 660 826,80
16	17	270° 07' 05"	53,96	1 466,59	755 128,26	1 660 826,91
17	18	277° 48' 35"	83,40	1 478,83	755 045,63	1 660 838,24
18	19	218° 41' 25"	54,61	1 483,04	755 011,50	1 660 795,62
19	20	232° 53' 55"	34,07	1 478,82	754 984,32	1 660 775,06
20	21	233° 96' 10"	131,42	1 449,63	754 877,19	1 660 698,94
21	22	217° 30' 35"	8,24	1 448,68	754 872,17	1 660 692,40
22	23	238° 22' 09"	3,09	1 446,48	754 869,54	1 660 690,78
23	24	221° 49' 46"	8,71	1 445,58	754 863,73	1 660 684,29
24	25	222° 34' 10"	3,88	1 448,35	754 861,11	1 660 681,43

Continuación del apéndice 1.

25	26	208° 09' 10"	55,91	1 450,60	754 834,73	1 660 632,14
26	27	221° 27' 25"	63,01	1 437,37	754 793,02	1 660 584,92
27	28	216° 35' 25"	44,68	1 424,46	754 766,38	1 660 549,04
28	29	237° 45' 00"	32,32	1 410,01	754 739,05	1 660 531,79
29	30	194° 13' 00"	25,03	1 405,48	754 732,90	1 660 507,53
30	31	167° 44' 30"	34,62	1 403,99	754 740,25	1 660 473,70
31	32	174° 22' 45"	10,69	1 406,22	754 741,30	1 660 463,06
32	33	219° 16' 45"	13,17	1 408,62	754 732,96	1 660 452,87
33	34	239° 32' 50"	38,20	1 409,00	754 700,03	1 660 433,50
34	35	261° 49' 45"	67,14	1 402,15	754 633,58	1 660 423,96
35	35.1	171° 51' 25"	171,41	1 350,90	754 657,85	1 660 254,28
35	36	232° 52' 45"	52,61	1 390,59	754 591,63	1 660 392,22
36	37	239° 55' 25"	44,56	1 378,49	754 553,07	1 660 369,89
37	38	199° 33' 20"	44,46	1 381,90	754 538,19	1 660 327,99
38	39	239° 28' 30"	11,28	1 384,69	754 528,48	1 660 322,27
39	40	244° 20' 25"	45,05	1 379,23	754 487,88	1 660 302,76
40	41	218° 00' 55"	28,80	1 384,56	754 470,14	1 660 280,07
41	42	227° 50' 45"	30,72	1 383,12	754 447,36	1 660 259,45
42	43	217° 52' 50"	68,12	1 373,74	754 405,54	1 660 205,69
43	44	259° 27' 15"	88,60	1 347,25	754 318,44	1 660 189,48
44	45	245° 56' 50"	70,40	1 328,58	754 254,15	1 660 160,78
45	46	246° 09' 40"	24,03	1 326,11	754 232,17	1 660 151,07
46	47	219° 25' 05"	67,07	1 319,78	754 189,58	1 660 099,25
47	48	225° 59' 20"	22,85	1 319,04	754 173,14	1 660 083,38
48	40	232° 07' 30"	89,60	1 299,35	754 102,42	1 660 028,37
49	50	240° 37' 50"	59,25	1 294,29	754 050,79	1 659 999,31
50	51	233° 14' 10"	38,18	1 293,72	754 020,20	1 659 976,46
51	52	229° 11' 45"	95,10	1 268,47	753 948,21	1 659 914,31
52	52.1	126° 19' 45"	26,95	1 268,14	753 969,92	1 659 898,34
52.1	52.2	126° 19' 45"	25,04	1 267,80	753 990,10	1 659 883,51
52.1	52.3	185° 04' 41"	51,59	1 254,36	753 965,35	1 659 846,96
52.3	52.4	271° 22' 43"	33,46	1 251,87	753 931,90	1 659 847,76
52.3	52.5	128° 08' 36"	28,70	1 249,42	753 987,92	1659 829,23
52.5	52.6	155° 40' 05"	41,78	1 237,79	754 005,14	1 659 791,16
52.6	52.7	164° 08' 57"	17,80	1 233,03	754 010,00	1 659 774,04
52.6	52.8	208° 46' 41"	33,00	1 219,57	753 994,11	1 659 745,11
52.8	52.9	248° 10' 07"	51,32	1 212,73	753 946,47	1 659 726,03
52	53	234° 28' 20"	65,25	1 257,19	753 895,10	1 659 876,39

Continuación del apéndice 1.

53	54	247° 43' 45"	56,66	1 244,44	753 842,67	1 659 854,92
54	55	248° 45' 55"	18,11	1 246,14	753 825,79	1 659 848,36
55	56	280° 04' 30"	31,83	1 251,85	753 794,45	1 659 853,93
56	57	248° 55' 10"	11,14	1 251,09	753 784,06	1 659 849,92
57	58	207° 01' 35"	47,76	1 242,40	753 762,36	1 659 807,38
58	59	207° 33' 55"	58,97	1 227,06	753 735,07	1 659 755,10
59	60	207° 51' 20"	49,56	1 210,97	753 711,91	1 659 711,28
60	61	214° 44' 45"	53,72	1 196,71	753 681,30	1 659 667,15
61	62	219° 25' 15"	37,27	1 190,94	753 657,63	1 659 638,35
62	63	228° 46' 40"	82,03	1 173,31	753 595,93	1 659 584,30
63	63.1	137° 54' 19"	43,87	1 168,47	753 625,34	1 659 551,74
63.1	63.2	139° 09' 57"	40,75	1 160,91	753 651,99	1 659 520,91
63.2	63.3	256° 03' 36"	56,58	1 158,97	753 597,07	1 659 507,28
63.2	63.4	196° 09' 51"	32,86	1 159,94	753 642,84	1 659 489,35
63.4	63.5	174° 36' 46"	69,14	1 130,49	753 649,33	1 659 420,52
63.5	63.6	206° 50' 32"	23,18	1 123,01	753 638,86	1 659 399,84
63.6	63.7	231° 22' 27"	21,68	1 117,52	753 621,93	1 659 386,30
63	64	218° 50' 25"	24,26	1 168,78	753 580,72	1 659 565,40
64	65	207° 34' 05"	31,22	1 154,14	753 566,27	1 659 537,73
65	66	199° 17' 10"	46,49	1 136,70	753 550,91	1 659 493,84
66	67	201° 20' 55"	63,77	1 112,62	753 527,70	1 659 434,45
67	68	201° 53' 00"	62,13	1 110,95	753 504,54	1 659 376,79
68	68.1	243° 56' 302	56,52	1 094,15	753 453,76	1 659 351,96
68.1	68.2	293° 06' 22"	35,97	1 085,29	753 420,68	1 659 366,08
68.2	68.3	307° 27' 05"	72,19	1 058,30	753 363,37	1 659 409,98
68.3	68.4	226° 46' 15"	25,13	1 044,82	753 345,06	1 659 392,76
68.4	68.5	282° 14' 39"	73,79	1 016,15	753 275,17	1 659 407,47
68.5	68.6	359° 27' 09"	58,06	1 015,80	753 274,62	1 659 465,52
68.6	68.7	326° 39' 56"	93,95	995,65	753 222,99	1 659 544,02
68.7	68.8	7° 58' 07"	74,45	1 005,45	753 233,31	1 659 617,75
68.8	68.9	357° 25' 59"	196,46	1 017,30	753 224,51	1 659 814,01
68.9	68.10	344° 08' 19"	116,84	1 030,25	753 192,58	1 659 926,40
68.10	68.11	22° 54' 36"	73,07	1 024,15	753 221,02	1 659 993,71
68.11	68.12	64° 52' 07"	204,00	1 030,95	753 405,71	1 660 080,35
68.12	68.13	29° 46' 26"	66,50	1 015,85	753 438,73	1 660 138,07
68.13	68.14	16° 31' 17"	96,80	994,65	753 466,26	1 660 230,87
68.14	68.15	337° 51' 34"	37,06	983,48	753 452,29	1 660 265,20
68.10	68.16	275° 7' 01"	57,02	1 022,20	753 135,79	1 659 931,49

Continuación del apéndice 1.

68.16	68.17	232° 42' 02"	169,00	1 017,35	753 001,35	1 659 829,08
68.17	681.8	216° 26' 23"	194,00	986,40	752 886,12	1 659 673,01
681.8	68.19	283° 50' 57"	92,70	985,40	752 796,11	1 659 695,20
68.19	68.20	286° 42' 31"	76,60	981,63	752 722,75	1 659 717,22
68.20	68.21	287° 11' 37"	136,00	946,58	752 592,82	1 659 757,42
68.21	68.22	243° 43' 59"	21,20	937,44	752 573,81	1 659 748,04
68.19	68.23	214° 34' 08"	73,70	966,15	752 754,30	1 659 634,51
68.23	68.24	223° 19' 10"	123,35	933,48	752 669,67	1 659 544,77
68.24	68.25	228° 18' 39"	72,69	904,86	752 615,39	1 659 496,42
68	68.26	171° 12' 25"	21,99	1 108,93	753 507,90	1 659 355,06
68.26	68.27	147° 36' 25"	153,80	1 038,95	753 586,93	1 659 246,93
68.27	68.28	132° 47' 43"	182,78	998,59	753 721,06	1 659 122,75
68	69	210° 04' 25"	24,55	1 104,73	753 492,24	1 659 355,55
69	70	225° 04' 05"	38,92	1 087,62	753 464,69	1 659 328,07
70	71	227° 33' 30"	85,82	1 050,82	753 401,35	1 659 270,15
71	72	226° 12' 35"	69,25	1 042,76	753 351,37	1 659 222,23
72	72.1	131° 58' 45"	88,26	1 002,22	753 416,98	1 659 163,20
72.1	72.2	162° 26' 31"	54,97	984,63	753 433,56	1 659 110,79
72.2	72.3	160° 41' 56"	62,18	954,85	753 454,11	1 659 052,11
72.3	72.4	176° 43' 56"	51,48	943,40	753 459,73	1 659 000,93
72.4	72.5	171° 58' 33"	52,62	936,30	753 467,08	1 658 948,83
72.5	72.6	178° 23' 58"	64,53	929,21	753 466,19	1 658 884,11
72.6	72.7	180° 12' 45"	92,05	913,33	753 465,85	1 658 792,06
72	72.8	278° 59' 30"	38,91	1 029,98	753 312,94	1 659 228,31
78.8	72.9	284° 23' 50"	26,68	1 012,09	753 287,09	1 659 234,94
72.9	72.10	273° 01' 52"	16,73	991,72	753 270,39	1 659 235,83
72	73	247° 25' 15"	58,20	1 018,91	753 297,63	1 659 199,88
73	74	231° 17' 25"	56,04	1 011,03	753 253,90	1 659 164,84
74	75	219° 59' 46"	46,35	1 001,77	753 224,11	1 659 129,33
75	76	228° 41' 20"	53,16	1 002,86	753 184,18	1 659 094,24
76	77	227° 23' 55"	77,86	993,52	753 149,37	1 659 058,16
77	78	225° 22' 50"	25,52	985,62	753 131,21	1 659 040,23
78	78.1	151° 50' 15"	116,51	900,84	753 171,25	1 658 860,17
78.1	78.2	168° 48' 46"	25,80	893,28	753 176,25	1 658 834,86
78.2	78.3	187° 23' 42"	17,01	887,64	753 174,06	1 658 817,99
78.3	78.31	225° 0' 0"	58,00	874,23	753 133,05	1 658 776,98
78.31	78.32	225° 06' 23"	22,88	871,35	753 116,85	1 658 760,82
78.3	78.33	135° 07' 25"	25,89	867,21	753 192,33	1 658 799,64

Continuación del apéndice 1.

78.33	78.34	193° 36' 07"	24,78	859,65	753 186,50	1 658 775,56
78	78.4	251° 53' 55"	73,97	972,67	753 060,90	1 659 017,25
78.4	78.5	245° 20' 59"	37,90	950,18	753 026,45	1 659 001,44
78.5	78.6	236° 28' 39"	72,97	927,59	752 965,62	1 658 961,15
78.6	78.7	231° 38' 20"	20,98	910,76	752 949,17	1 658 948,13
78.7	78.8	245° 31' 09"	23,19	885,13	752 928,07	1 658 938,52
78.8	78.9	251° 49' 18"	23,85	868,41	752 905,41	1 658 931,07
78	79	190° 56' 25"	78,79	951,74	753 116,26	1 658 962,88
79	80	202° 24' 30"	58,10	890,59	753 094,11	1 658 909,17
80	81	215° 20' 50"	43,99	889,60	753 068,66	1 658 873,29
81	82	219° 53' 45"	94,40	875,13	753 008,12	1 658 800,87
82	83	215° 45' 25"	104,70	862,66	752 946,94	1 658 715,91
83	84	209° 51' 10"	45,34	857,98	752 924,37	1 658 676,58
84	85	224° 35' 15"	121,18	833,28	752 839,30	1 658 590,28
85	86	229° 51' 00"	127,37	795,52	752 741,94	1 658 508,15
86	87	172° 33' 30"	54,65	774,36	752 749,02	1 658 453,96
87	87.1	279° 38' 31"	4,81	773,08	752 744,28	1 658 454,77
87.1	87.2	268° 48' 20"	24,06	764,08	752 720,23	1 658 454,26
87.2	87.3	272° 13' 05"	53,81	753,21	752 666,46	1 658 456,35
87.3	87.4	291° 16' 29"	53,13	721,11	752 616,95	1 658 475,62
87.4	87.5	288° 36' 25"	51,75	705,74	752 567,90	1 658 492,14
87.5	87.51	74° 49' 35"	26,96	714,70	752 593,92	1 658 499,19
87.5	87.6	274° 30' 15"	47,10	684,46	752 520,95	1 658 495,84
87.6	87.7	279° 48' 25"	45,14	662,24	752 476,47	1 658 503,53
87.7	87.8	279° 36' 25"	6,80	662,64	752 469,77	1 658 504,66
87.8	87.9	263° 15' 28"	11,44	669,13	752 458,41	1 658 503,32
87.9	87.10	229° 02' 40"	26,26	668,00	752 438,57	1 658 486,10
87.10	87.11	214° 49' 35"	101,70	647,27	752 380,49	1 658 402,62
87.11	87.12	288° 24' 20"	27,47	643,99	752 354,43	1 658 411,29
87.12	87.13	289° 40' 59"	52,05	643,14	752 305,42	1 658 428,82
87.13	87.14	292° 59' 38"	66,76	662,72	752 243,96	1 658 454,90
87.14	87.15	338° 53' 43"	110,79	678,83	752 204,07	1 658 558,26
87	87.16	150° 16' 45"	94,98	737,13	752 796,11	1 658 371,48
87.16	87.17	172° 15' 25"	41,68	720,63	752 801,72	1 658 330,18
87	88	186° 06' 45"	114,91	749,95	752 736,78	1 658 339,70
88	89	230° 09' 20"	38,67	742,02	752 707,09	1 658 314,92
89	90	196° 29' 00"	156,21	699,85	752 662,77	1 658 165,13
90	91	208° 37' 55"	67,65	690,10	752 630,35	1 658 105,75

Continuación del apéndice 1.

91	91.1	279° 14' 25"	18,49	686,35	752 612,10	1 658 108,72
91.1	91.11	356° 08' 30"	116,13	650,96	752 622,53	1 658 221,62
91.11	91.12	214° 36' 23"	157,00	646,46	752 533,37	1 658 092,40
91	91.2	94° 07' 00"	24,96	691,37	752 655,25	1 658 103,96
91	92.3	139° 16' 35"	21,69	688,11	752 644,50	1 658 089,31
91	92	204° 26' 57"	80,34	671,62	752 597,10	1 658 032,61
92	93	269° 42' 05"	58,73	655,56	752 538,37	1 658 032,30
93	94	261° 10' 00"	67,37	636,73	752 471,80	1 658 021,96
94	95	260° 30' 30"	17,05	634,04	752 454,98	1 658 019,15
95	96	264° 32' 33"	5,25	634,15	752 449,76	1 658 018,65
96	97	261° 22' 26"	41,95	630,76	752 408,28	1 658 012,36
97	98	234° 09' 35"	24,58	629,99	752 388,35	1 657 997,97
98	99	234° 58' 59"	46,21	632,17	752 350,51	1 657 971,45
99	100	284° 48' 15"	21,86	637,51	752 329,38	1 657 977,03
100	100.1	297° 39' 35"	32,83	645,38	752 300,30	1 657 992,27
100	101	235° 17' 00"	74,65	643,00	752 268,01	1 657 934,52
101	101.1	308° 30' 17"	10,46	645,42	752 259,83	1 657 941,03
101	102	217° 16' 50"	45,53	643,15	752 240,44	1 657 898,29
102	103	228° 02' 40"	9,14	645,00	752 233,64	1 657 892,18
103	104	235° 50' 33"	21,90	641,21	752 215,52	1 657 879,89
104	105	225° 13' 00"	27,47	653,38	752 196,02	1 657 860,54
105	106	227° 05' 45"	12,59	656,09	752 186,80	1 657 851,97
106	107	224° 45' 30"	28,31	670,67	752 166,07	1 657 832,70
107	108	221° 17' 25"	37,86	676,56	752 141,89	1 657 803,42
108	108.1	292° 15' 30"	118,50	697,47	752 032,21	1 657 848,31
108	108.2	155° 04' 10"	47,40	662,05	752 161,87	1 657 760,44
108.2	108.3	156° 11' 45"	42,78	643,99	752 179,13	1 657 721,29

Fuente: elaboración propia.

**Apéndice 2. Levantamiento topográfico del caserío Piedras Blancas
Alibalabaj**

Libreta topográfica para el Puente Vehicular de Piedras Blancas Alibalabaj										
EST.	PO.	AZIMUT	CENIT	h ins.	HS	HI	HM	DH	DV	COTA
	E1									1 195
E1	a	269° 08' 20"	70° 48' 50"	1,50	1,633	0,967	1,300	59,41	20,67	1 215,87
	b	254° 25' 00"	69° 02' 30"	1,50	2,701	2,099	2,400	52,50	20,11	1 214,21
	c	234° 35' 10"	69° 47' 20"	1,50	2,564	2,036	2,300	46,50	17,12	1 211,32
	d	217° 37' 40"	74° 40' 15"	1,50	1,991	1,409	1,700	54,13	14,84	1 209,64
	e	199° 14' 35"	80° 10' 55"	1,50	1,734	1,066	1,400	64,86	11,22	1 206,32
	f	203° 00' 35"	80° 14' 05"	1,50	1,291	0,709	1,000	56,53	9,73	1 205,23
	h1	202° 08' 30"	81° 11' 20"	1,50	1,621	1,179	1,400	43,16	6,69	1 201,79
	f1	209° 59' 55"	80° 09' 55"	1,50	2,488	2,012	2,250	46,21	8,01	1 202,26
	g	211° 34' 50"	84° 11' 00"	1,50	1,364	1,036	1,200	32,46	3,31	1 198,61
	h	220° 08' 10"	83° 46' 50"	1,50	1,482	1,118	1,300	35,97	3,92	1 199,12
	i	217° 49' 55"	79° 53' 15"	1,50	0,903	0,497	0,700	39,35	7,02	1 202,82
	j	219° 32' 05"	87° 41' 25"	1,50	1,028	0,772	0,900	25,56	1,03	1 196,63
	k	236° 16' 35"	83° 34' 55"	1,50	2,062	1,739	1,900	31,90	3,59	1 198,19
	l	229° 45' 20"	80° 48' 55"	1,50	1,381	1,025	1,205	34,69	5,61	1 200,90
	m	251° 31' 20"	90° 18' 40"	1,50	1,153	0,857	1,005	29,60	0,16	1 195,33
	n	243° 54' 55"	90° 27' 40"	1,50	1,696	1,506	1,601	19,00	0,15	1 194,75
	o	226° 13' 05"	93° 08' 45"	1,50	1,289	1,118	1,203	17,05	0,94	1 194,36
	p	214° 57' 35"	93° 05' 05"	1,50	1,292	1,113	1,201	17,85	0,96	1 194,34
	q	210° 58' 00"	88° 32' 55"	1,50	0,713	0,486	0,600	22,69	0,57	1 196,47
	r	265° 32' 30"	89° 54' 50"	1,50	1,615	1,295	1,455	32,00	0,05	1 195,09
	s	284° 23' 45"	92° 05' 20"	1,50	2,384	2,017	2,200	36,65	1,34	1 192,96
	t	299° 17' 35"	99° 47' 10"	1,50	2,619	2,171	2,390	43,51	7,50	1 186,61
	u	304° 04' 20"	99° 59' 10"	1,50	2,420	1,995	2,213	41,22	7,26	1 187,03
	v	309° 31' 05"	99° 48' 35"	1,50	2,205	1,815	2,011	37,87	6,55	1 187,94
	w	287° 47' 20"	102° 18' 45"	1,50	1,361	1,123	1,242	22,72	4,96	1 190,30
	x	296° 45' 15"	106° 21' 25"	1,50	1,595	1,405	1,498	17,49	5,13	1 189,87
	y	325° 46' 25"	98° 36' 45"	1,50	3,545	3,370	3,460	17,11	2,59	1 190,45
	z	221° 04' 45"	117° 00' 23"	1,50	2,421	2,311	2,366	8,73	4,45	1 189,68
	1	215° 43' 10"	118° 58' 10"	1,50	3,894	3,846	3,870	3,67	2,03	1 190,60
	2	226° 06' 10"	110° 52' 10"	1,50	1,542	1,398	1,470	12,57	4,79	1 190,24
	3	226° 54' 15"	106° 03' 10"	1,50	0,237	0,063	0,150	16,07	4,62	1 191,73
	4	196° 43' 50"	100° 27' 45"	1,50	1,459	1,261	1,360	19,15	3,54	1 191,60

Continuación del apéndice 2.

	5	184° 43' 35"	105° 45' 15"	1,50	1,593	1,407	1,500	17,23	4,86	1 190,14
	6	174° 45' 50"	105° 43' 55"	1,50	1,978	1,822	1,900	14,45	4,07	1 190,53
	7	172° 25' 10"	100° 00' 35"	1,50	0,856	0,544	0,700	30,26	5,34	1 190,46
	8	178° 48' 30"	97° 49' 20"	1,50	1,368	1,032	1,200	32,98	4,53	1 190,77
	9	183° 00' 00"	97° 41' 45"	1,50	1,275	0,925	1,100	34,37	4,64	1 190,76
	10	187° 22' 50"	87° 29' 40"	1,50	1,497	1,103	1,300	39,32	1,72	1 196,92
	11	176° 11' 55"	91° 19' 05"	1,50	2,494	1,906	2,200	58,77	1,35	1 192,95
	12	226° 29' 15"	90° 49' 00"	1,50	0,622	0,378	0,500	24,40	0,35	1 195,65
	13	202° 34' 35"	95° 38' 35"	1,50	1,884	1,856	1,870	2,77	0,27	1 194,36
	14	161° 20' 25"	95° 38' 20"	1,50	1,351	1,289	1,320	6,14	0,61	1 194,57
	15	99° 40' 15"	89° 46' 00"	1,50	0,929	0,851	0,890	7,80	0,03	1 195,64
	16	36° 22' 45"	83° 32' 05"	1,50	1,265	1,216	1,240	4,84	0,55	1 195,81
	17	356° 06' 45"	78° 50' 00"	1,50	1,650	1,450	1,550	19,25	3,80	1 198,75
	18	8° 17' 30"	80° 23' 20"	1,50	1,798	1,582	1,690	21,00	3,56	1 198,37
	19	344° 47' 15"	81° 15' 40"	1,50	1,685	1,315	1,500	36,15	5,56	1 200,56
	20	338° 01' 40"	76° 52' 25"	1,50	3,670	3,330	3,500	32,25	7,52	1 200,52
	21	67° 42' 55"	85° 38' 15"	1,50	1,359	1,321	1,340	3,78	0,29	1 195,45
	22	353° 26' 55"	74° 44' 15"	1,50	2,485	2,133	2,311	32,76	8,94	1 203,13
	23	13° 19' 15"	67° 05' 10"	1,50	1,397	1,090	1,243	26,05	11,01	1 206,27
	24	47° 26' 45"	59° 04' 05"	1,50	1,335	1,125	1,229	15,45	9,26	1 204,53
	25	115° 55' 55"	64° 52' 30"	1,50	1,034	0,857	0,945	14,51	6,80	1 202,36
	26	132° 42' 00"	75° 53' 05"	1,50	0,705	0,522	0,613	17,21	4,33	1 200,22
E1	E2	259° 12' 10"	98° 18' 00"	1,50	0,303	0,097	0,200	20,17	2,94	1 193,36
	0.01	42° 46' 00"	67° 20' 15"	1,60	1,765	1,000	1,382	65,14	27,20	1 220,77
	0.02	65° 47' 40"	63° 44' 40"	1,60	3,945	3,230	3,587	57,51	28,37	1 219,73
	0.03	100° 20' 25"	63° 55' 55"	1,60	2,771	2,045	2,412	58,58	28,66	1 221,20
	0.04	124° 08' 15"	69° 23' 10"	1,60	2,711	2,010	2,361	61,41	23,10	1 215,69
	0.05	148° 54' 00"	71° 52' 45"	1,60	2,522	1,391	1,960	120,2	33,43	1 226,42

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Cálculo hidráulico entre estaciones de diseño

DESCRIPCIÓN	Cálculo hidráulico de conducción y distribución entre estaciones de diseño																
	DATOS					Cálculos											
	EST.	PO.	Cota de EST.	Cota PO.	Q (L/s)	Longitud	Ø	Øreal	Ø (plg.)	Long (m)	hf (m)	CP (m)	V (m/s)	C. Tubos	PSI	Presión estática	Presión dinámica
LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1	21	1 500	1 449,63	1,59	856	1,49	2,193	2"	898,80	7,61	1 492,39	0,65	150	160	50,37	42,76
	21	35	1 449,63	1 402,15	1,59	408,69	1,29	1,754	1 1/2"	429,12	10,78	1 438,85	1,02	72	160	47,48	36,70
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN	35	44	1 402,15	1 347,25	2,13	268,58	1,29	1,754	1 1/2"	282,01	12,16	1 389,99	1,37	47	160	54,90	42,74
						145,60	1,14	1,195	1"	152,88	42,74	1 352,25	2,94	25	160	54,90	5,00
	44	51	1 347,25	1 293,72	2,13	371,39	1,38	1,754	1 1/2"	389,96	16,82	1 330,43	1,37	65	160	53,53	36,71
	51	52	1 293,72	1 268,47	2,13	95,1	1,22	1,532	1 1/4"	99,86	8,33	1 285,39	1,79	17	160	25,25	16,92
	52	58	1 268,47	1 242,40	1,90	230,75	1,39	1,532	1 1/4"	242,29	16,35	1 269,04	1,60	40	160	51,32	26,64
	58	62	1 242,40	1 190,94	1,90	199,52	1,18	1,754	1 1/2"	209,50	7,31	1 235,09	1,22	35	160	51,46	44,15
	62	63	1 190,94	1 173,31	1,9	82,02	1,22	1,532	1 1/4"	86,12	5,81	1 185,13	1,60	14	160	17,63	11,82
	63	66	1 173,31	1 136,70	1,76	101,97	1,07	1,532	1 1/4"	107,07	6,27	1 178,86	1,48	18	160	54,24	42,16
	66	68	1 136,70	1 110,95	1,76	125,91	1,20	1,532	1 1/4"	132,21	7,74	1 128,96	1,48	22	160	25,75	18,01
	68	70	1 110,95	1 087,62	1,36	63,46	0,96	1,532	1 1/4"	66,63	2,42	1 126,53	1,14	11	160	49,08	38,91
	70	71	1 087,62	1 050,82	1,36	85,82	0,93	1,532	1 1/4"	90,11	3,28	1 084,34	1,14	15	160	36,80	33,52
	71	72	1 050,82	1 042,76	1,36	69,25	1,22	1,754	1 1/2"	72,71	1,37	1 049,45	0,87	12	160	8,06	6,69
	72	77	1 042,76	993,52	1,12	263,88	1,03	1,532	1 1/4"	277,07	7,03	1 042,42	0,94	46	160	57,30	48,90
	77	78	993,52	985,62	1,12	25,52	0,93	1,754	1 1/2"	26,80	0,35	993,17	0,72	4	160	7,90	7,55
	78	79	985,62	951,74	0,87	78,79	0,79	0,926	3/4"	82,73	15,28	977,89	2,00	14	250	41,78	26,15
	79	80	951,74	895,59	0,87	58,09	0,67	0,926	3/4"	60,99	11,27	940,47	2,00	10	250	56,15	44,88
	80	85	890,59	833,28	0,87	409,91	0,99	1,195	1"	430,41	22,96	867,63	1,20	72	160	57,31	34,35
	85	86	833,28	795,52	0,87	127,37	0,85	1,195	1"	133,74	7,13	826,15	1,20	22	160	37,76	30,63
	86	87	795,52	774,36	0,87	54,65	0,80	0,926	3/4"	57,38	10,60	784,92	2,00	10	250	21,16	10,56
	87	89	774,36	742,02	0,56	153,58	0,77	0,926	3/4"	161,26	13,18	771,74	1,29	27	250	53,50	29,72
89	90	742,02	699,85	0,56	156,21	0,73	0,926	3/4"	164,02	13,41	728,61	1,29	27	250	42,17	28,76	
90	108	699,85	676,56	0,56	688,44	1,12	1,195	1"	722,86	17,07	682,78	0,77	120	250	23,29	6,22	
RAMAL 1	52	52.5	1 268,47	1 249,42	0,14	107,24	0,47	0,926	3/4"	112,60	0,71	1 284,69	0,32	19	250	44,30	35,27
	52.5	52.9	1 249,42	1 212,73	0,14	143,9	0,44	0,926	3/4"	151,10	0,95	1 248,47	0,32	25	250	36,69	35,74
RAMAL 2	63	63.4	1 173,31	1 159,94	0,14	117,48	0,52	0,926	3/4"	123,35	0,78	1 184,35	0,92	21	250	31,00	24,41
	63.4	63.7	1 159,94	1 117,52	0,14	114	0,40	0,926	3/4"	119,70	0,75	1 159,19	0,92	20	251	42,42	41,67
RAMAL 3	68	68.1	1 110,95	1 094,15	0,25	56,52	0,53	0,926	3/4"	59,35	1,09	1 127,86	1,04	10	250	42,55	33,71
	68.1	68.3	1 094,15	1 058,30	0,25	108,16	0,52	0,926	3/4"	113,57	2,09	1 092,06	0,58	19	250	35,85	33,76
	68.3	68.10	1 058,30	1 030,25	0,25	638,68	0,78	0,926	3/4"	670,61	12,33	1 045,97	0,58	112	251	28,05	15,72
RAMAL 3.1	68.10	68.19	1 030,25	985,4	0,14	512,73	0,54	0,926	3/4"	538,37	3,39	1 026,86	0,58	90	250	44,85	41,46

Continuación del apéndice 3.

RAMAL 3.2	68.10	68.15	1 030,25	983,48	0,14	477,44	0,53	0,926	3/4"	501,31	3,15	1 027,10	0,35	84	250	46,77	43,62
RAMAL 4	68	68.26	1 110,95	1 108,93	0,15	21,99	0,55	0,926	3/4"	23,09	0,17	1 128,79	1,29	4	250	27,77	19,86
	68.26	68.27	1 108,93	1 058,95	0,15	133,94	0,42	0,926	3/4"	140,64	1,01	1 107,92	1,29	23	251	49,98	48,97
	68.27	68.28	1 038,95	998,59	0,15	182,78	0,46	0,926	3/4"	191,92	1,37	1 037,58	0,92	32	250	40,36	38,99
RAMAL 5	72	72.10	1 042,76	1 012,09	0,07	82,32	0,31	0,926	3/4"	86,44	0,15	1 049,30	0,46	14	250	38,73	37,21
RAMAL 6	72	72.1	1 042,76	1 002,22	0,17	88,26	0,42	0,926	3/4"	92,67	0,83	1 048,62	0,97	15	250	48,60	46,40
	72.1	72.3	1 002,22	954,85	0,17	117,15	0,43	0,926	3/4"	123,01	1,11	1 001,11	0,97	21	251	47,37	46,26
	72.3	72.7	954,85	913,33	0,17	260,68	0,52	0,926	3/4"	273,71	2,47	952,38	0,46	46	250	41,52	39,05
RAMAL 7	78	78.5	985,62	950,18	0,11	111,87	0,38	0,926	3/4"	117,46	0,47	992,70	0,58	20	250	43,34	42,52
	78.5	78.7	950,18	910,76	0,11	93,95	0,36	0,926	3/4"	98,65	0,40	949,78	0,58	16	251	39,42	39,02
	78.7	78.9	910,76	868,47	0,11	47,04	0,31	0,926	3/4"	49,39	0,20	910,56	0,58	8	252	42,29	42,09
RAMAL 8	78	78.01	985,62	947,18	0,14	84,59	0,39	0,926	3/4"	88,82	0,56	992,61	0,46	15	250	46,34	45,43
	78.01	78.1	947,18	900,84	0,14	99,87	0,39	0,926	3/4"	104,86	0,66	946,52	0,46	17	251	46,34	45,68
	78.1	78.32	900,84	871,35	0,14	123,69	0,44	0,926	3/4"	129,87	0,82	900,02	0,46	22	250	29,49	28,67
RAMAL 9	87	87.3	774,36	753,21	0,2	82,68	0,50	0,926	3/4"	86,81	1,06	783,87	0,46	14	250	42,31	30,66
	87.3	87.4	753,21	721,11	0,2	53,13	0,42	0,926	3/4"	55,79	0,68	752,53	0,46	9	251	32,10	31,42
	87.4	87.15	721,11	678,83	0,2	547,26	0,64	0,926	3/4"	574,62	6,99	714,12	0,46	96	250	42,28	35,29

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4. **Relación de flechas para pasos aéreos (L=46 m)**

PASO AÉREO DE 46 MTS.						
dm	dp	H	T	B	b	E
3,50	11,48	4 558,41	4 764,85	1 387,34	0,5	55,43
3,00	9,84	5 318,14	5 496,12	1 387,34	0,5	48,50
2,50	8,20	6 381,77	6 530,83	1 387,34	0,5	41,57
2,00	6,56	7 977,21	8 096,95	1 387,34	0,5	34,64
1,50	4,92	10 636,29	10 726,38	1 387,34	0,5	27,71
1,00	3,28	15 954,43	16 014,63	1 387,34	0,5	20,78
0,75	2,46	21 272,57	21 317,76	1 387,34	0,5	17,32
0,50	1,64	31 908,86	31 939,00	1 387,34	0,5	13,86
0,25	0,82	63 817,71	63 832,79	1 387,34	0,5	10,39

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 5. **Paso aéreo de 46 metros**

LONGITUD DE PENDOLAS DE PASO AÉREO DE 46 MTS.							
X(m)	W (Kg/m)	H(Kg)	w/2*H	y (m)	Long. De Péndola	No. De péndolas	Longitud Total
2	28,3	9 958,64	0,00142088	0,13	1,12	2	2,25
4	28,3	9 958,64	0,00142088	0,24	1,01	2	2,02
6	28,3	9 958,64	0,00142088	0,34	0,91	2	1,82
8	28,3	9 958,64	0,00142088	0,43	0,82	2	1,64
10	28,3	9 958,64	0,00142088	0,51	0,74	2	1,48
12	28,3	9 958,64	0,00142088	0,58	0,67	2	1,34
14	28,3	9 958,64	0,00142088	0,64	0,61	2	1,23
16	28,3	9 958,64	0,00142088	0,68	0,57	2	1,14
18	28,3	9 958,64	0,00142088	0,72	0,53	2	1,07
20	28,3	9 958,64	0,00142088	0,74	0,51	2	1,02
22	28,3	9 958,64	0,00142088	0,75	0,50	2	1,00
Longitud Parcial de Péndolas							18,40

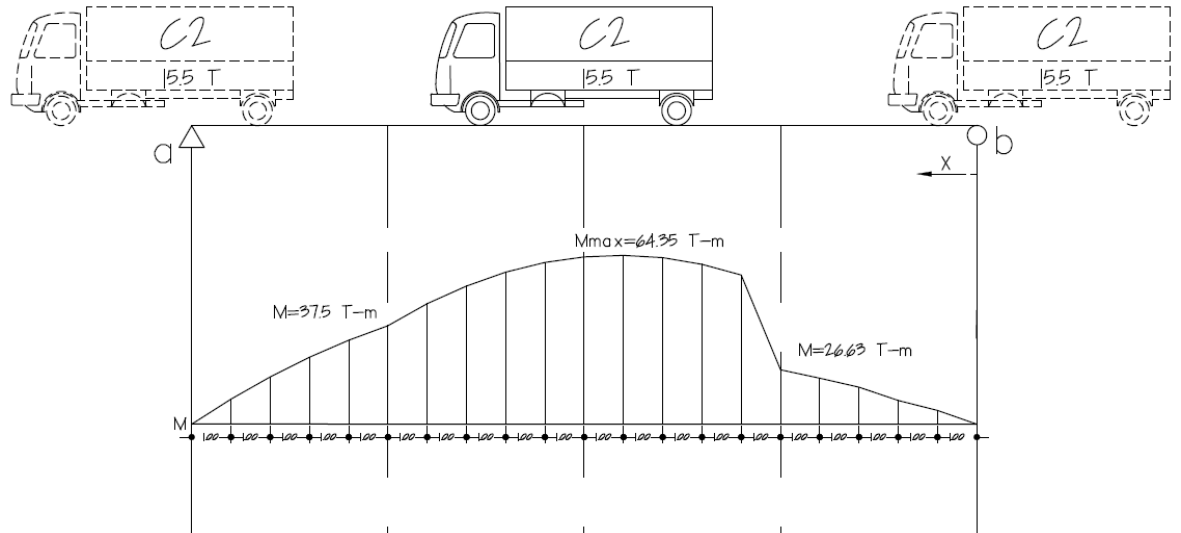
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 6. **Momentos y cortes máximos que produce el vehículo a cada metro**

Líneas de influencia a cada metro				
METROS RECORRIDOS (M)	PESO APLICADO (T)	CORTE (T)	MOMENTO (T-M)	DISTANCIA DONDE SE LE APLICA EL MOMENTO (M)
1	5,5	-5,23	5,23	1
2	5,5	-4,95	9,9	2
3	5,5	-4,68	14,03	3
4	5,5	-4,4	17,6	4
5	15,5	-4,13	20,63	5
6	15,5	-13,35	30,1	6
7	15,5	-12,57	38,09	7
8	15,5	-11,8	44,4	8
9	15,5	-11,03	49,23	9
10	15,5	-10,25	52,5	10
11	15,5	-9,48	56,85	6
12	15,5	-8,7	60,9	7
13	15,5	-7,93	63,4	8
14	15,5	8,35	64,35	9
15	15,5	9,13	63,75	10
16	15,5	9,9	61,6	11
17	15,5	10,68	57,9	12
18	15,5	11,45	52,65	13
19	15,5	12,23	45,85	14
20	15,5	7,5	37,5	15
21	10	8	32	16
22	10	8,5	25,5	17
23	10	9	18	18
24	10	9,5	9,5	19

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 7. Diagrama de los momentos máximos a cada metro



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.

Apéndice 8. **Cálculo de la aceleración máxima para topes sísmicos**

CÁLCULO DE ACELERACION MÁXIMA (AGIES/NSE 2-10)		
Información general		Referencia
Municipio	Salama	
Departamento	Baja Verapaz	
Clase de obra	III Obras importantes	NSE 1 pág. 7
Parámetros de diseño		
Índice de sismicidad	4	NSE 2 fig. 4-1
Scr (g)	1,3	NSE 2 fig. 4-1
S1r(g)	0,5	NSE 2 fig. 4-1
Clase de obra	D	NSE 2 tabla 4-1
Tipo de fuente sísmica	A	NSE 2 tabla 4-5
Clase de sitio	D	NSE 2 tabla 4-4
Fa	1	NSE 2 tabla 4-2
Fv	1,5	NSE 2 tabla 4-3
Scs=Scr*Fa	1,3	
S1s=S1r*Fv	0,75	
Intensidad Sísmica especiales		
Na	1	NSE 2 tabla 4-6
Nv	1,1	NSE 2 tabla 4-7
Scs=Scr*Fa*Na	1,3	
S1s=S1r*Fv*Nv	0,825	

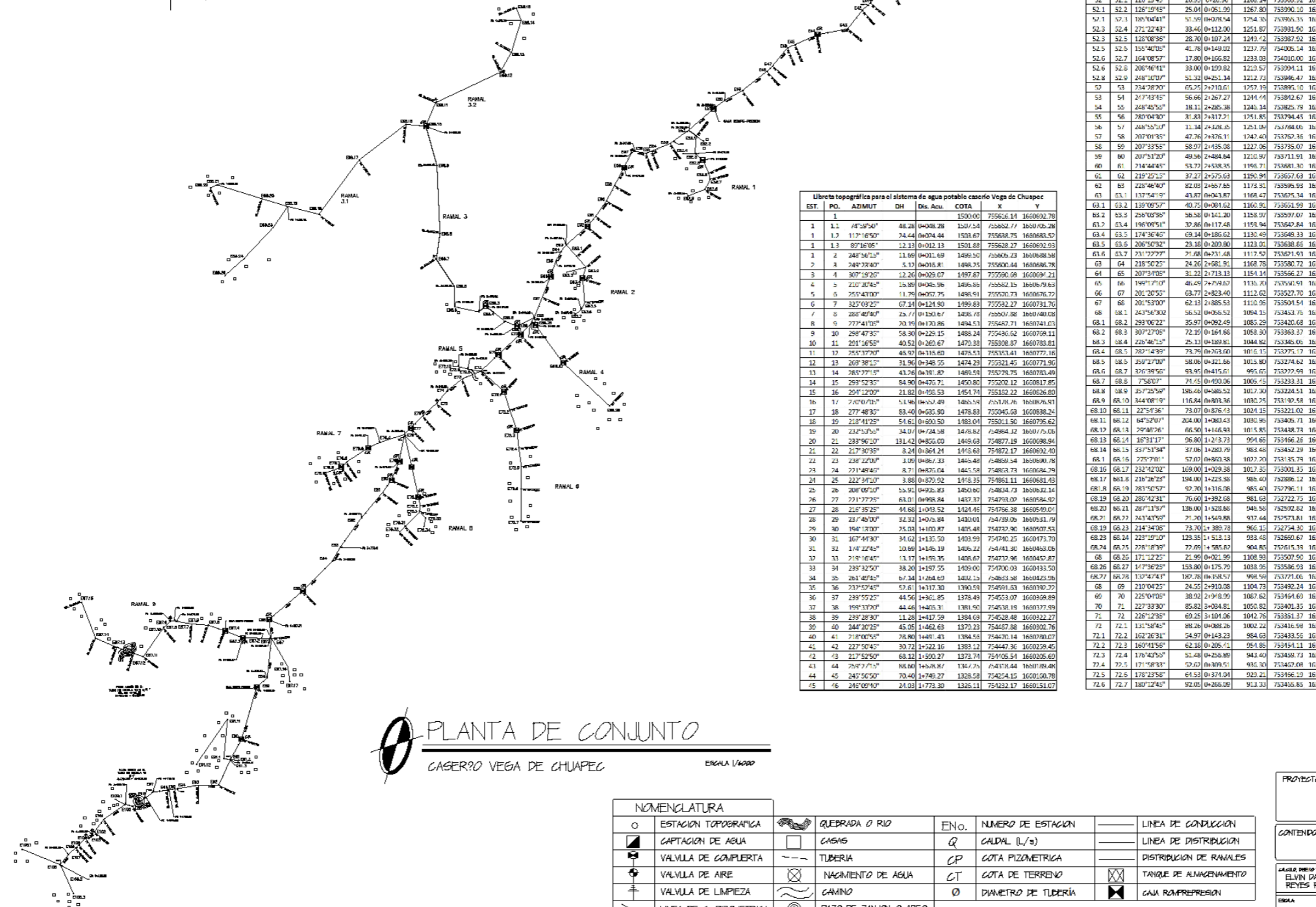
Continuación del apéndice 8.

Nivel mínimo de protección sísmica		
Probabilidad de exceder sismo de diseño en 50 años	5 %	NSE 2 tabla 4-1
Factor de escala (severo)	0,8	NSE 2 4.3.4.1
Espectro calibrado a nivel de diseño requerido		
$S_{cd}=k_d*S_{cs}$	1,04	
$S_{1d}=k_d*S_{1s}$	0,66	
Aceleración máxima del suelo		
$AS_{Md}=0,4*S_{cd}$	0,416	NSE 2 4.3.4.3
Componente vertical sismo de diseño		
$S_{vs}=0,15*S_{cd}$	0,156	NSE 2 4.3.4.4

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 9. **Planos del diseño del sistema de agua potable y puente vehicular**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2017.



DIMENSION DEL PROYECTO

LÍNEA DE CONDUCCIÓN	16448 MTS.
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN	52679 MTS.
LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN RAMAL	86257 MTS.
LARGITUD TOTAL DEL PROYECTO	16448 MTS.

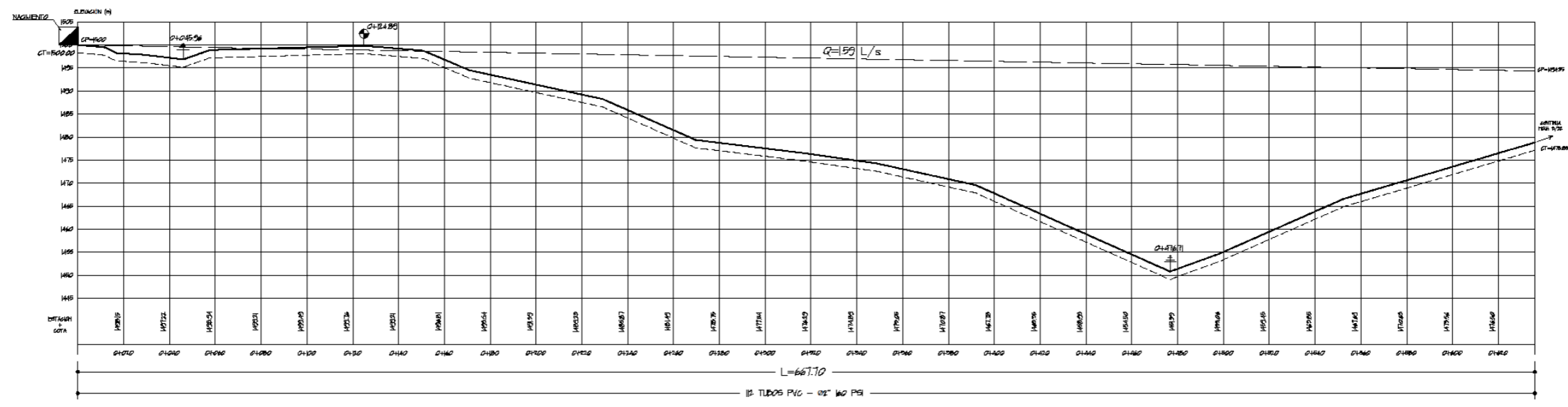
46	47	219°22'00"	67.07	1+910.38	1313.28	754188.58	1620099.25
47	48	225°50'00"	22.88	1+988.23	1315.04	754173.14	1620083.88
48	49	230°00'00"	89.60	1+997.80	1298.55	754109.47	1620078.17
49	50	240°37'50"	59.25	2+012.07	1294.29	754030.79	1620099.31
50	51	233°14'00"	38.18	2+080.26	1293.72	754020.20	1620076.46
51	52	225°11'45"	95.10	2+145.76	1268.47	753968.71	1620041.31
52	53	120°19'45"	20.95	0+20.96	1268.14	753969.52	1620098.34
53	54	128°19'00"	25.04	0+251.29	1267.83	753920.10	1620083.31
54	55	105°00'00"	75.39	0+607.64	1254.75	753863.15	1620096.94
55	56	271°22'43"	33.46	0+112.00	1251.87	753919.50	1620047.20
56	57	125°00'00"	28.70	0+107.24	1249.12	753937.52	1620020.23
57	58	155°40'00"	47.78	0+149.02	1237.79	754026.14	1620070.16
58	59	164°00'57"	17.80	0+166.82	1233.03	754010.00	16200774.04
59	60	206°46'11"	33.00	0+199.82	1212.57	753994.11	1620075.11
60	61	248°10'00"	51.32	0+251.14	1212.73	753986.47	1620076.00
61	62	734°38'00"	65.25	2+710.01	1207.19	753895.10	1620087.38
62	63	217°19'15"	58.66	2+267.27	1204.94	753812.67	1620084.02
63	64	248°43'30"	18.11	2+285.38	1204.14	753825.79	1620084.86
64	65	280°04'00"	11.83	2+317.27	1201.85	753794.43	1620083.93
65	66	248°53'15"	11.34	2+326.35	1201.04	753784.06	1620084.92
66	67	207°01'35"	47.76	2+376.11	1204.40	753762.35	1620087.38
67	68	207°33'55"	58.07	2+435.08	1227.06	753735.07	1620075.10
68	69	207°51'00"	49.36	2+484.44	1216.97	753711.91	1620071.28
69	70	214°44'45"	53.77	2+538.25	1196.71	753681.30	1620067.15
70	71	219°25'15"	37.27	2+575.03	1190.91	753657.63	1620068.35
71	72	228°46'00"	82.03	2+657.06	1173.31	753596.55	1620064.90
72	73	137°58'00"	67.71	0+677.77	1168.47	753561.59	1620064.90
73	74	135°00'00"	40.75	0+681.52	1162.91	753521.70	1620063.50
74	75	135°00'00"	36.58	0+718.10	1158.97	753497.07	1620061.28
75	76	146°09'15"	30.86	0+117.48	1155.94	753464.84	1620048.15
76	77	174°30'40"	69.14	0+302.52	1130.49	753349.33	1620042.22
77	78	206°50'30"	23.18	0+309.80	1123.01	753368.85	1620050.64
78	79	211°22'27"	71.66	0+371.46	1117.52	753361.51	1620056.30
79	80	218°50'25"	24.26	2+381.92	1168.78	753380.72	1620050.40
80	81	207°39'00"	31.22	2+718.13	1154.14	753356.27	1620057.79
81	82	190°17'00"	46.49	2+749.67	1135.71	753301.51	1620041.64
82	83	201°20'55"	67.71	2+823.40	1112.03	753222.70	1620034.40
83	84	201°52'00"	62.13	2+885.53	1110.26	753191.51	1620036.70
84	85	243°54'00"	56.52	0+928.52	1094.35	753143.76	1620031.90
85	86	293°00'22"	35.97	0+992.49	1083.29	753092.68	1620026.08
86	87	307°27'00"	72.10	0+1041.66	1058.30	753033.37	1620010.08
87	88	276°46'15"	25.11	0+1189.81	1044.82	752985.06	1620002.76
88	89	270°14'39"	73.79	0+1263.00	1015.15	752925.17	1620047.47
89	90	259°27'00"	58.06	0+121.66	1013.89	752874.62	1620045.52
90	91	250°39'00"	43.91	0+145.01	995.05	752822.69	1620044.00
91	92	250°00'00"	77.45	0+200.06	1005.75	752793.21	1620045.75
92	93	257°25'00"	138.48	0+368.54	1007.34	752724.51	1620041.01
93	94	244°00'00"	116.84	0+603.36	1002.75	752651.95	1620039.40
94	95	227°53'26"	73.07	0+676.43	1024.15	752521.02	1620039.71
95	96	84°52'00"	204.00	1+880.43	1030.95	752405.71	1620030.95
96	97	29°47'00"	66.50	1+144.91	1011.95	752348.73	1620031.07
97	98	16°31'17"	96.80	1+213.73	994.65	752286.26	1620028.87
98	99	33°51'34"	37.08	1+280.79	983.48	752249.29	1620028.20
99	100	275°20'11"	57.03	0+600.38	1027.20	752135.78	1620041.48
100	101	232°42'02"	109.00	1+029.38	1017.35	752001.35	1620029.08
101	102	216°26'25"	134.00	1+223.38	986.40	751886.12	1620019.01
102	103	281°52'00"	132.78	1+416.16	985.40	751791.16	1620017.70
103	104	280°42'31"	76.00	1+592.68	981.09	751722.75	1620017.22
104	105	287°13'50"	138.00	1+828.88	946.58	751629.82	1620015.42
105	106	243°47'00"	71.20	1+845.88	937.44	751573.81	1620014.04
106	107	214°34'08"	73.70	1+897.78	966.15	751527.30	1620014.31
107	108	223°19'00"	123.35	1+913.13	933.48	751460.67	1620014.77
108	109	276°18'00"	72.69	1+985.82	904.80	751415.33	1620014.47
109	110	17°12'25"	21.99	0+021.99	1108.99	751307.90	1620035.00
110	111	177°36'25"	155.80	0+175.79	1038.05	751236.53	1620024.29
111	112	170°44'00"	192.78	0+367.87	999.78	751171.05	1620017.77
112	113	210°04'27"	24.52	2+310.38	1104.73	751042.82	1620035.55
113	114	225°04'00"	38.02	2+348.99	1087.62	751014.60	1620038.07
114	115	227°33'00"	85.82	2+434.81	1055.82	751001.35	1620029.15
115	116	226°12'30"	69.25	3+104.06	1042.76	751031.37	1620022.23
116	117	131°58'45"	88.26	0+488.26	1002.24	751044.58	1620036.20
117	118	162°26'31"	54.97	0+143.23	984.03	751033.55	1620010.79
118	119	160°41'58"	62.18	0+205.41	954.85	751014.11	1620005.11
119	120	176°43'00"	51.48	0+256.89	943.40	751004.73	1620000.90
120	121	171°58'33"	57.60	0+309.49	935.30	751005.08	1620004.83
121	122	176°23'58"	61.53	0+374.04	923.21	751005.33	1620004.81
122	123	180°12'42"	92.05	0+456.09	912.33	751005.85	1620002.06

Libreta topográfica para el sistema de agua potable casero Vega de Chuapec

EST.	PO.	AZIMUT	DH	Dis. Acu.	COTA	X	Y
1	1			1520.00	755623.14	1620002.78	
1	1.1	4°38'00"	48.28	0+048.28	1520.54	755623.77	1620002.28
1	1.2	113°16'50"	24.44	0+074.44	1503.67	755638.75	1620003.52
1	1.3	89°16'05"	12.13	0+012.13	1501.68	755628.27	1620002.03
1	2	248°34'10"	11.89	0+015.69	1499.50	755606.44	1620008.58
2	3	248°34'10"	5.17	0+015.81	1494.33	755601.27	1620008.78
3	4	307°19'20"	12.20	0+029.07	1497.87	755590.08	1620009.21
4	5	210°40'41"	15.89	0+045.96	1496.86	755602.15	1620009.63
5	5	255°47'00"	11.78	0+071.78	1496.51	755620.73	1620006.72
6	7	327°09'27"	67.34	0+121.50	1499.83	755592.27	1620031.70
7	8	280°40'00"	24.71	0+150.67	1496.01	755607.98	1620040.04
8	9	272°41'00"	70.95	0+170.86	1484.51	755647.03	1620041.03
9	10	288°47'33"	58.30	0+229.15	1488.24	755636.62	1620059.11
10	11	201°16'55"	40.52	0+260.67	1470.38	755608.87	1620078.81
11	17	255°17'00"	45.97	0+315.60	1475.51	755551.41	1620077.16
12	13	268°38'15"	31.96	0+348.25	1474.29	755521.45	1620077.90
13	14	285°27'15"	43.26	0+381.47	1469.58	755478.75	1620078.49
14	15	293°52'30"	84.90	0+470.71	1460.80	755202.12	1620081.49
15	16	291°12'00"	21.82	0+495.53	1454.74	755152.22	1620082.80
16	17	270°07'00"	51.96	0+557.49	1460.54	755146.78	1620076.01
17	18	277°48'30"	83.40	0+620.89	1478.63	755045.03	1620088.24
18	19	228°41'25"	54.65	0+690.50	1482.01	755011.50	1620095.62
19	20	242°35'50"	34.07	0+724.58	1476.82	754984.12	1620105.08
20	21	233°06'10"	131.42	0+855.00	1449.03	754877.19	1620088.94
21	22	217°30'35"	8.24	0+864.24	1445.68	754872.17	1620092.10
22	23	238°22'00"	1.05	0+867.33	1445.48	754869.54	1620090.78
23	24	271°49'40"	8.71	0+876.04	1445.58	754873.73	1620084.79
24	25	222°34'20"	3.88	0+879.92	1445.35	754861.11	1620081.43
25	26	208°09'07"	55.91	0+935.83	1450.60	754824.73	1620084.14
26	27	211°22'15"	63.01	0+998.84	1437.37	754793.07	1620095.40
27	28	226°35'25"	41.88	1+033.52	1424.45	754756.38	1620090.07
28	29	237°40'00"	32.32	1+075.84	1430.01	754739.08	1620081.49
29	30	164°13'00"	35.03	1+103.87	1425.48	754732.90	1620097.53
30	31	167°41'30"	34.02	1+135.50	1403.99	754740.25	1620073.70
31	32	174°22'40"	10.69	1+146.19	1406.12	754741.30	1620084.06
32	33	218°16'40"	11.17	1+159.35	1408.67	754737.96	1620045.87
33	34	238°32'50"	38.20	1+197.55	1409.00	754700.09	1620043.50
34	35	261°40'45"	67.34	1+264.63	1402.15	754652.38	1620042.50
35	36	213°24'00"	52.61	1+317.30	1390.55	754691.33	1620030.7



LÍNEA DE CONDUCCION (E0-E1B) 0+000.00 - 0+635.90



PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION 0+000 - 0+635.90
CASERIO VEGA DE CHUAPEC ED - E1B
ESC: HOR. 1/1000 - VERT. 1/500

NOMENCLATURA			
○	ESTACION TOPOGRAFICA		QUEBRADA O RIO
■	CAPTACION DE AGUA		CASAS
⊕	VALVULA DE COMPUERTA		TUBERIA
⊙	VALVULA DE AIRE		NACIMIENTO DE AGUA
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA		CAMINO
—	LINEA DE C. PIZOMETRICA		PAZO DE ZANJON O AREO
ENO.	NUMERO DE ESTACION		LINEA DE CONDUCCION
Q	CAUDAL (L/s)		LINEA DE DISTRIBUCION
CP	GOTA PIZOMETRICA		DISTRIBUCION DE RAMALES
CT	GOTA DE TERRENO		TANQUE DE ALMACENAMIENTO
∅	DIAMETRO DE TUBERIA		CAJA COMPRESION



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

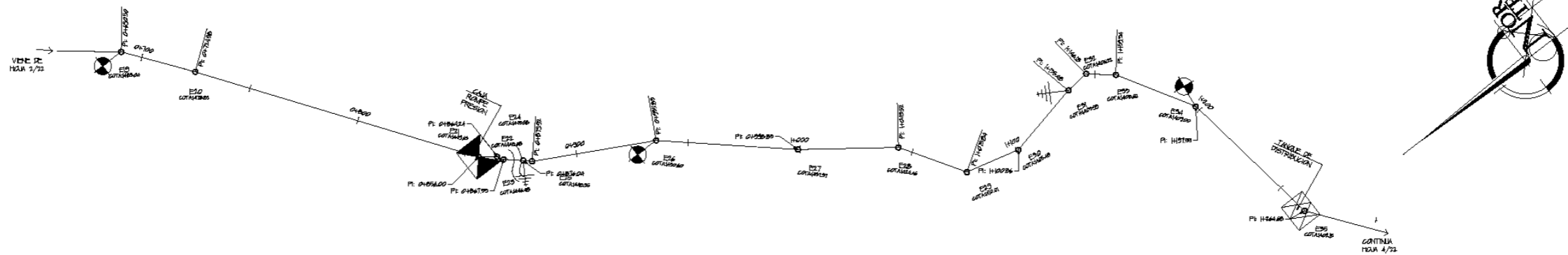
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION ED - E1B

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

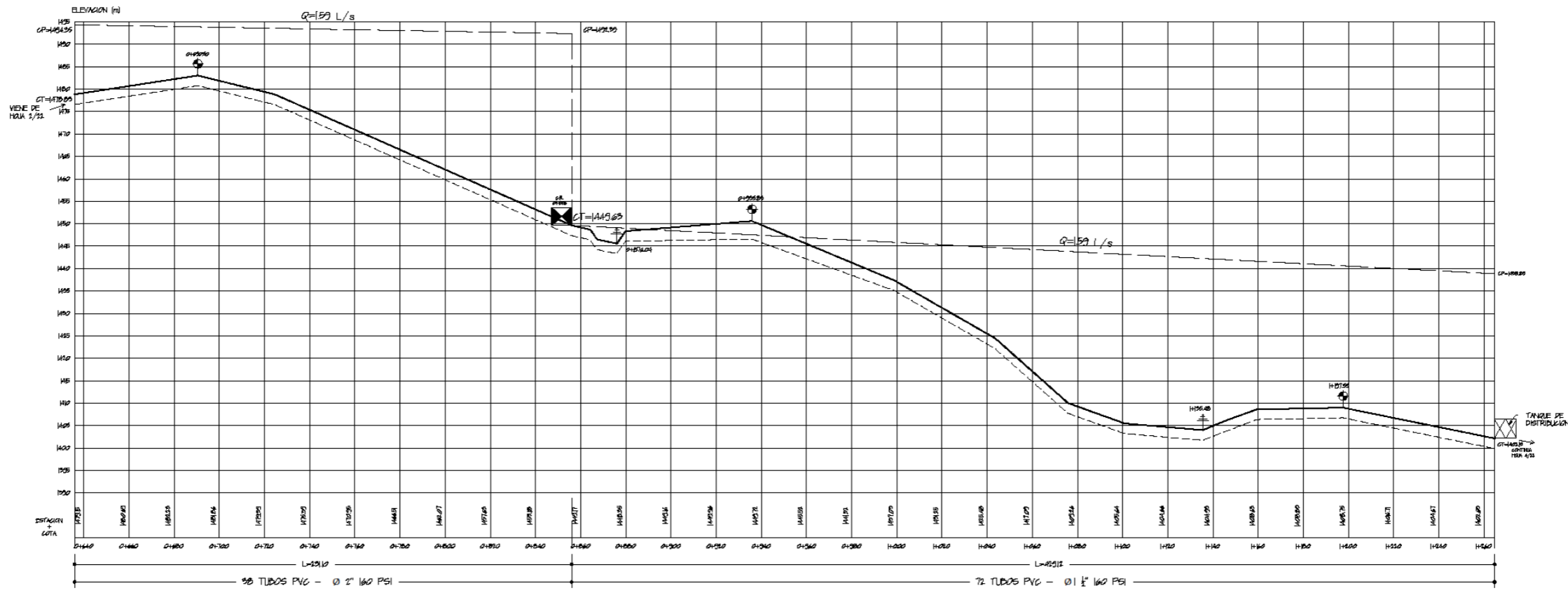
INDICADA

FECHA DE ENTREGA: 22

2/22



LINEA DE CONDUCCION (E18-E35) 0+635.90 - 1+264.68



PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION 0+635.90 - 1+264.68
CASERIO VEGA DE CHUAPEC E18 - E35
ESCALA: HOR. 1/1000 - VERT. 1/500

NOMENCLATURA			
○	ESTACION TOPOGRAFICA	☞	QUEBRADA O RIO
◼	CAPTACION DE AGUA	□	CASAS
◻	VALVULA DE COMPLETA	---	TUBERIA
⊕	VALVULA DE AIRE	⊗	NACIMIENTO DE AGUA
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA	~	CAMINO
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA	⊙	PAZO DE ZANON O ARDO
ENO.	NUMERO DE ESTACION	---	LINEA DE CONDUCCION
Q	CAUDA (L/s)	---	LINEA DE DISTRIBUCION
CP	COTA PIZOMETRICA	---	DISTRIBUCION DE RAMALES
CT	COTA DE TERRENO	⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
Ø	DIAMETRO DE TUBERIA	⊗	CAJA COMPRESION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION E18 - E35

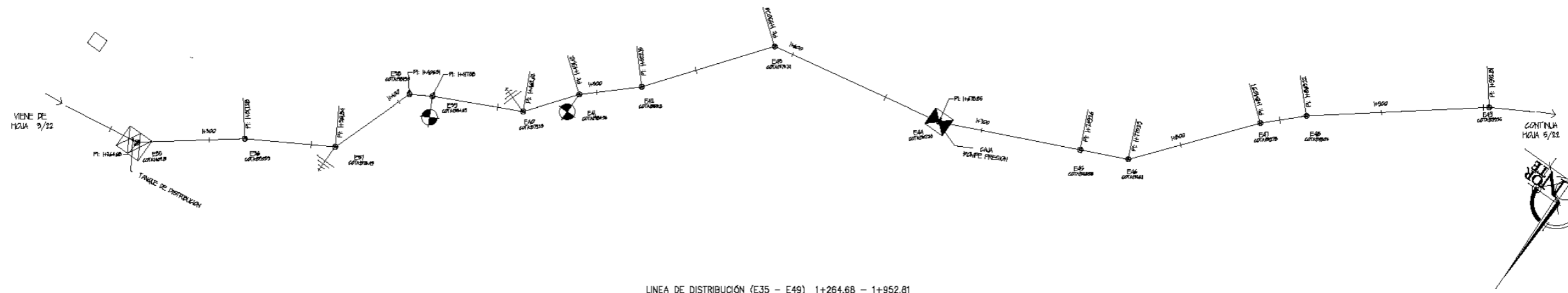
FECHA: 02/09/2011

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

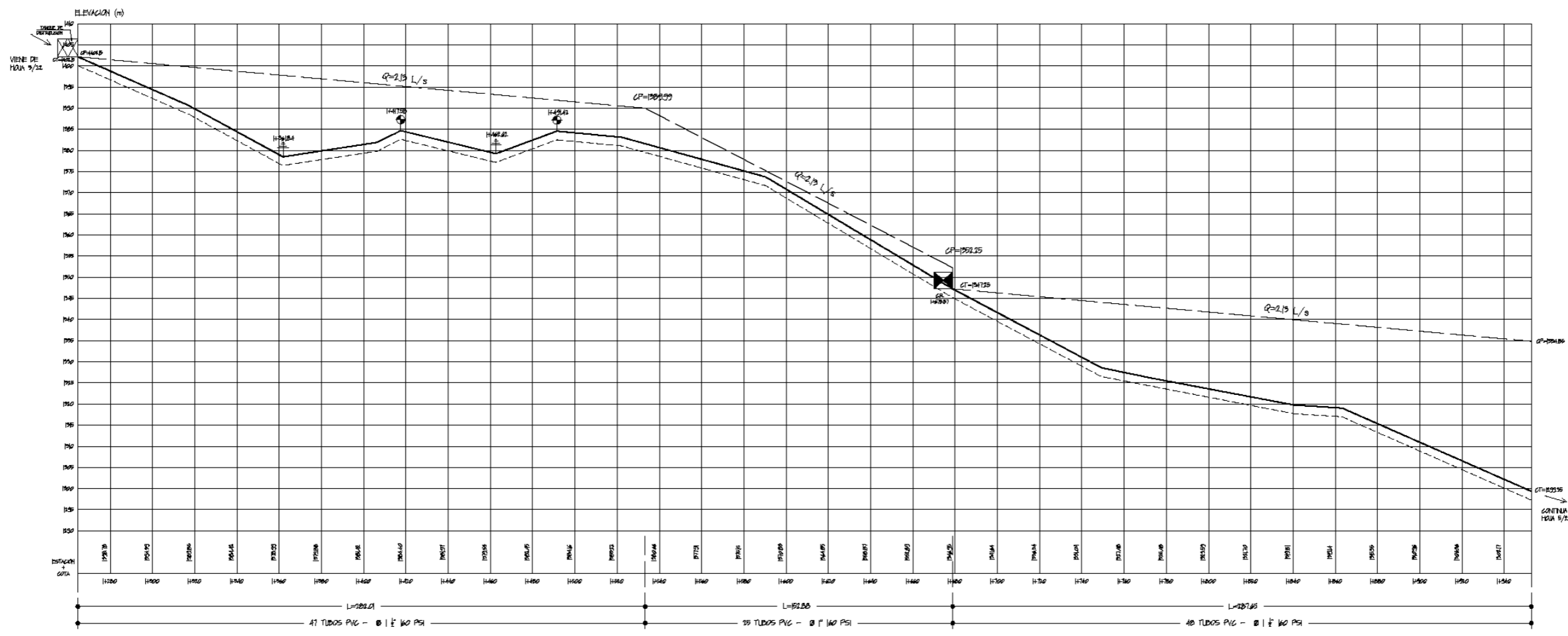
ESCALA: INDICADA

NO LEE BIEN? ALFARO MESA-APARADOR

HOJA Nº: 3/22



LINEA DE DISTRIBUCIÓN (E35 - E49) 1+264.68 - 1+952.81



PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION 1+264.68 - 1+952.81
CASERIO VEGA DE CHUAPEC E35 - E49
ESC: HOR. 1/1000 - VERT. 1/500

NOMENCLATURA					
○	ESTACION TOPOGRAFICA	☐	QUEBRADA O RIO	ENo	NUMERO DE ESTACION
◼	CAPTACION DE AGUA	◻	CASAS	Q	CAUDAL (L/s)
⊕	VALVULA DE COMPLETIA	- - -	TUBERIA	CP	COTA PIZOMETRICA
⊙	VALVULA DE AIRE	⊗	NACIMIENTO DE AGUA	CT	COTA DE TERRENO
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA	~	CAMINO	Ø	DIAMETRO DE TUBERIA
- - -	LINEA DE G. PIZOMETRICA	⊙	PAZO DE ZANON O AREO	⊗	CAJA ROMPE PRESION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

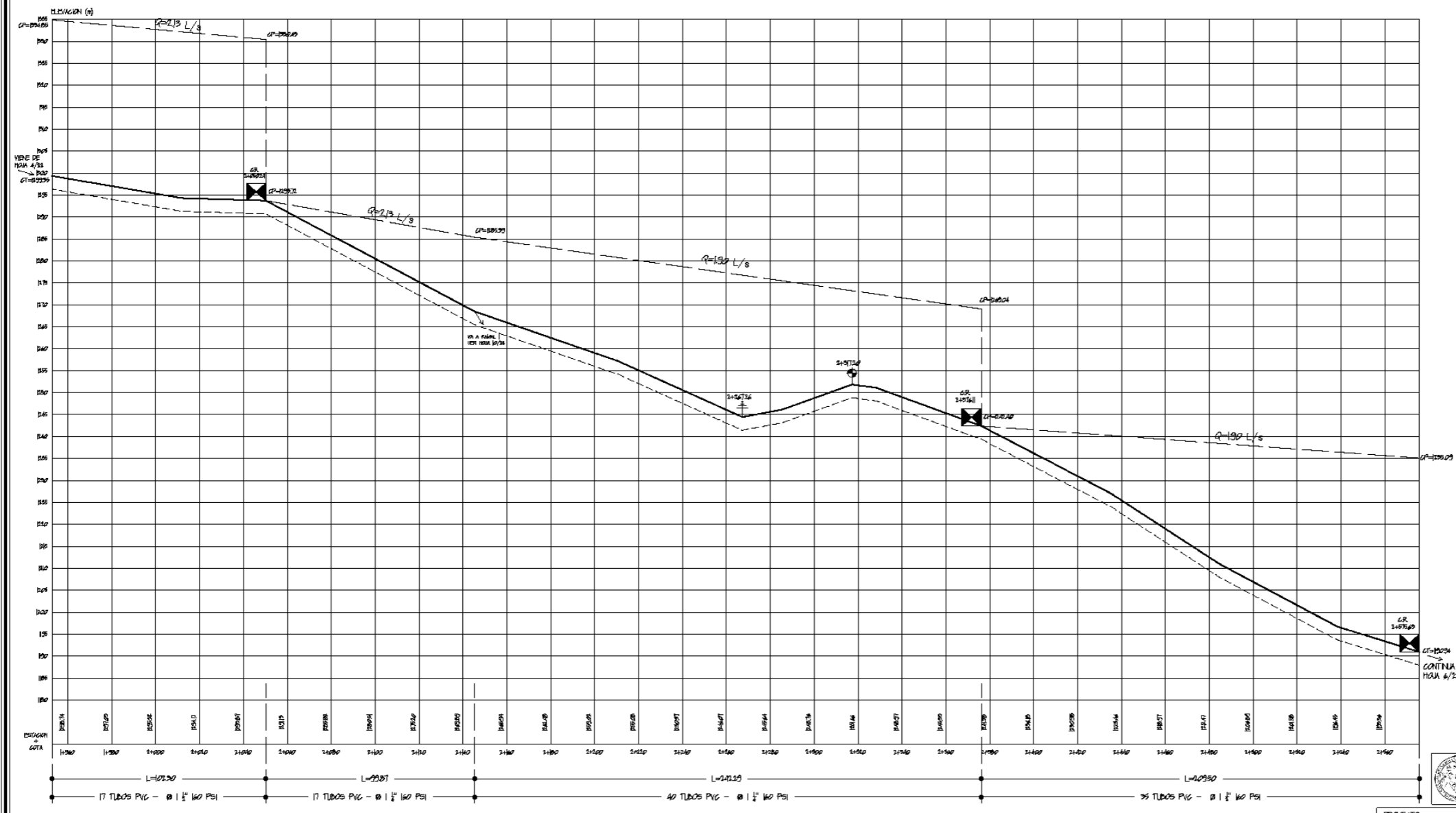
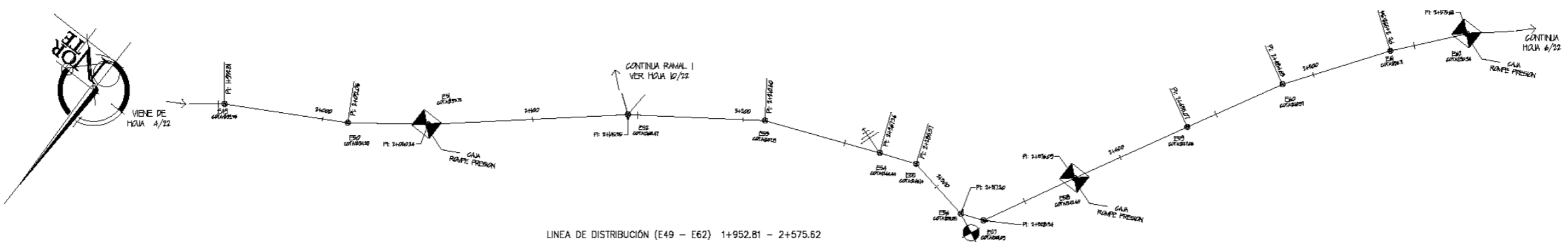
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION E35 - E49

PROF: ELVIN DANIEL REYES REYES

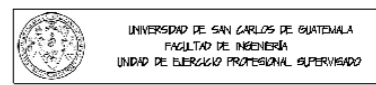
FECHA: 2017

ESCALA: INDICADA

NO. DE DISEÑO: 22



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◼	CAPTACION DE AGUA
⊞	VALVULA DE COMPUERTA
⊕	VALVULA DE AIRE
⊞	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE G. PIZOMETRICA
ENO.	NUMERO DE ESTACION
Q	CALDA (L/s)
CP	GOTA PIZOMETRICA
CT	GOTA DE TERRENO
Ø	DIAMETRO DE TUBERIA
⊞	QUEBRADA O RIO
□	CASAS
---	TUBERIA
⊞	NACIMIENTO DE AGUA
⊞	CAMINO
⊞	PAZO DE ZANON O AREO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊞	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊞	GAJA ROMPE PRESION



PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION 1+952.81 - 2+575.62
CASERIO VEGA DE CHUAPEZ E49 - E62

ESC. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEZ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION E49 - E62

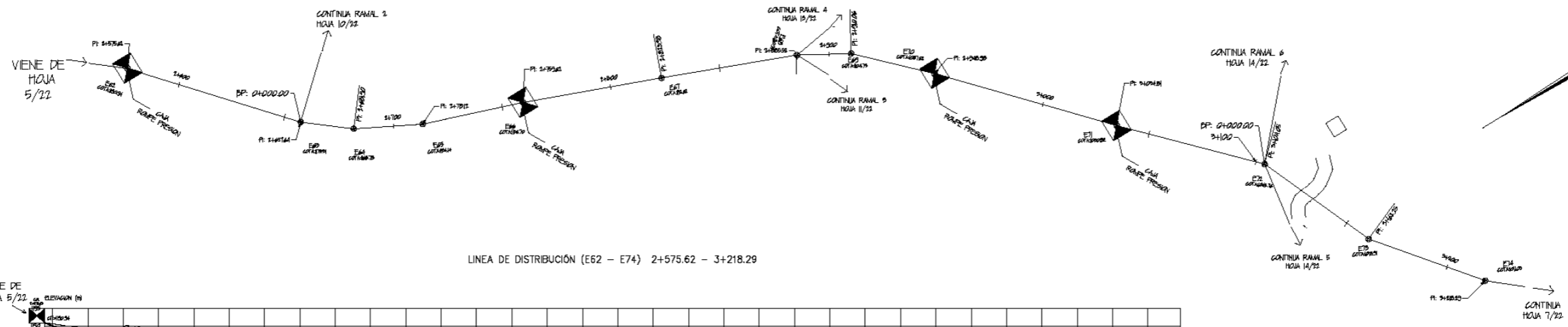
PROY. DISEÑ. POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

ESCALA: INDICADA

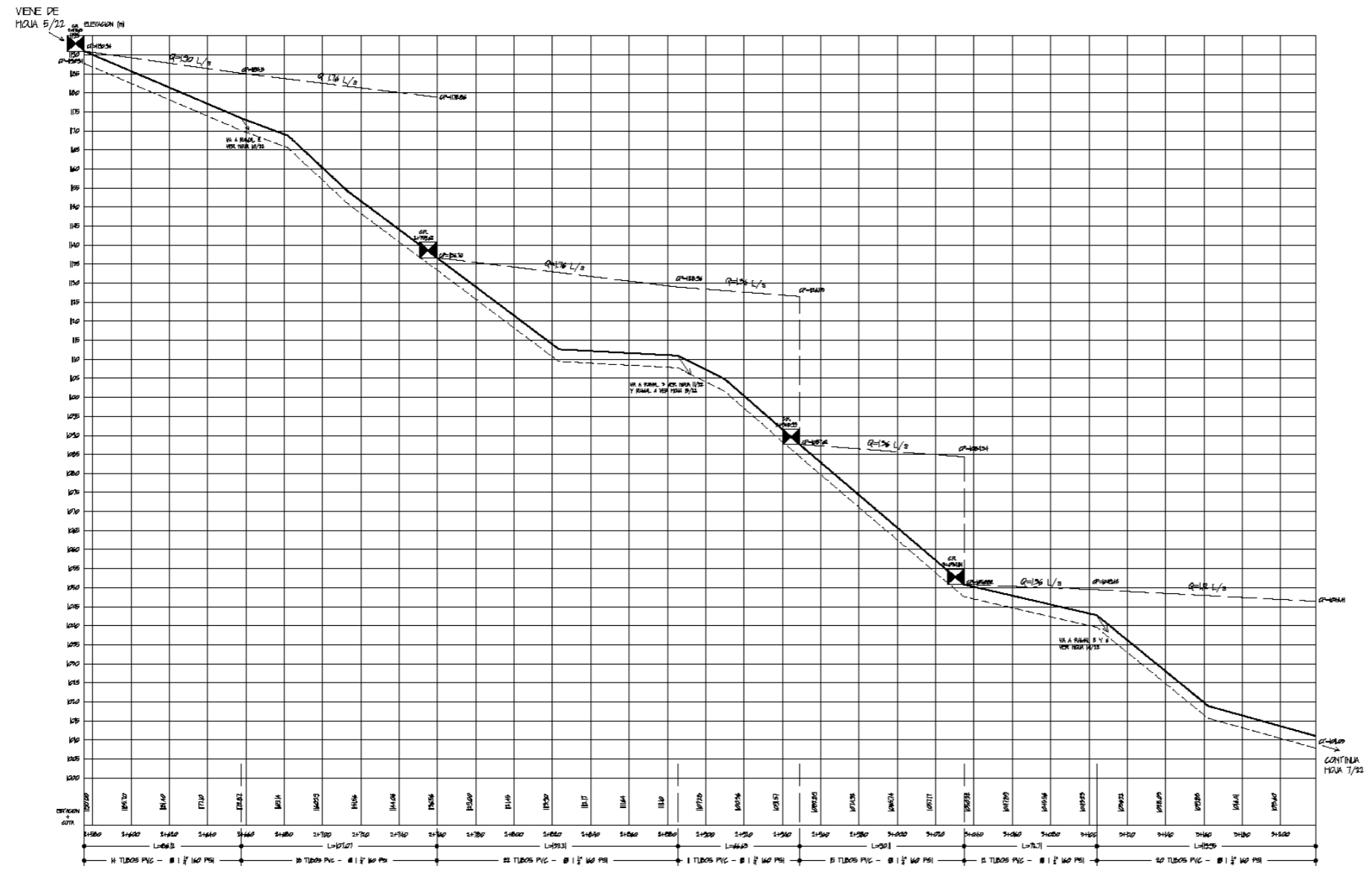
FECHA: 2011

NO. DE HOJA: 5 / 22

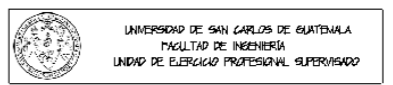
NO. DE INGENIERO ALTAO: ASESOR SUPERVISOR



LINEA DE DISTRIBUCIÓN (E62 - E74) 2+575.62 - 3+218.29



NOMENCLATURA	
	ESTACION TOPOGRAFICA
	CAPTACION DE AGUA
	VALVULA DE COMPUERTA
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE LIMPIEZA
	LINEA DE G. PIZOMETRICA
ENO	NUMERO DE ESTACION
Q	CALDAL (L/s)
CP	GOTA PIZOMETRICA
CT	GOTA DE TERRENDO
	DIAMETRO DE TUBERIA
	QUEBRADA O RIO
	CASAS
	TUBERIA
	NACIMIENTO DE AGUA
	CAMINO
	PAZO DE ZANJON O AREO
	LINEA DE CONDUCCION
	LINEA DE DISTRIBUCION
	DISTRIBUCION DE RAMALES
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	CAJA ROMPRE PRESION



PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPÉC, CUBULUCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION E62 - E74

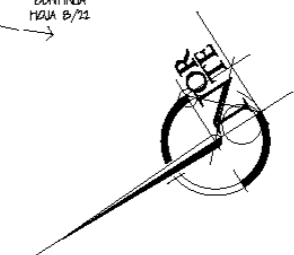
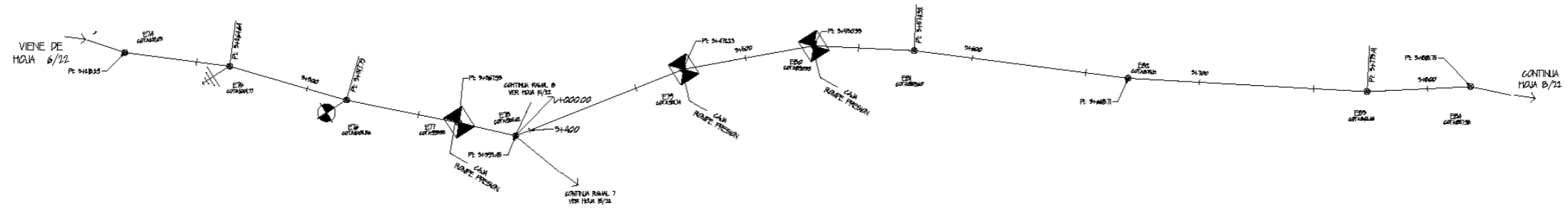
FECHA: OCTUBRE 2017

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

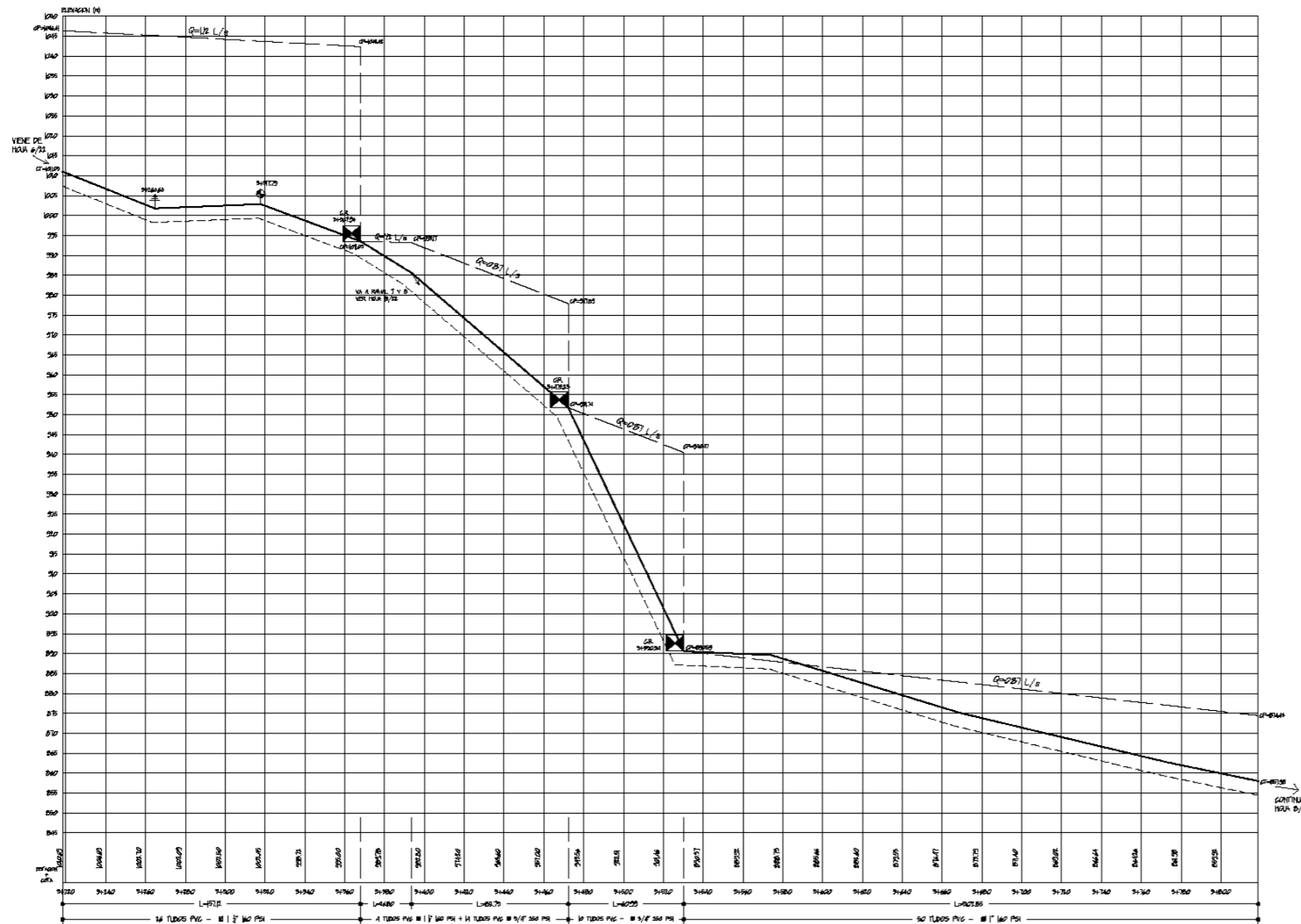
INDICADA: 6/22

NO LEESE INVENTAR ALGO AGUA SUPERVISADO

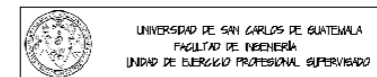
PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION 2+575.62 - 3+218.29
CASERIO VEGA DE CHUAPÉC E62 - E74
ESC. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500



LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN (E74 - E84) 3+218.29 - 3+818.75



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◼	CAPTACION DE AGUA
◼	VALVULA DE COMPUERTA
◼	VALVULA DE AIRE
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LÍNEA DE C. PIZOMETRICA
ENO.	NÚMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Ø	DIÁMETRO DE TUBERIA
~	QUEBRADA O RIO
□	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
~	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANJON O AREO
---	LÍNEA DE CONDUCCION
---	LÍNEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
◼	CAMA RAMPE PRESION



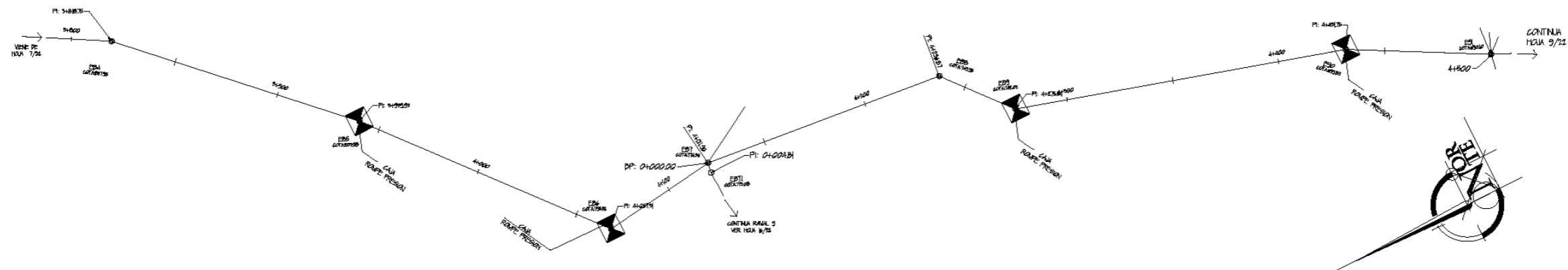
PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHIAPEG, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN E74 - E84

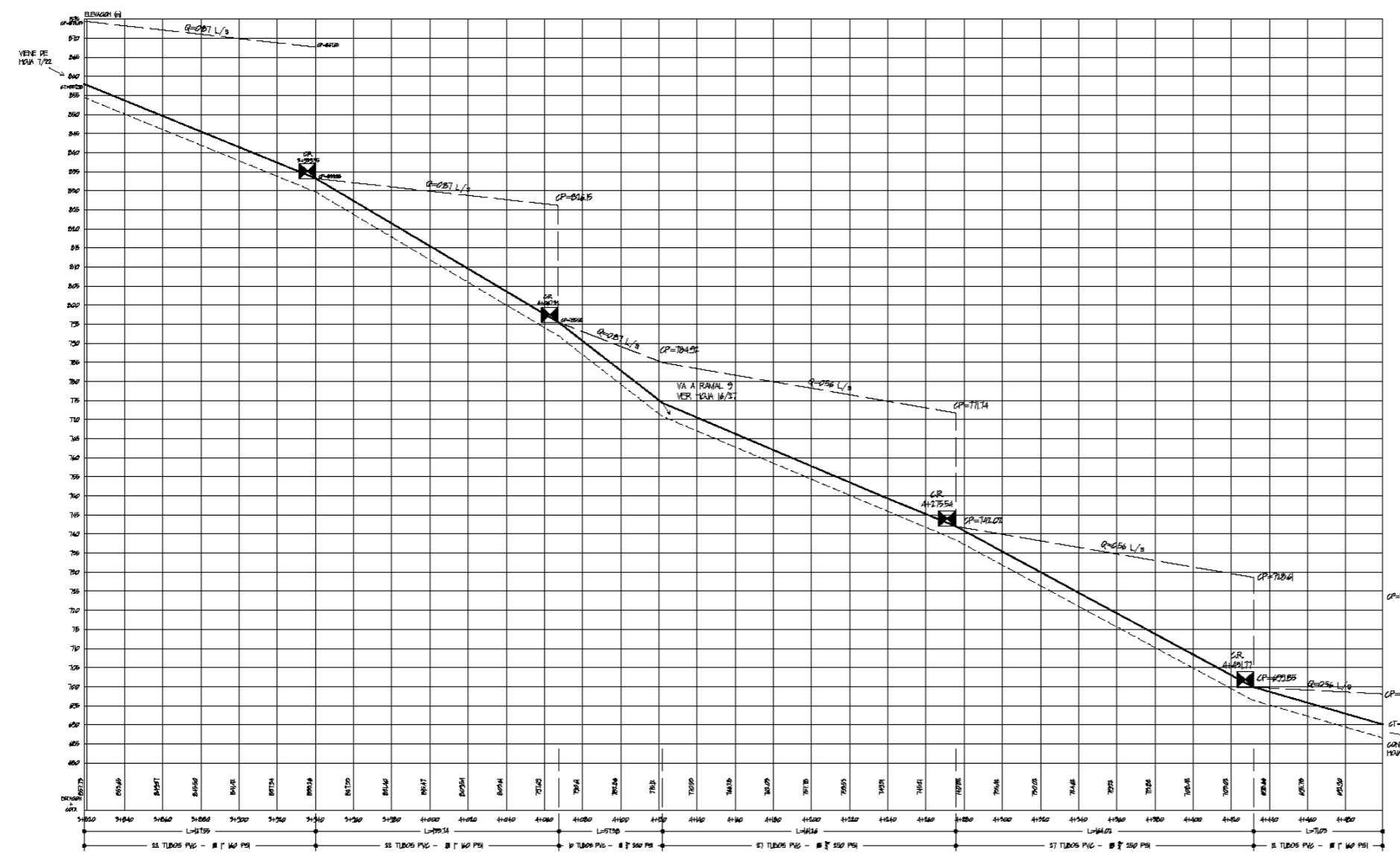
ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES
ESCALA: INDICADA

FECHA: 2017
FOLIO: 7/22

PLANTA Y PERFIL DE LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN 3+218.29 - 3+818.75
CASERIO VEGA DE CHIAPEG E74 - E84
ESC. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500

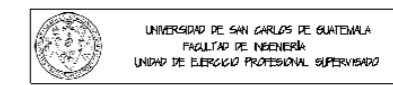


LINEA DE DISTRIBUCIÓN (E84 - E91) 3+818.75 - 4+499.41



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◼	CAPTACION DE AGUA
⊠	VALVULA DE COMPUERTA
⊕	VALVULA DE AIRE
⊞	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENo.	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
∅	DIAMETRO DE TUBERIA
~	QUEBRADA O RIO
□	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
~	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANON O ASEO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊠	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊠	C.A. ROMPE PRESION

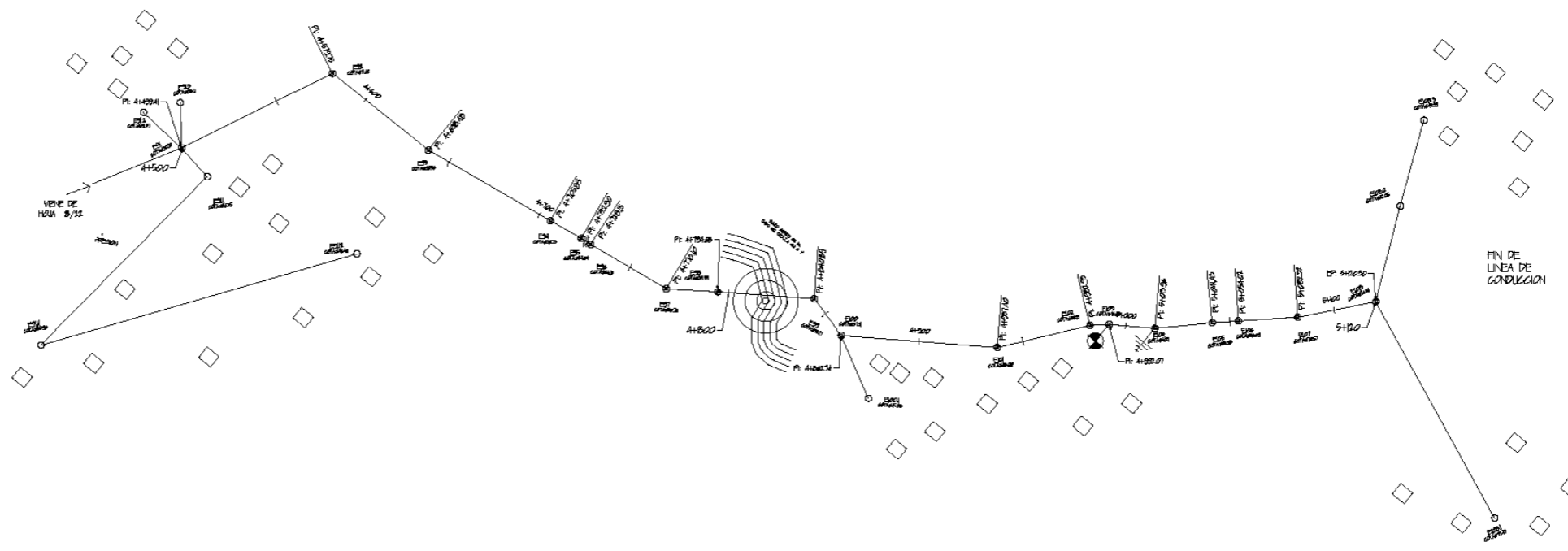
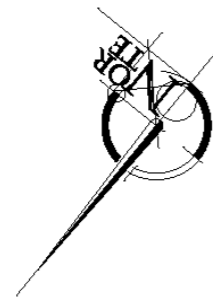
PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION 3+818.75 - 4+499.41
CASERIO VEGA DE CHUAPEC E84 - E91
ESG. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500



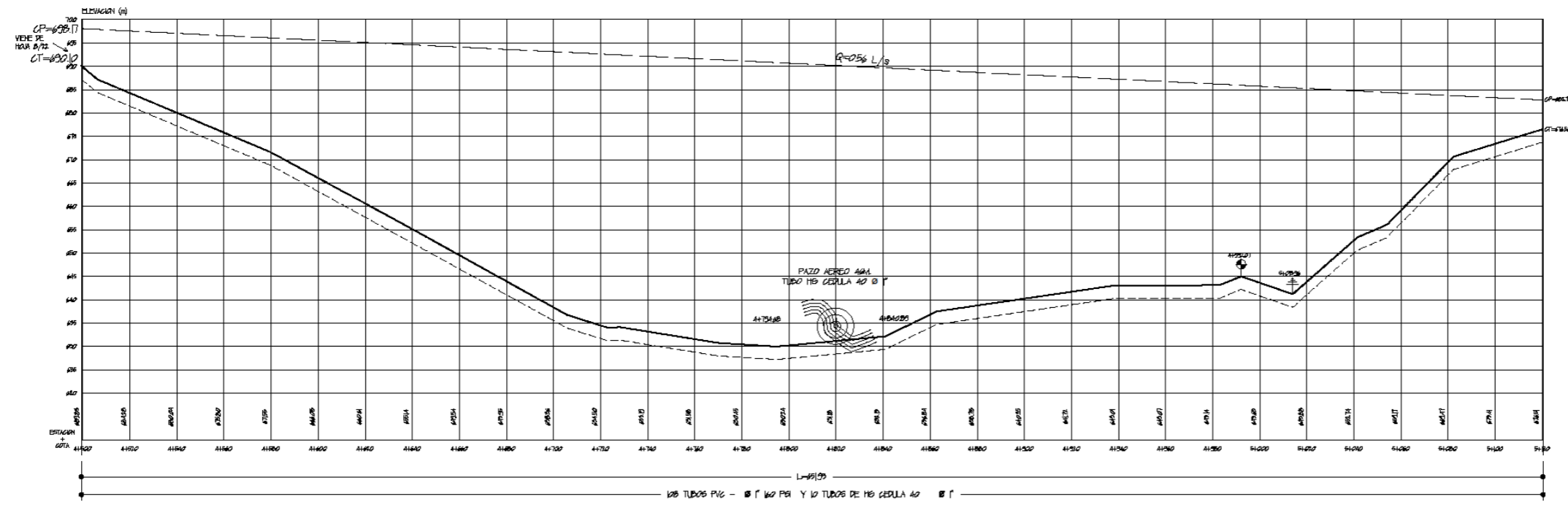
PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION E84 - E91
FECHA: OCTUBRE 2011

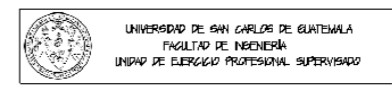
ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES
ESCALA: INDICADA
NO. DE DISEÑO: 8
NO. DE HOJA: 22



LINEA DE DISTRIBUCION (E91 - E108) 4+499.41 - 5+120.30



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◻	CAPTACION DE AGUA
⊕	VALVULA DE COMPUERTA
⊙	VALVULA DE AIRE
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENo.	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
⊙	DIAMETRO DE TUBERIA
⌒	QUEBRADA O RIO
◻	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
⌒	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANON O AREO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊕	CAJA ROMPRE PRESION



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION E91 - E108

FECHA: 02/OCT/2017

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

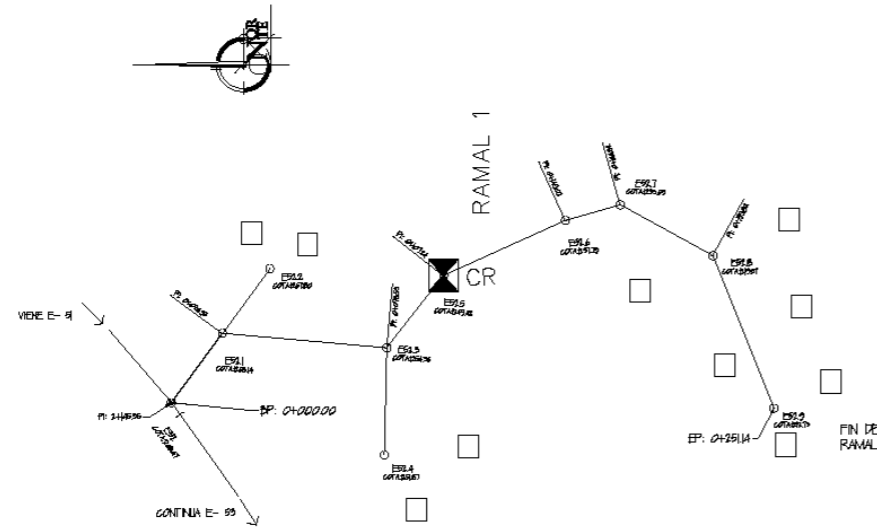
INDICADA

NO LEE SINCRET ALFABO AERIAL-QUERESAR

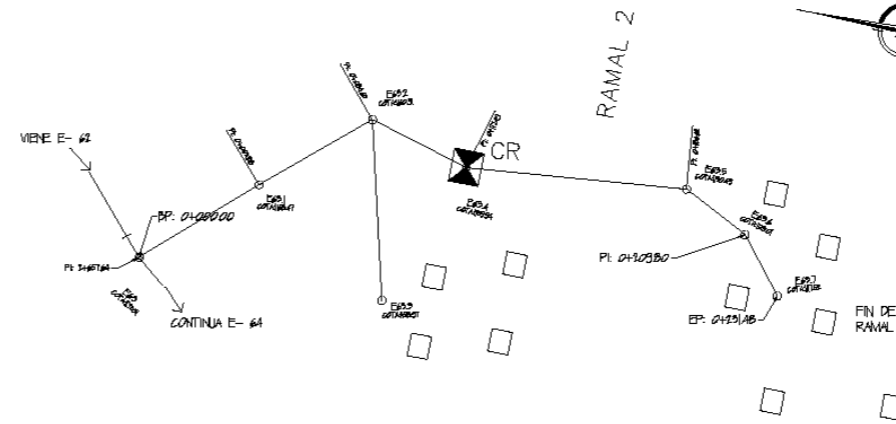
9/22

PLANTA Y PERFIL DE LINEA DE DISTRIBUCION 4+499.41 - 5+120.30
CASERIO VEGA DE CHUAPEC E91 - E108

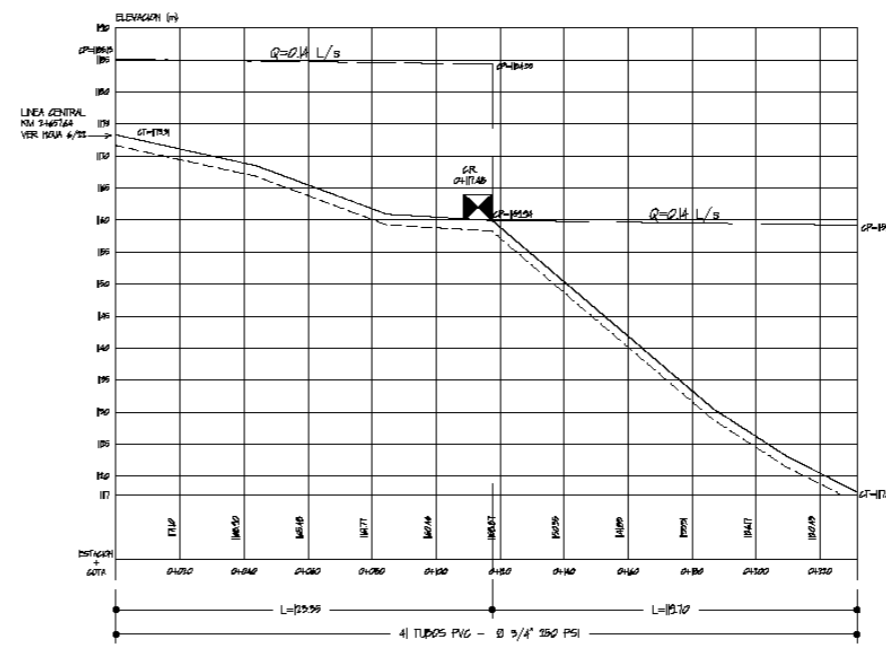
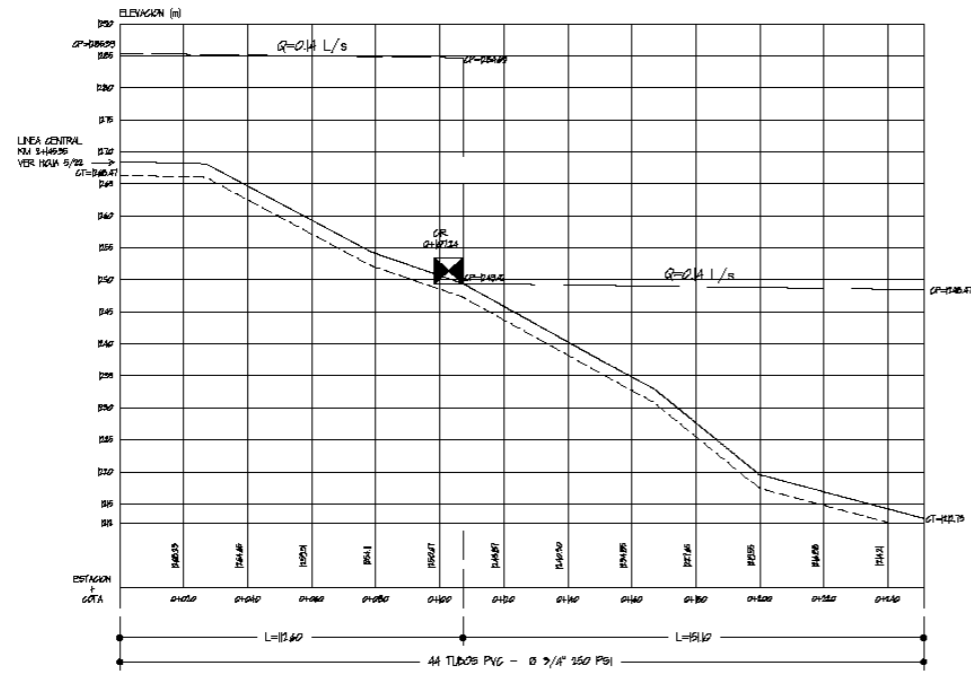
ESC. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500



RAMAL 1 (E52 - E52.9) 0+000.00 - 0+251.14



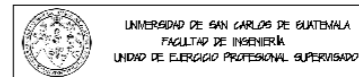
RAMAL 2 (E63 - E63.7) 0+000.00 - 0+231.48



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◻	CAPTACION DE AGUA
◻	VALVULA DE COMPLETA
◻	VALVULA DE AIRE
⊥	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENo.	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Ø	DIAMETRO DE TUBERIA
~	QUEBRADA O RIO
◻	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
~	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANJON O AREO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
◻	CAJA ROMPE PRESION

PLANTA Y PERFIL DE RAMALA 1 (2+145.35) Y RAMAL2 (2+657.64)
CASERIO VEGA DE CHUAPEC

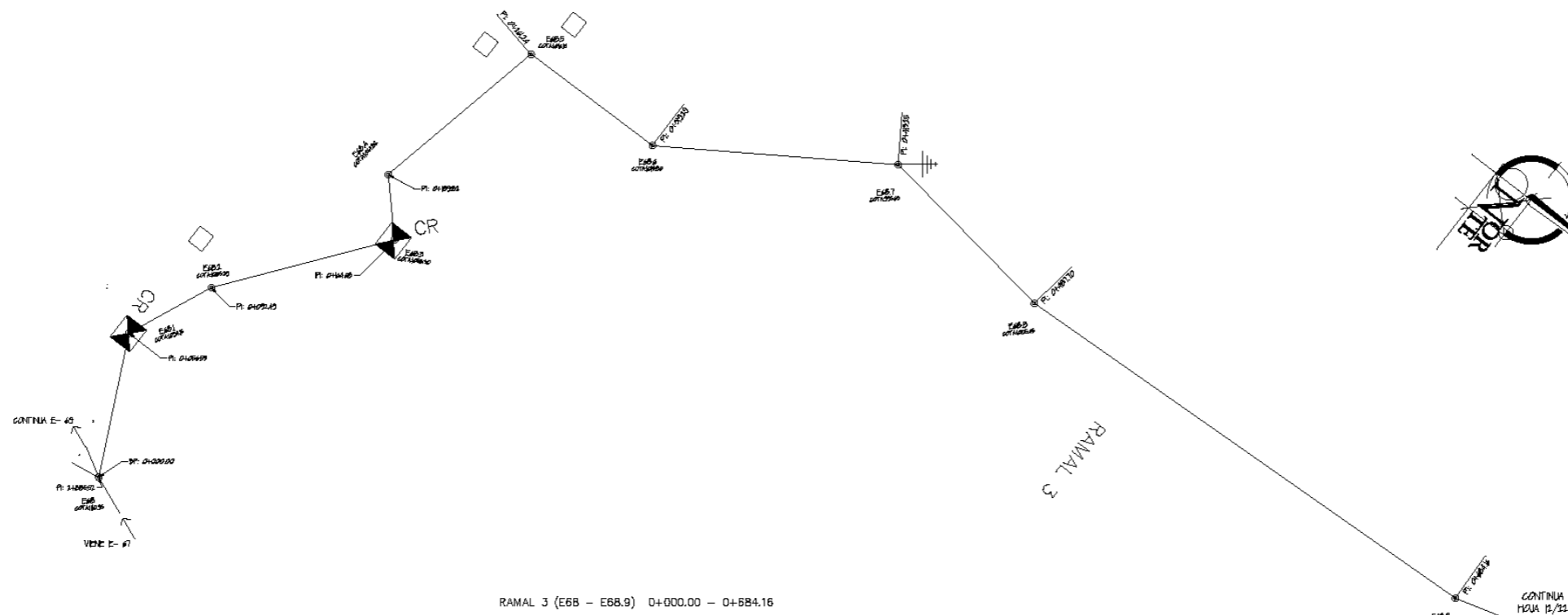
ESG. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500



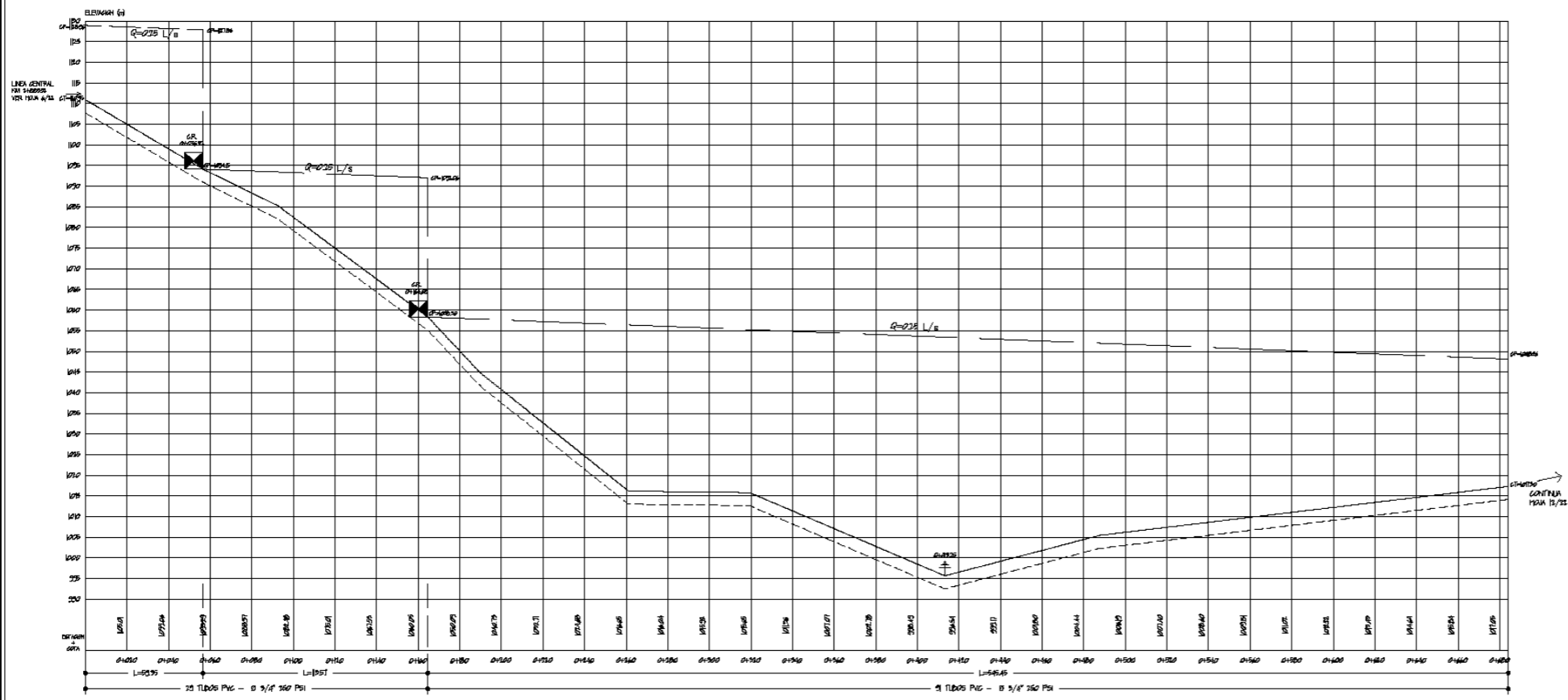
PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 1 (E52 - E52.9) Y RAMAL 2 (E63 - E63.7)

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES
ESCALA: INDICADA
FECHA: OCTUBRE 2017
PÁGINA: 10/22



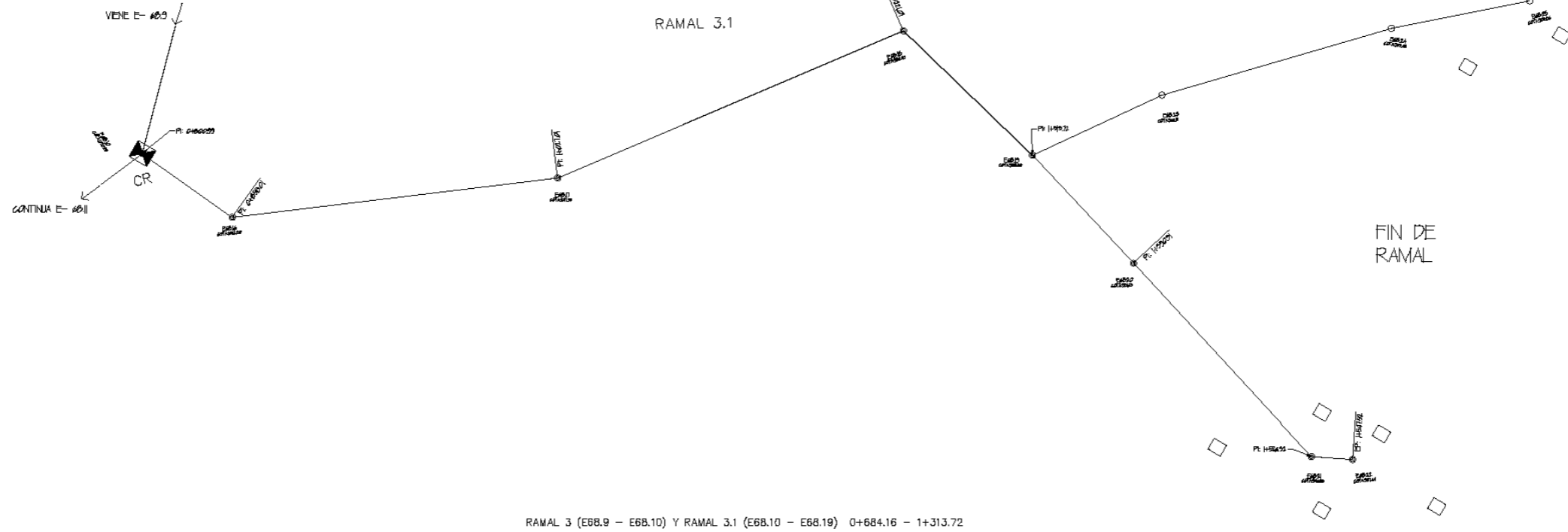
NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◻	CAPTACION DE AGUA
◼	VALVULA DE COMPLETA
⊕	VALVULA DE AIRE
⊥	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENO.	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
∅	DIAMETRO DE TUBERIA
~	QUEBRADA O RIO
□	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
~	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANON O AREO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
◼	CAJA RAMFRE PRESION



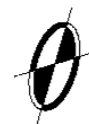
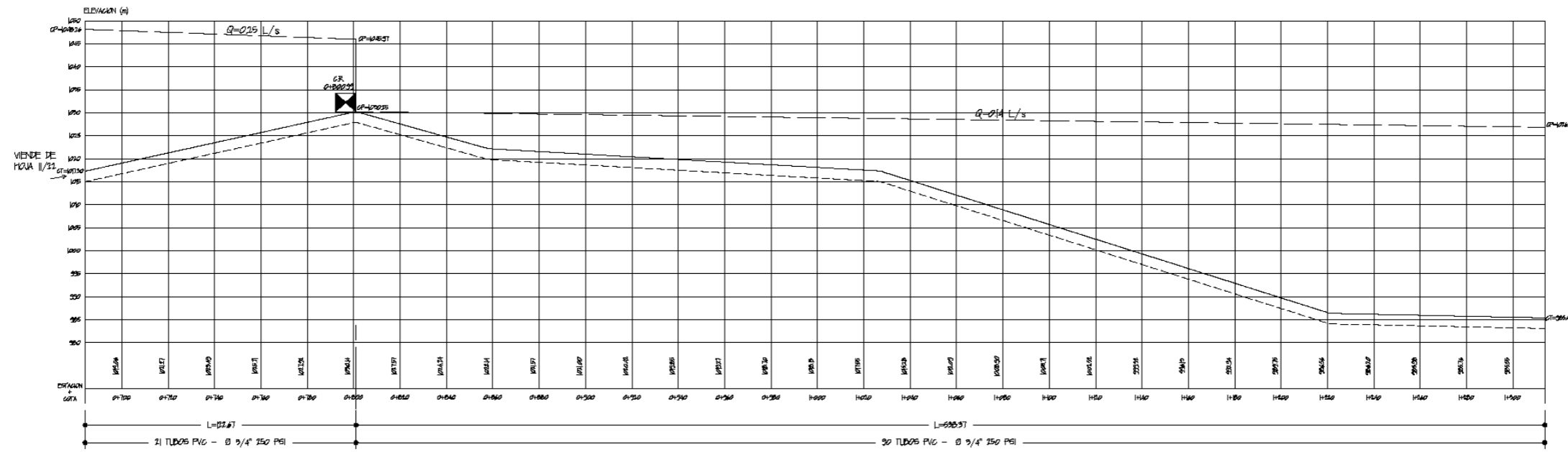
PLANTA Y PERFIL DE RAMALA 3 (2+885.52) 0+000 - 0+684.16
 CASERIO VEGA DE CHUAPEC (E6B - E6B.9)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, PAJAJ VERAPAZ	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 3 E6B - E6B.9	FECHA: OCTUBRE 2017
CALIFICO DISEÑO Y RESP. ELVIN DANIEL REYES REYES	FECHA DE INDICADA
NO LLEVE IMPRESO AL PISO ANTES DE DEPARTAR	
22	



RAMAL 3 (E68.9 - E68.10) Y RAMAL 3.1 (E68.10 - E68.19) 0+684.16 - 1+313.72



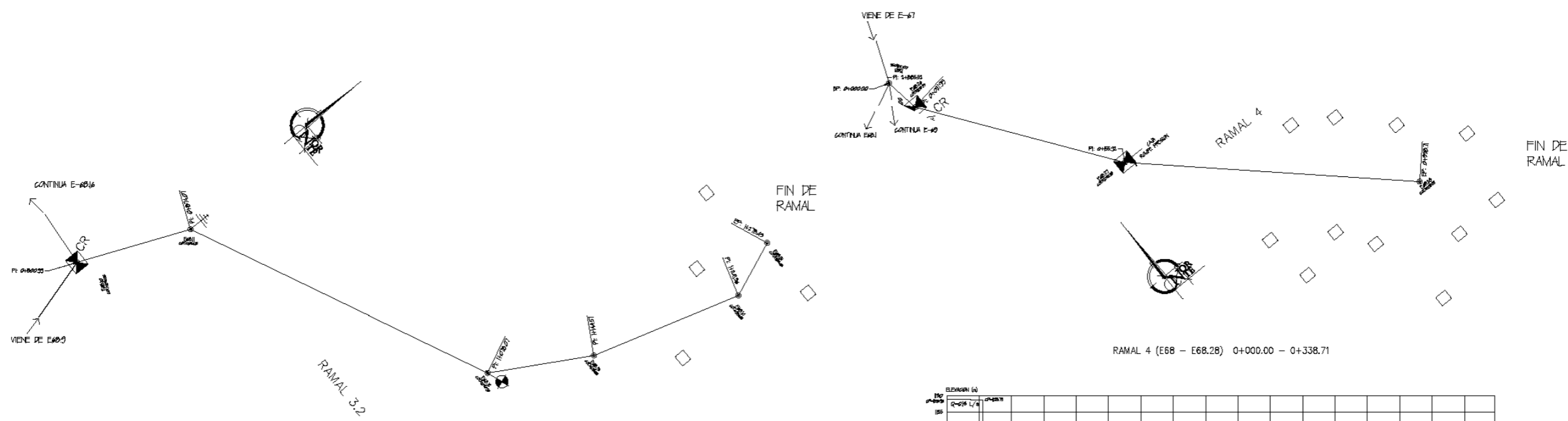
PLANTA Y PERFIL DE RAMALA 3 Y RAMALE 3.1 (0+684.16 - 1+313.72)
CASERIO VEGA DE CHILAPEG

EEC: HCR. 1/1000 - VERT. 1/500

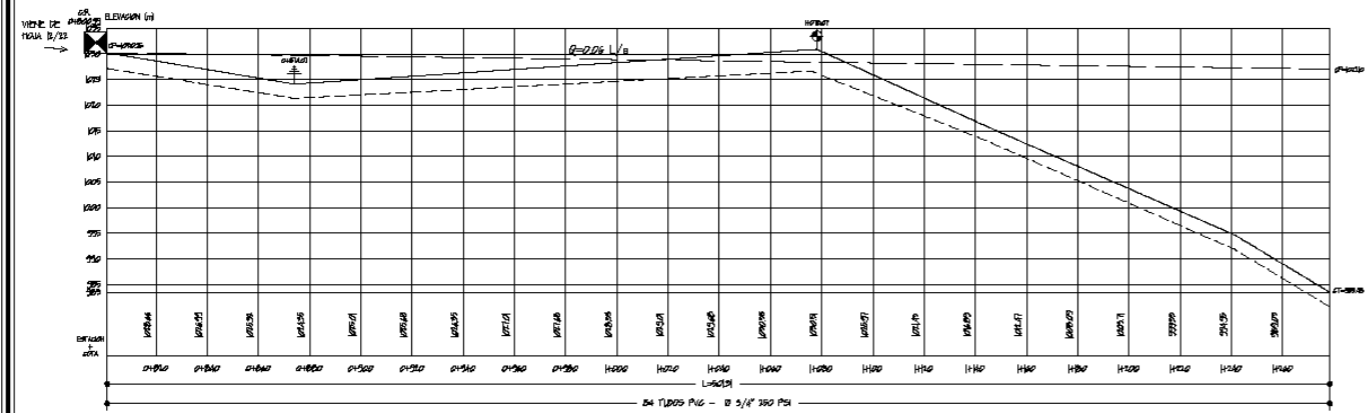


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

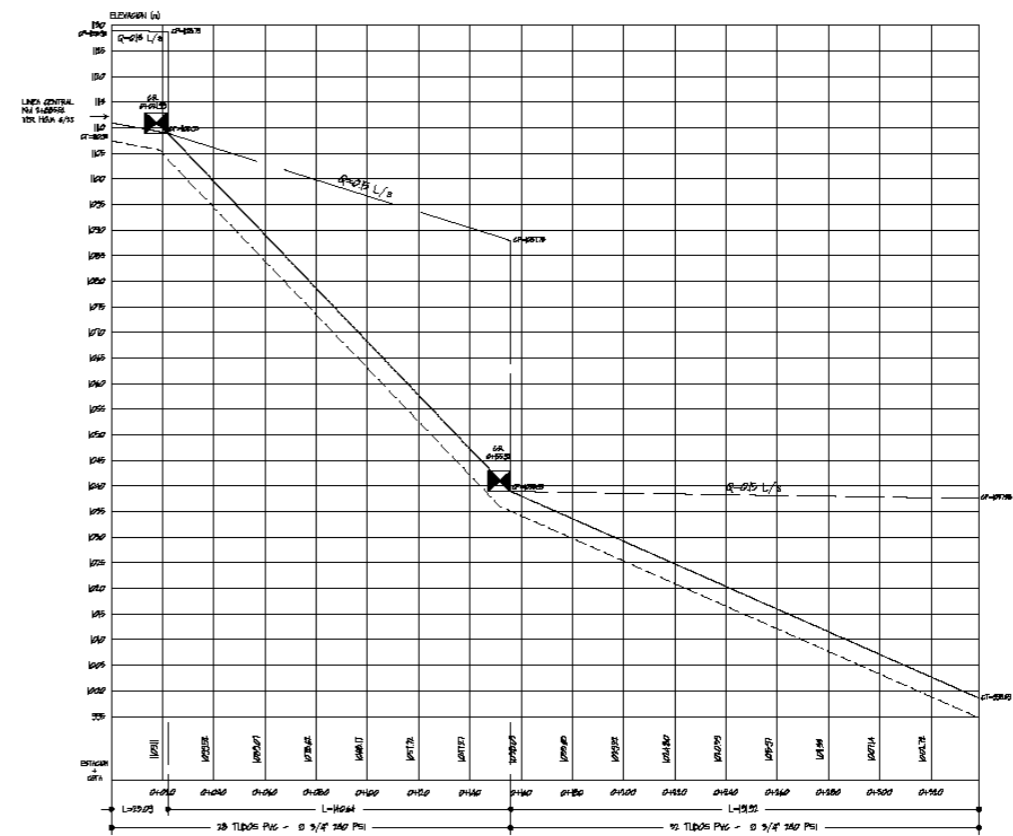
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHILAPEG, CUBULCO, BAJA VERAPAZ	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 3 (E68.9 - E68.10) Y RAMAL 3.1 (E68.10 - E68.19)	FECHA: OCTUBRE 2017
CALIFICO DISEÑO Y RESP. ELVIN DANIEL REYES REYES	HOJA NO: 12 / 22
ESCALA: INDICADA	NO LLEVAR IMPRESO AL PISO MENOS QUEBRAR



RAMAL 3.2 (E68.10 - E68.15) 0+800.99 - 1+278.43



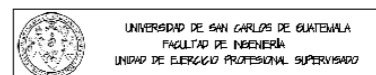
RAMAL 4 (E68 - E68.28) 0+000.00 - 0+338.71



PLANTA Y PERFIL DE RAMALA 3.2 Y RAMAL 4 (2+885.52)
CASERIO VEGA DE CHUAPEC

ESC: HOR. 1/1000 - VERT. 1/500

NOMENCLATURA					
○	ESTACION TOPOGRAFICA	☞	QUEBRADA O RIO	ENo	NUMERO DE ESTACION
▲	CAPTACION DE AGUA	□	CASAS	Q	CAUDAL (L/S)
■	VALVULA DE COMPUERTA	---	TUBERIA	CP	GOTA PIZOMETRICA
⊕	VALVULA DE AIRE	⊗	NACIMIENTO DE AGUA	CT	GOTA DE TERRENO
⊖	VALVULA DE LIMPIEZA	~	CAMINO	Ø	DIAMETRO DE TUBERIA
—	LINEA DE C. PIZOMETRICA	⊙	PAZO DE ZANAL O AREO	—	LINEA DE CONDUCCION
				---	LINEA DE DISTRIBUCION
				⊠	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
				⊞	CAJA RAMPRE PRESION



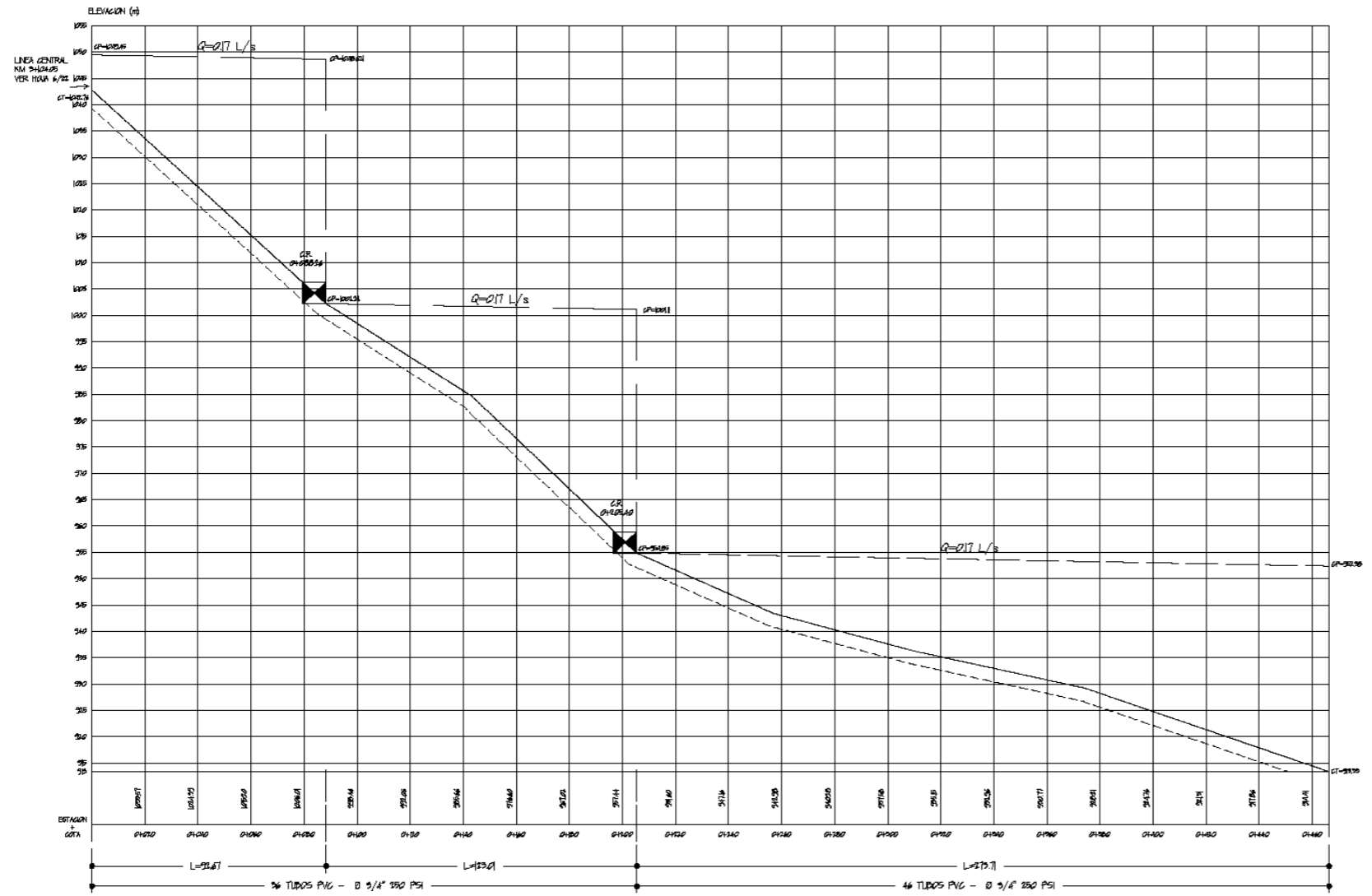
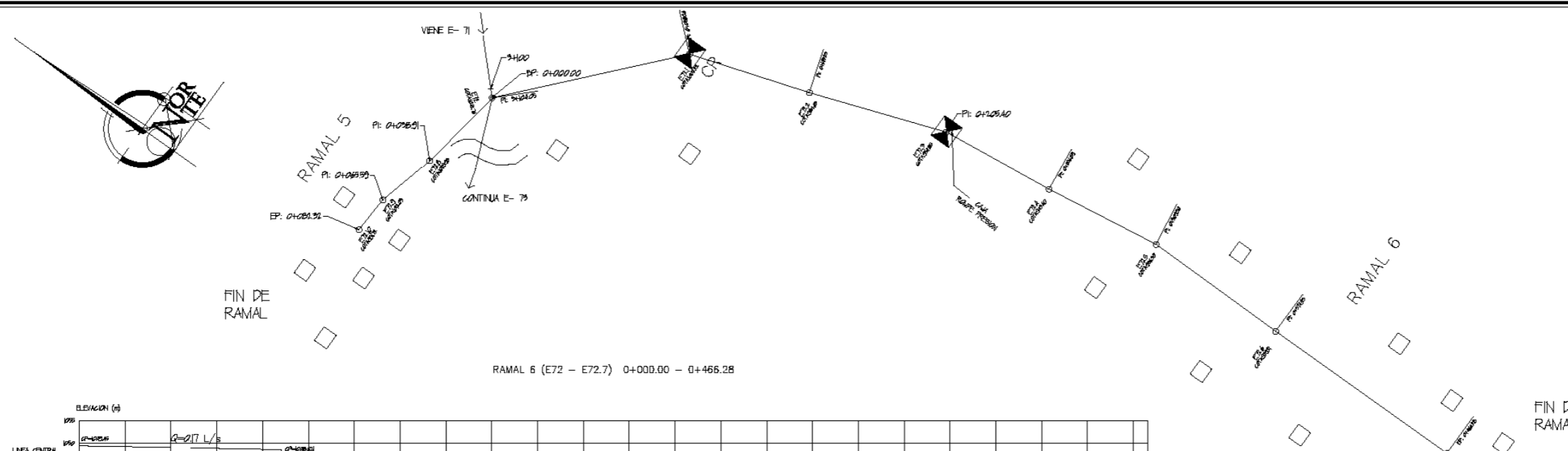
PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, DAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 3.2 (E68.10 - E68.15) Y RAMAL 4 (E68 - E68.28)

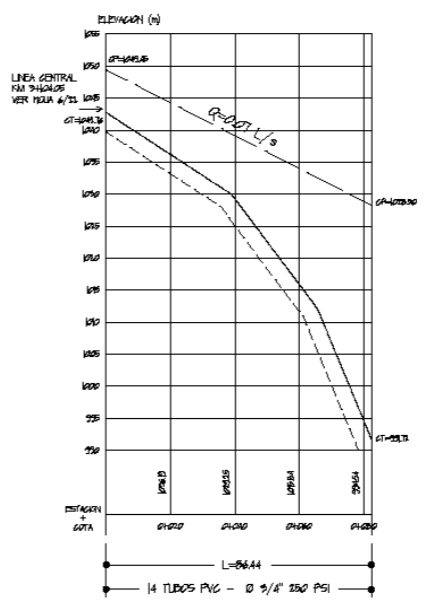
ELABORADO POR:
ELVIN DANIEL REYES REYES
ESCALA: INDICADA

FECHA:
AGOSTO 2011
FOLIO NO:
13/22

NO. LIC. INGENIERO ALFARO
AGUIRRE-SUPERVISOR



RAMAL 5 (E72 - E72.10) 0+000.00 - 0+082.32



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◼	CAPTACION DE AGUA
◻	VALVULA DE COMPLETA
⊕	VALVULA DE AIRE
⊥	VALVULA DE LIMPIEZA
- - -	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENo.	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
∅	DIAMETRO DE TUBERIA
⌋	QUEBRADA O RIO
◻	CASAS
- - -	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
⌋	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANCON O AREO
—	LINEA DE CONDUCCION
—	LINEA DE DISTRIBUCION
—	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
◻	CAJA ROMPRE PRESION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEZ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 5 (E72 - E72.10) Y RAMAL 6 (E72 - E72.7)

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

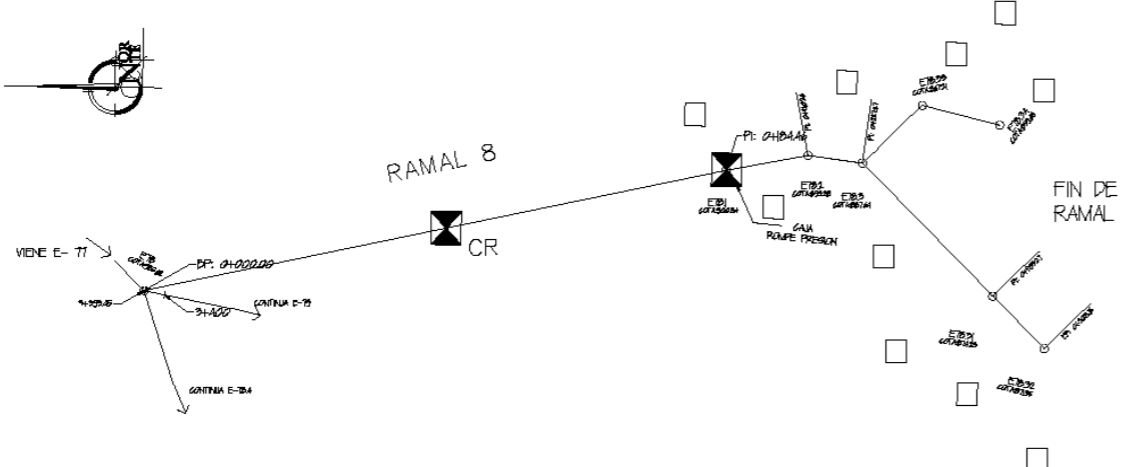
ESCALA: INDICADA

FECHA: OCTUBRE 2017

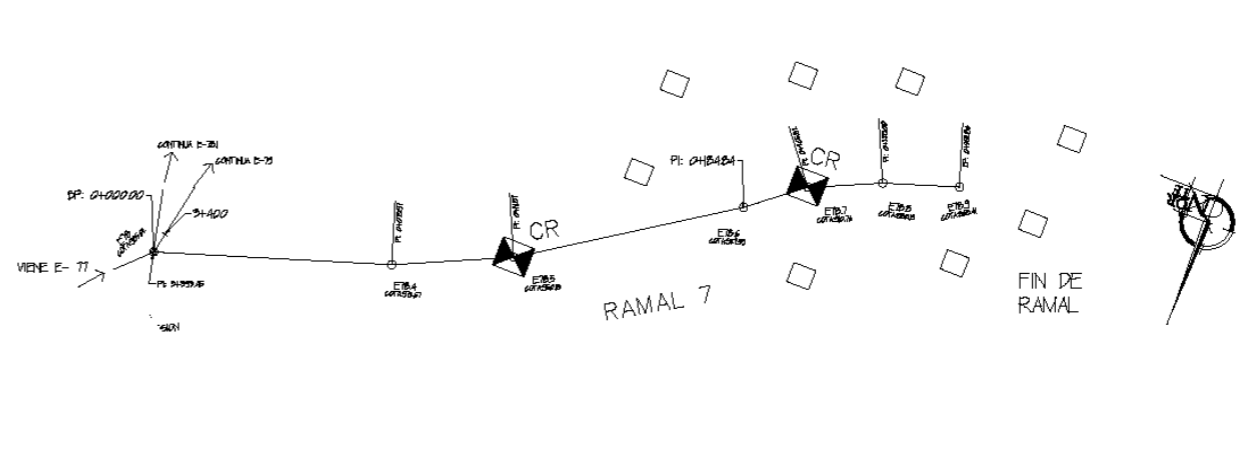
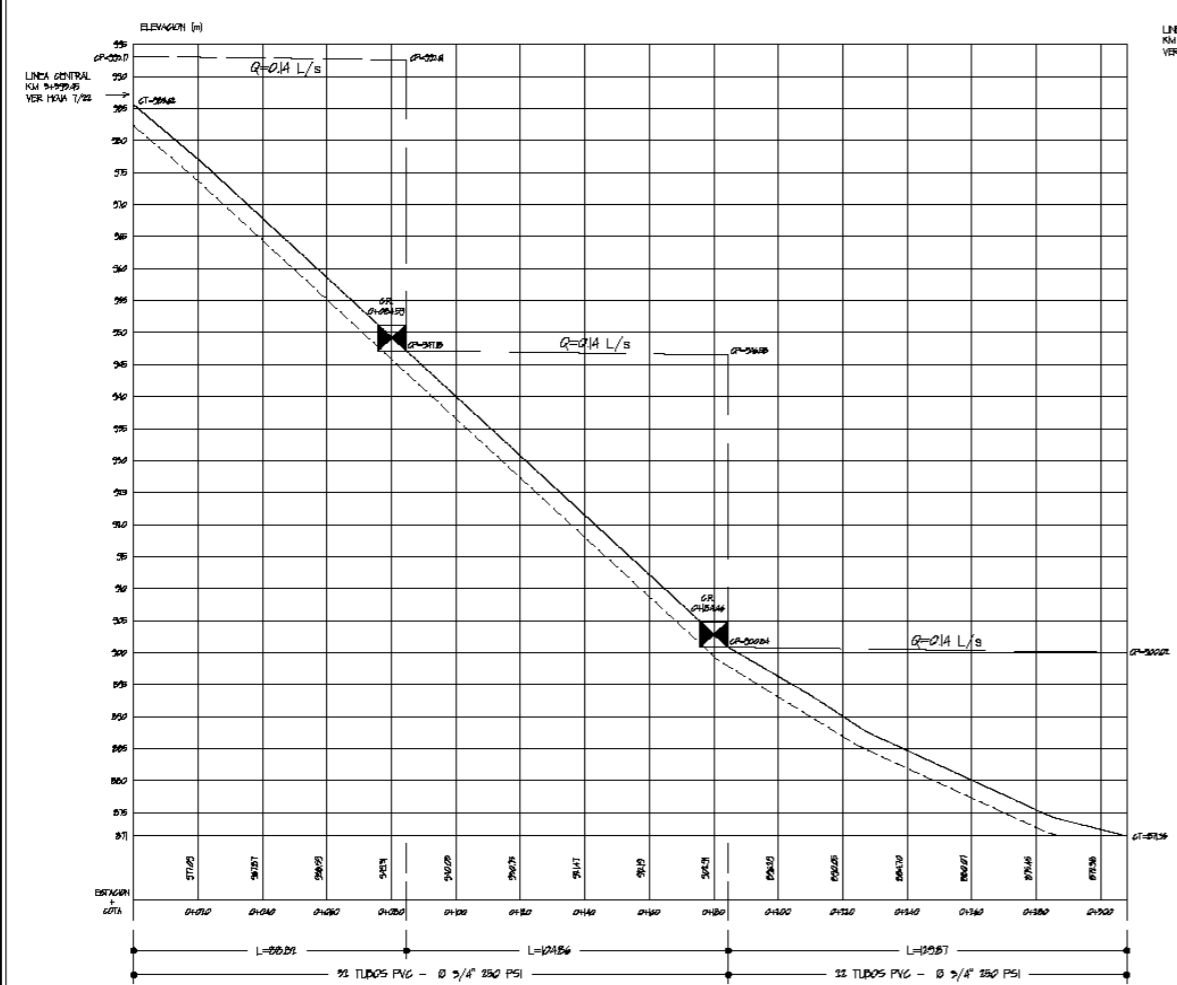
HOJA NO: 14 / 22

NO LLEVAR IMPRONTA ALFANO AEREO-QUEBRADA

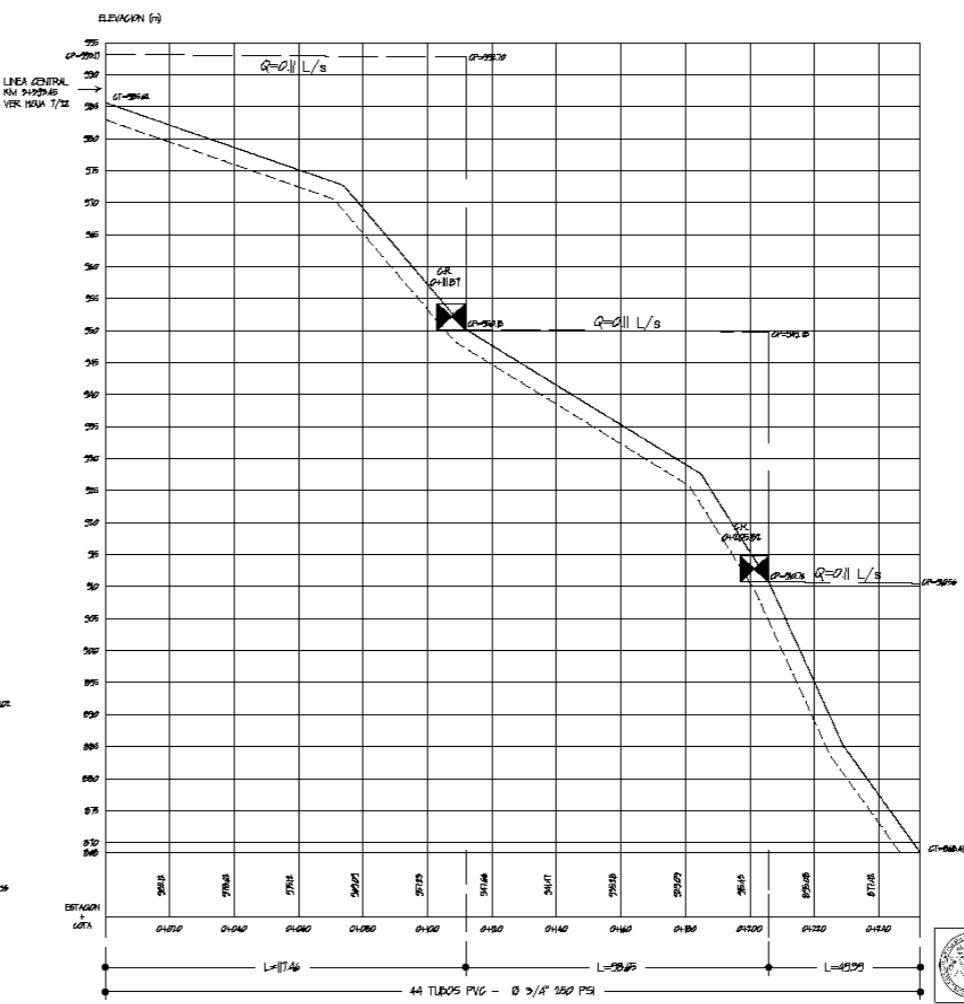
PLANTA Y PERFIL DE RAMAL 5 Y RAMAL 6 - KM 3+104.05-
CASERIO VEGA DE CHUAPEZ
ESC: HOR. 1/1000 - VERT. 1/500



RAMAL 8 (E78 - E78.3 - E78.32) 0+000.00 - 0+308.15



RAMAL 7 (E78 - E78.9) 0+000.00 - 0+252.86



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◻	CAPTACION DE AGUA
◼	VALVULA DE COMPUERTA
⊙	VALVULA DE AIRE
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENd.	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
∅	DIAMETRO DE TUBERIA
~	QUEBRADA O RIO
□	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
~	CAMINO
⊙	PAZO DE ZANON O AREO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
◼	CAJA ROMPE PRESION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO:
PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 7 (E78 - E78.9) Y RAMAL 8 (E78 - E78.3 - E78.32)

ELABORADO POR:
ELVIN DANIEL REYES REYES

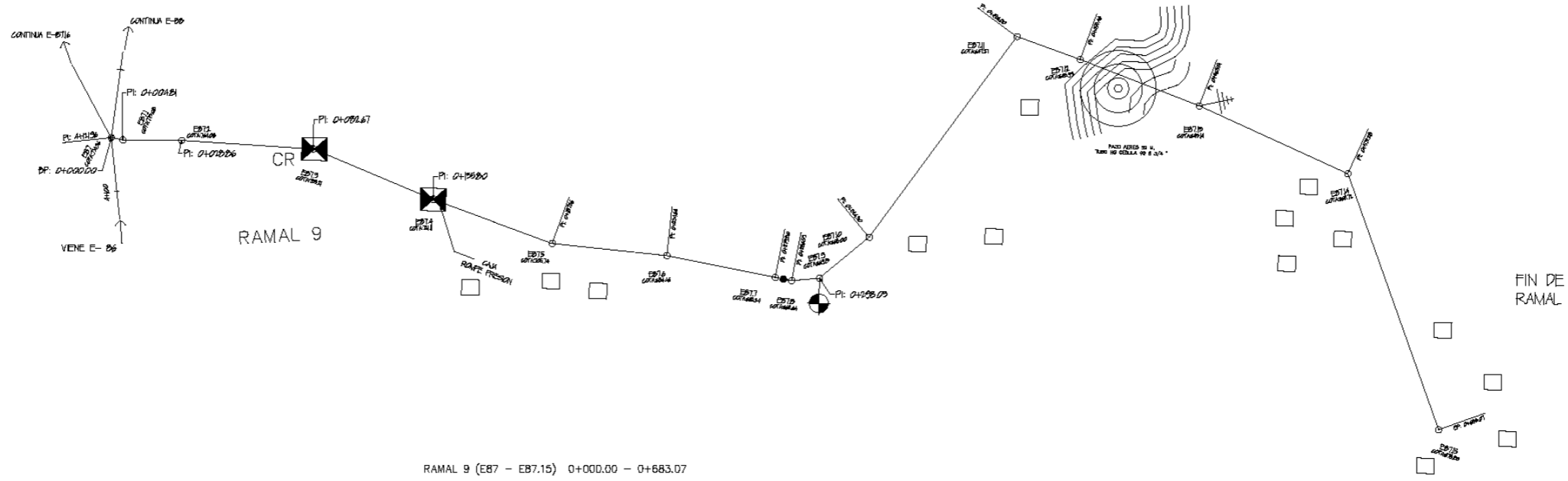
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
OCTUBRE 2017

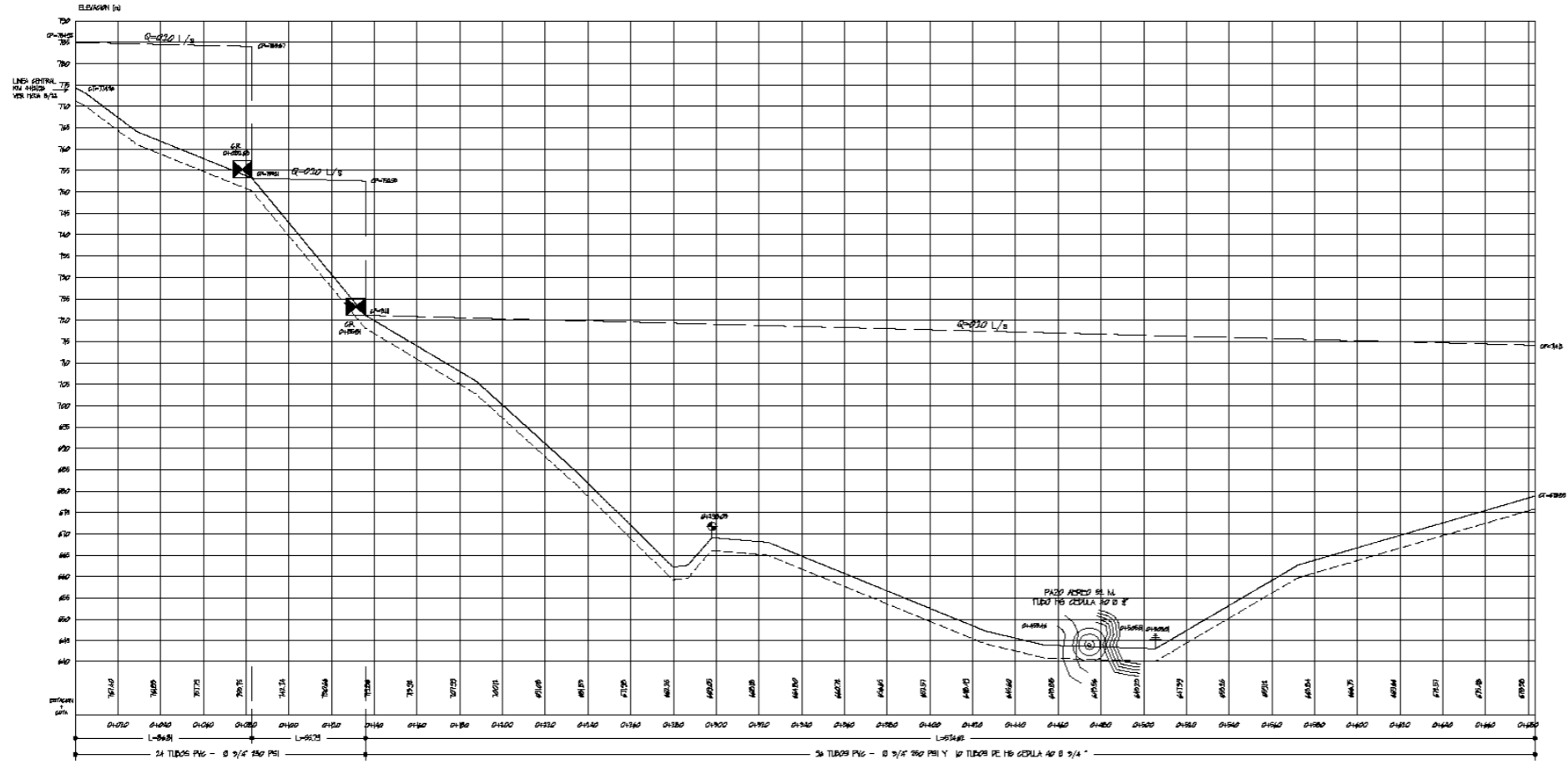
HOJA NO:
15 / 22

PLANTA Y PERFIL DE RAMALA 7 Y RAMAL 8 - KM 3+393.45 - CASERIO VEGA DE CHUAPEC

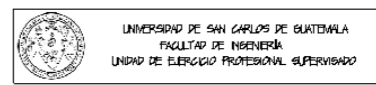
ESG. HOR. 1/1000 - VERT. 1/500



RAMAL 9 (E87 - E87.15) 0+000.00 - 0+683.07



NOMENCLATURA	
○	ESTACION TOPOGRAFICA
◼	CAPTACION DE AGUA
⊗	VALVULA DE COMPUERTA
⊙	VALVULA DE AIRE
⊕	VALVULA DE LIMPIEZA
---	LINEA DE C. PIZOMETRICA
ENo	NUMERO DE ESTACION
Q	CAUDAL (L/s)
CP	COTA PIZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
∅	DIAMETRO DE TUBERIA
⌋	QUEBRADA O RIO
□	CASAS
---	TUBERIA
⊗	NACIMIENTO DE AGUA
⌋	CANAL
⊙	PASO ANCHO DE ZANON O AREO
---	LINEA DE CONDUCCION
---	LINEA DE DISTRIBUCION
---	DISTRIBUCION DE RAMALES
⊗	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊗	CAJA ROMPE PRESION



PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAFEC, CUBILCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DEL RAMAL 9 E87 - E87.15

FECHA: 2017

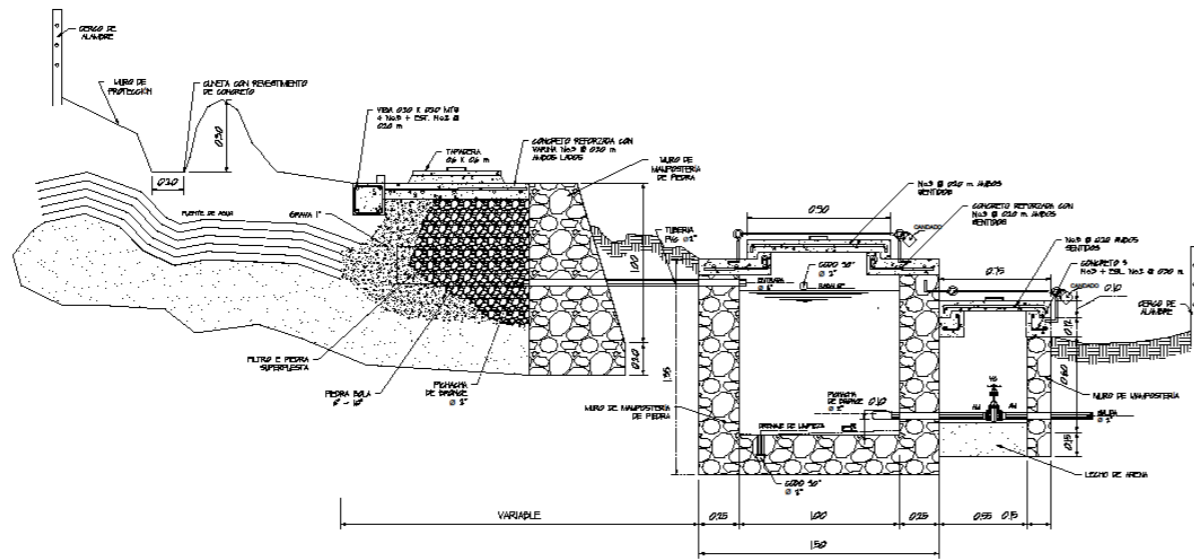
ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES

ESCALA: INDICADA

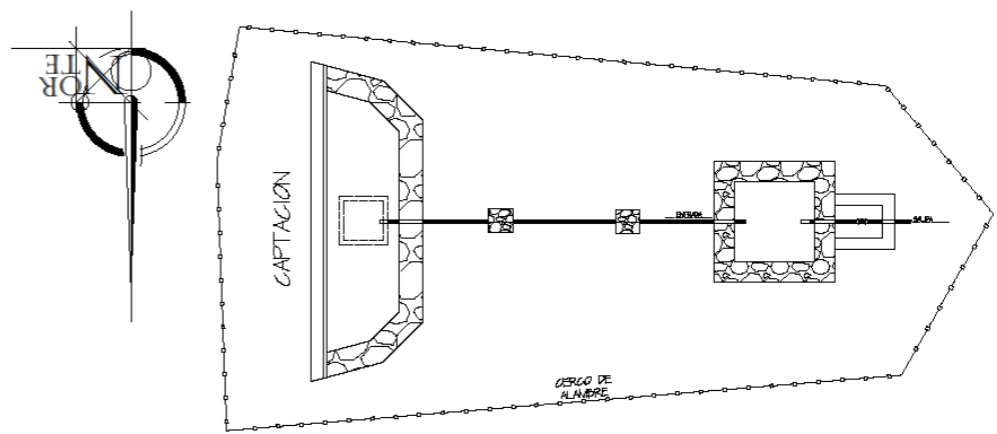
NO. DE HOJA: 16

TOTAL DE HOJAS: 22

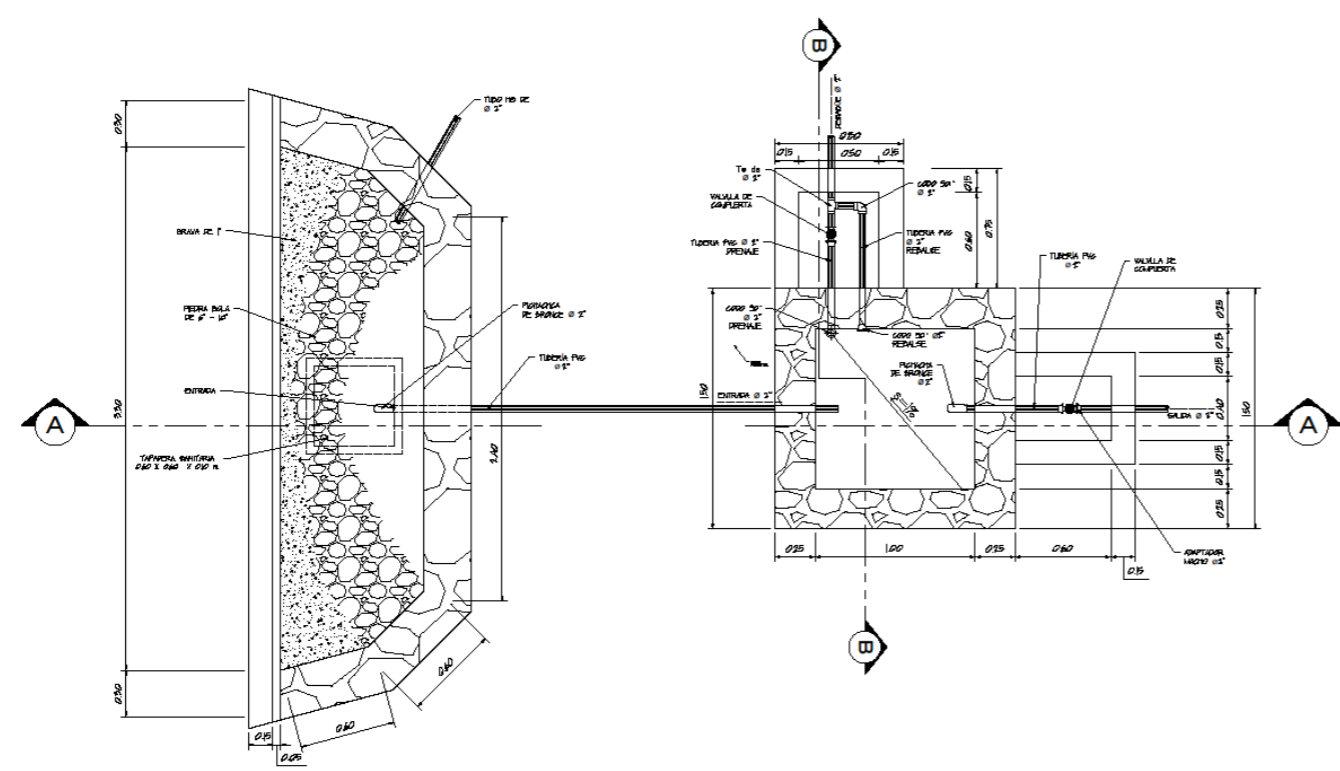
PLANTA Y PERFIL DEL RAMAL 9 - KM 4+|2|.96 - CASERIO VEGA DE CHUAFEC
ESC: HOR 1/1000 - VERT. 1/500



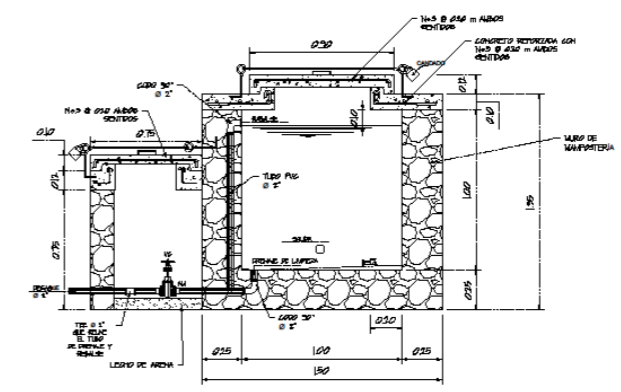
SECCION A - A DE CAPTACION TIPICA + CAJA REUNIDORA
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:20



DETALLE DE CAPTACION TIPICA + CAJA REUNIDORA
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:20



PLANTA DE CAPTACION TIPICA + CAJA DE VALVULAS
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:20

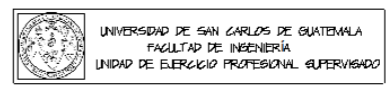


SECCION B-B DE CAJA TIPICA
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:20

NOTA

- MAPOSTERIA**
 - PIEDRA DOLA 20%
 - MORTERO #75
 - EL MORTERO A UTILIZA SABIETA
 - PROPORCION DE MEZCLA: CEMENTO-ARENA (1:2)
- CONCRETO**
 - f=410 kg/cm² PROPORCION DE MEZCLA: CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3)
- MUROS**
 - LOS MUROS DE MAPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:2)
 - LA PIEDRA DEBE COLOCARSE CUIDADOSAMENTE, DE PREFERENCIA A MANO SIN DEJARLA CAER O TIRARLA, PARA NO CAUSAR DAÑO A LAS FORMALETAS Y A LA TUBERIA.
 - TOPA LA PIEDRA ANTES DE SER COLOCADA, DEBE LIMPIARSE Y MOJARSE CON AGUA LIMPIA, A FIN DE EVITAR QUE LA PIEDRA ABSORBA AGUA DEL CONCRETO.
- LOSAS**
 - LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 2% HACIA LOS DOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERVIDA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:2)

- REFUERZO**
 - ACERO GRADO 40 (f_y = 2810 kg/cm²)
- REGRUBRIMIENTO**
 - E1 REGRUBRIMIENTO ESDE 3 CENTIMETROS.
- CERCO**
 - SE UTILIZARA ALAMBRE DE PUNAS Y POSTE, PARA LA PROTECCION DE LA OBRA.



PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBILCO, BAJA VERAPAZ

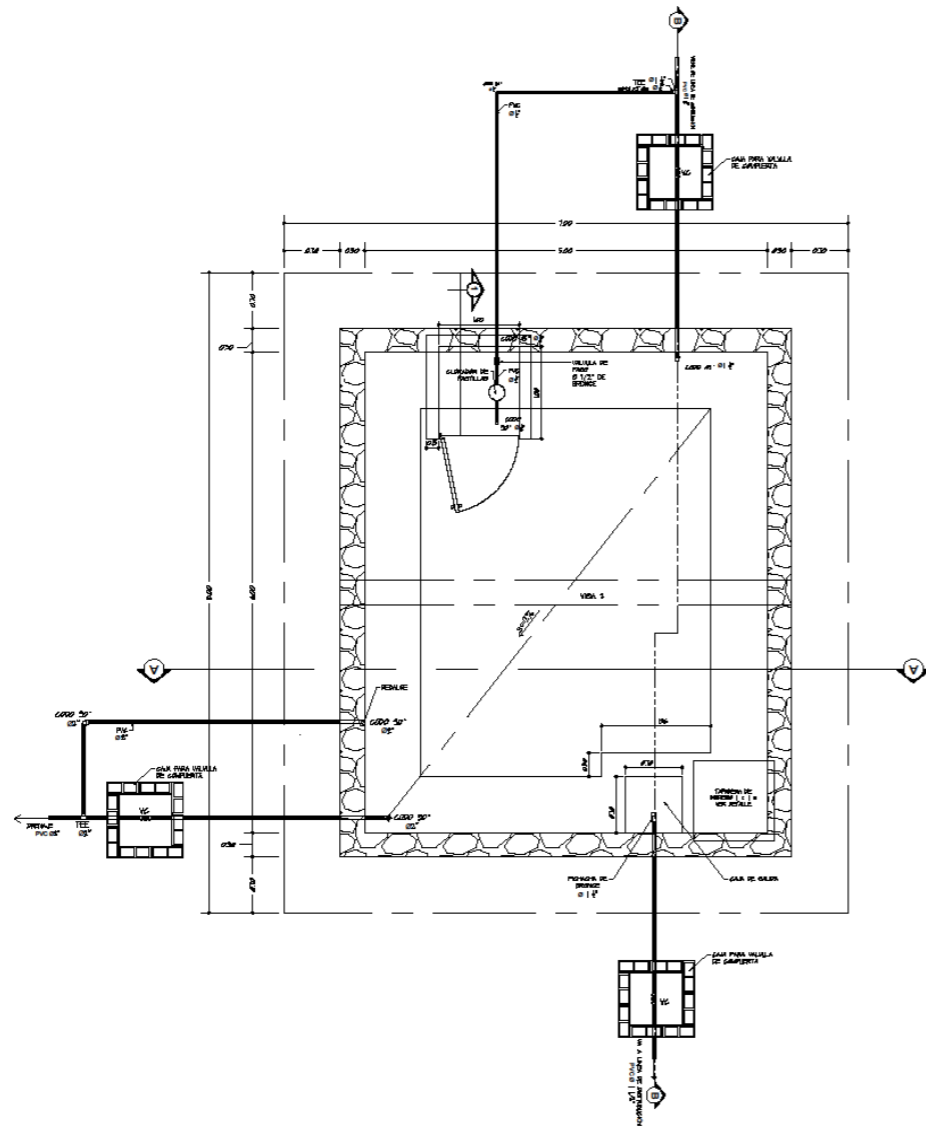
CONTENIDO:
DETALLE DE CAPTACION TIPICA +CAJA REUNIDORA

ELABORADO POR:
ELVIN DANIEL REYES REYES

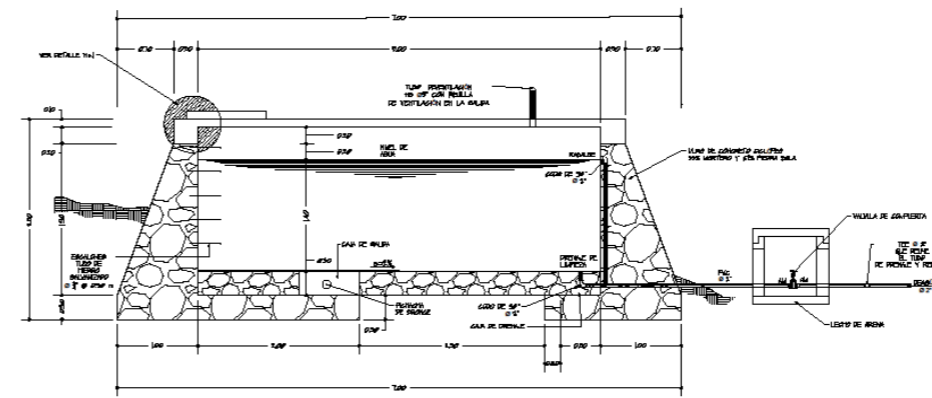
FECHA:
OCTUBRE 2017

INDICADA

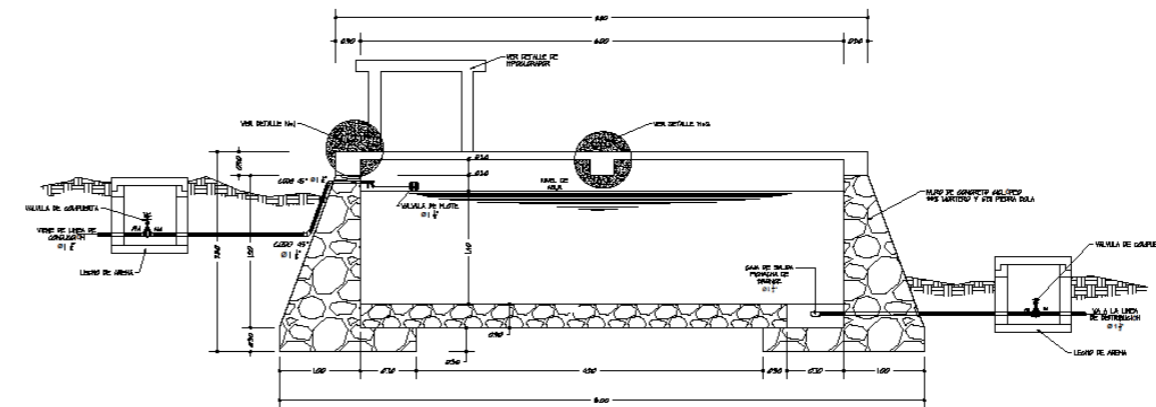
17 / 22



PLANTA DE TANQUE DE DISTRIBUCION
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:40



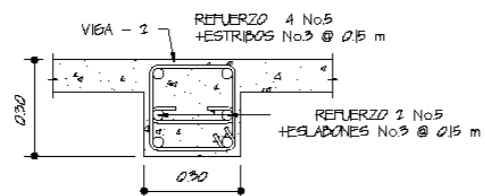
SECCION A - A
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:40



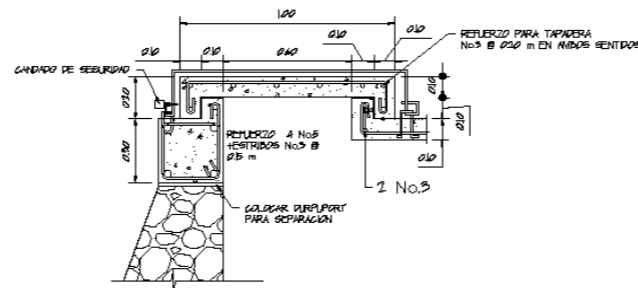
SECCION B - B
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:40

NOTA

- MAESTRERIA**
- PIEDRA DOLA 95%
 - MORTERO 4%
 - EL MORTERO A UTILIZA SABLETA PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA (3:1)
- CONCRETO**
- f_c = 210 kg/cm² PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA-PIEDRA (1:2:4)
- Muros**
- LOS Muros DE MAESTRERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABLETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (3:1)
 - LA PIEDRA DEBE COLOCARSE CLASIFICACION DE PREFERENCIA A MANO SIN DEJARLA CAER O TIRARLA PARA NO CAUSAR DAÑO A LAS FORMAS Y A LA TIERRA.
 - TODO LA PIEDRA ANTES DE SER COLOCADA DEBE LIMPIARSE Y MOJARSE CON AGUA LIMPIA A NUDO DE EVITAR QUE LA PIEDRA ABSORBA AGUA DEL CONCRETO.
- LOSAS**
- LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DRENADO DE AGUA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERRADA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (3:1)
 - EL TERRENO BAJO LA LOSA DE PISO DEBERA SER PERMANENTEMENTE APISONADA.
- REINFORZO**
- ACERO BRANCO A6 (f_y = 280 kg/cm²)
- REGLAMENTO**
- EL REGLAMENTO ES DE 9 CENTIMETROS.
- DETALLE**
- SE UTILIZARA ALAMBRE DE PUNO Y POSTE PARA LA PROTECCION DE LA LOSA.



DETALLE No. 2 VIGA-2
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:5



DETALLE No. 1 VIGA-1
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULGO, DAJA VERAPAZ

CONTENIDO: DISEÑO DE TANQUE DE DISTRIBUCION

FECHA:
OCTUBRE 2011

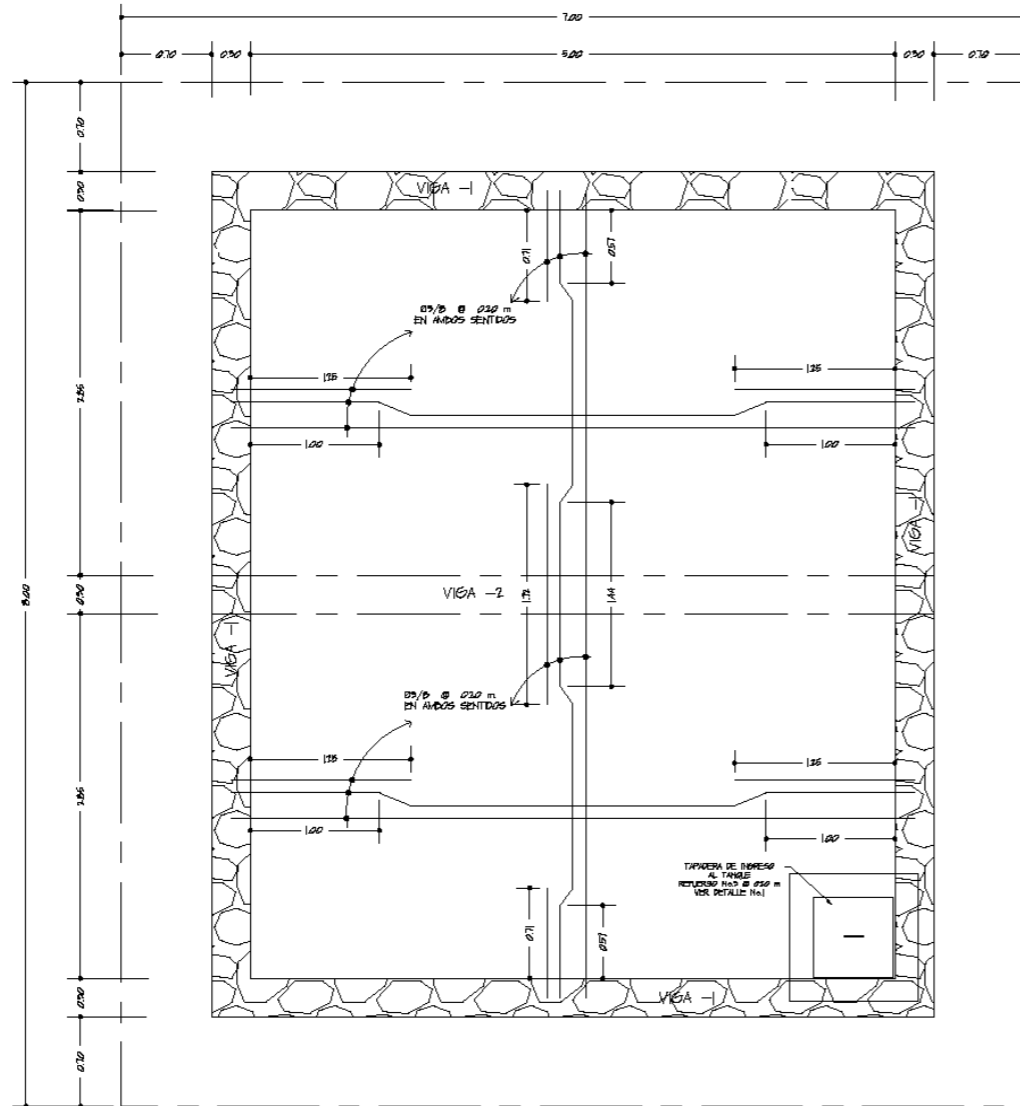
CALCULO DISEÑO Y FIRMA:
ELVIN DANIEL REYES REYES

ESCALA:
INDICADA

REVISOR:
NELSON GONZALEZ ALVARO

HOJA No:
18

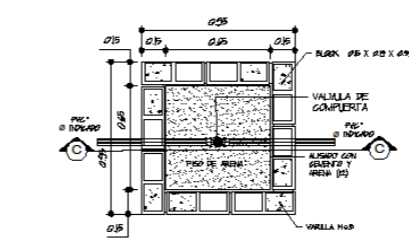
22



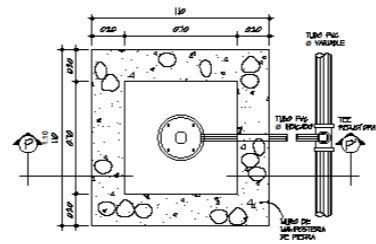
PLANTA DE TANQUE DE DISTRIBUCION
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:25

NOTA

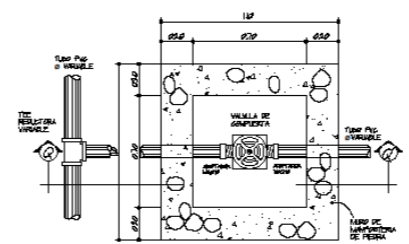
- MAMPOSTERIA**
 - PIEDRA DOLA 9005
 - MORTERO 1:3:6
 - EL MORTERO A UTILIZA SABETA PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA (1:3)
- CONCRETO**
 - 1:1:3 kg/cms PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA-PIEDRA (1:1:3)
- MUROS**
 - LOS MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA DEBEN IMPERMEABILIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:3)
 - LA PIEDRA DEBE COLGARSE GUARDAMENTE, DE PREFERENCIA A MANO SIN DEJARLA CAER O TIRARLA PARA NO CAUSAR DAÑO A LAS FORMALETAS Y A LA TUBERIA
 - TOCA LA PIEDRA ANTES DE SER COLGADA, DEBE LIMPIARSE Y MOJARSE CON AGUA LIMPIA, A FIN DE EVITAR QUE LA PIEDRA ABSORBA AGUA DEL CONCRETO.
- BASE**
 - LA BASE DE LAS CASAS DE LAS VALVULAS DE AIRE Y LIMPIEZA SERA DE LEGUA DE ARENA.
- REFERENCIO**
 - ACERO BRUNO A3 (fy= 2810 kg/cms)
- REQUERIMIENTO**
 - EL REQUERIMIENTO ES DE 9 CENTIMETROS.
- SEGURIDAD**
 - TOCOS LAS CASAS DE AIRE, LIMPIEZA, COMPUERTA Y TAPADERAS DEL TANQUE DEBEN DE TENER GANCHO DE SEGURIDAD.



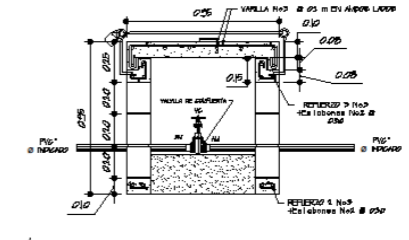
PLANTA DE VALVULA DE COMPUERTA
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10



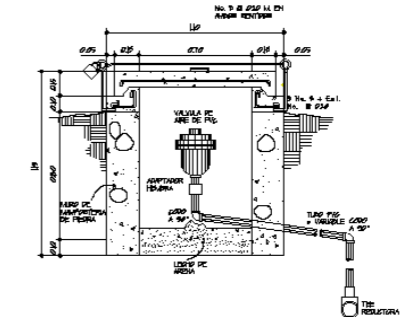
PLANTA DE VALVULA DE AIRE
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10



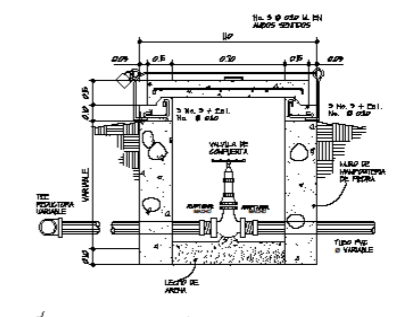
PLANTA DE VALVULA DE LIMPIEZA
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10



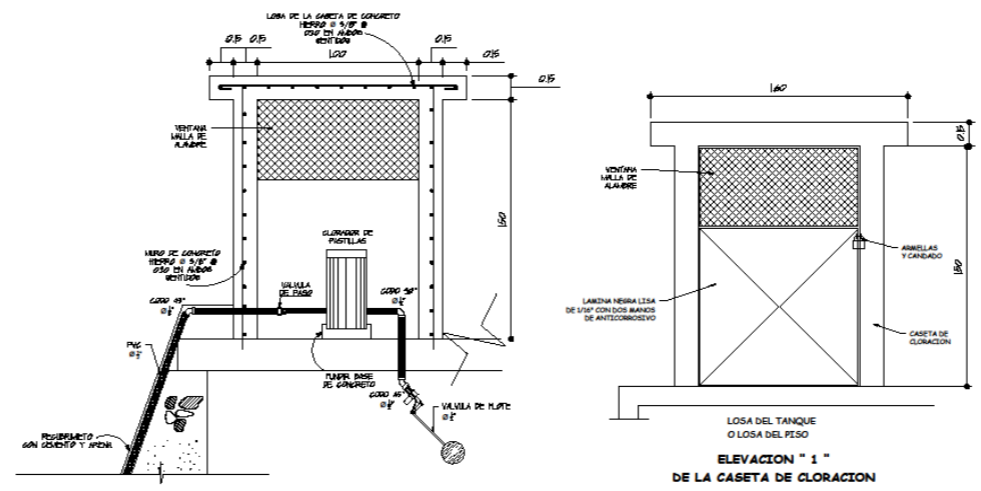
SECCION C - C
VALVULA DE COMPUERTA
ESCALA 1:10



SECCION P - P
VALVULA DE AIRE
ESCALA 1:10



SECCION Q - Q
VALVULA DE LIMPIEZA
ESCALA 1:10



SECCION " 1 - 1 "
DETALLE DE HIPOCLORADOR
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

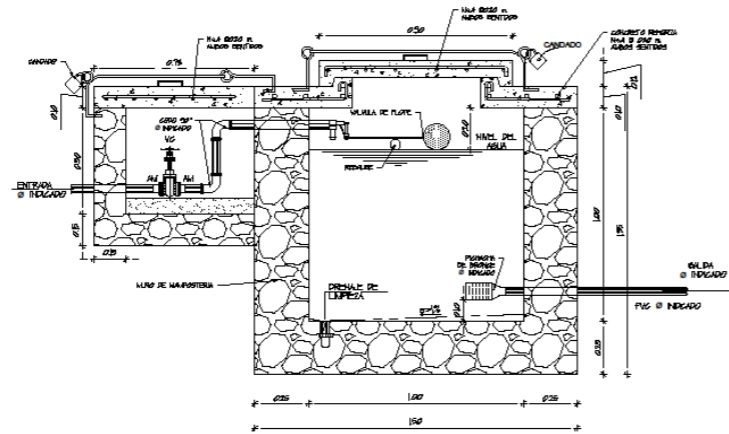
CONTENIDO:
DETALLES DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y DETALLES DE VALVULAS

CASERO DISEÑO Y REALIZADO:
ELVIN DANIEL REYES REYES

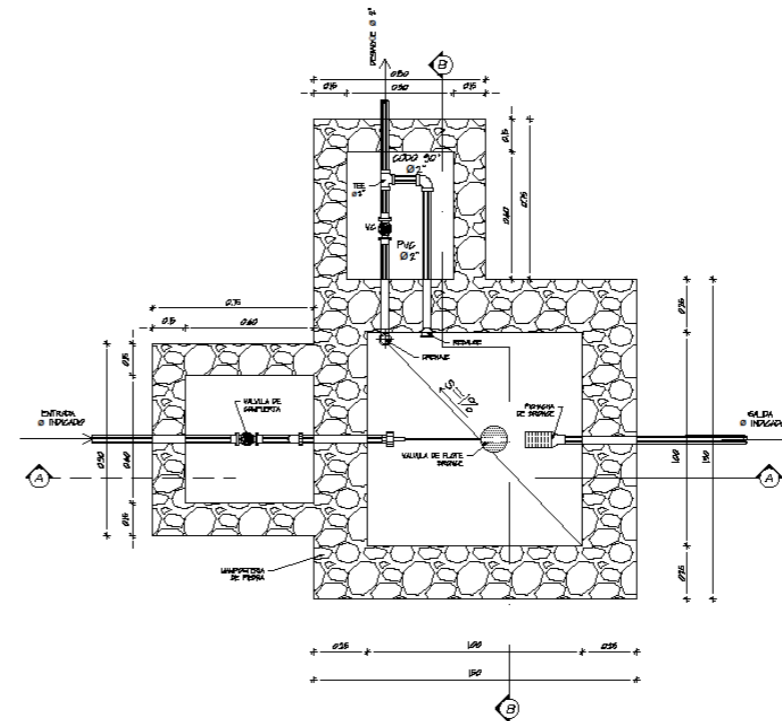
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
OCTUBRE 2011

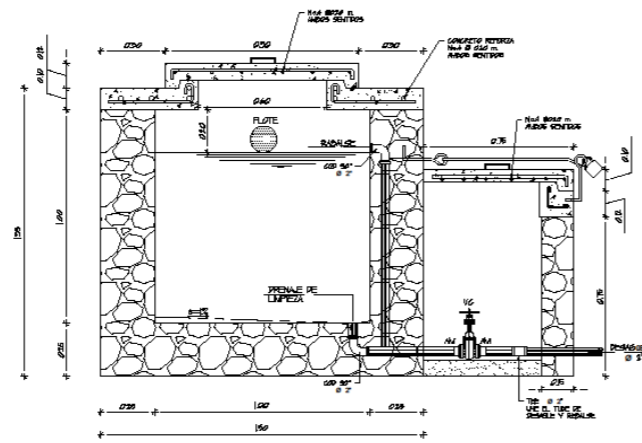
HOJA NO:
19 / 22



CORTE A - A
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10



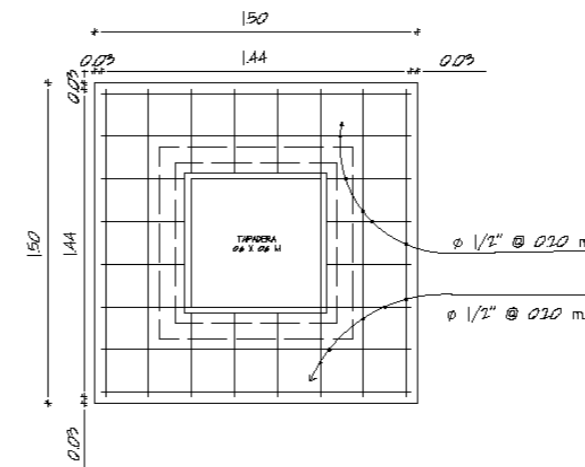
PLANTA DE CAJA ROMPE-PRESION
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10



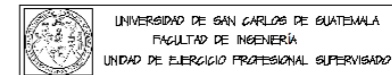
CORTE B - B
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10

NOTA

- MAMPUESTERIA**
 - PIEDRA BOLA 200
 - MORTERO 0.7%
 - EL MORTERO A UTILIZA SIGUETA PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA (1:3)
- CONCRETO**
 - F=2400 kg/cm² PROPORCION DE MEZCLA CEMENTO-ARENA-PIEDRA (1:2:5)
- MUROS**
 - LOS MUROS DE MAMPUESTERIA DE PIEDRA DEBEN INTERMEDIALIZARSE POR MEDIO DE UNA CAPA DE SIGUETA DE PROPORCION CEMENTO-ARENA (1:3)
 - LA PIEDRA DEBE COLOCARSE GUIADAMENTE, DE PREFERENCIA A MANO SIN DEJARLA CAER O TIRARLA PARA NO CAUSAR DAÑO A LAS FORMALETAS Y A LA TUBERIA
 - TODO LA PIEDRA ANTES DE SER COLOCADA DEBE LIMPIARSE Y MOJARSE CON AGUA LIMPIA, A MEDIO DE ENTARQUE LA PIEDRA ABSORBA AGUA DEL CONCRETO
- LOSAS**
 - LA LOSA DE CONCRETO DEBE DARSELE UN DESNIVEL DE 1% HACIA LOS LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERADA CON CEMENTO-ARENA EN PROPORCION (1:3)
- REFUERZO**
 - ACERO GRABADO A2 (1.7)-2810 kg/cm²
- REQUERIMIENTO**
 - EL REQUERIMIENTO ES DE 3 CENTIMETROS
- SEGURIDAD**
 - LAS TAPADERAS DE LAS CAJAS ROMPE PRESION DEBEN DE TENER CANTARO DE SEGURIDAD



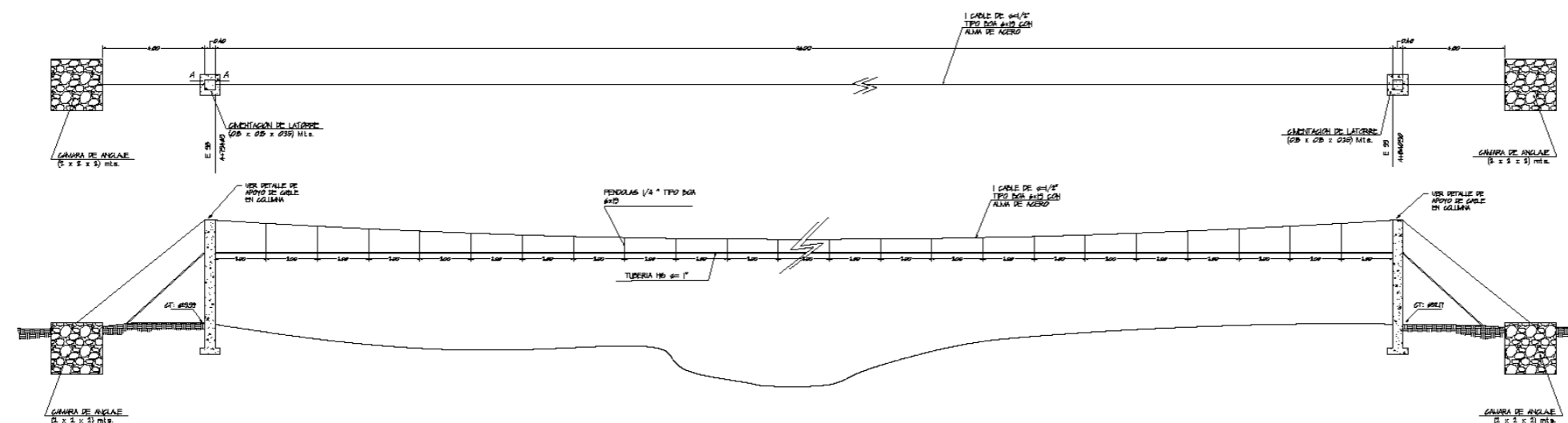
DETALLE DE ARAMADURA DE LOSA
CASERIO VEGA DE CHUAPEC
ESCALA 1:10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CIBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: DETALLE DE CAJA ROMPE PRESION
FECHA: 02/12/2017
DISEÑADO Y REVISADO: ELVIN DANIEL REYES REYES
ESCALA: INDICADA
NO LES QUESIONAR ALGO
FECHA: 20/12

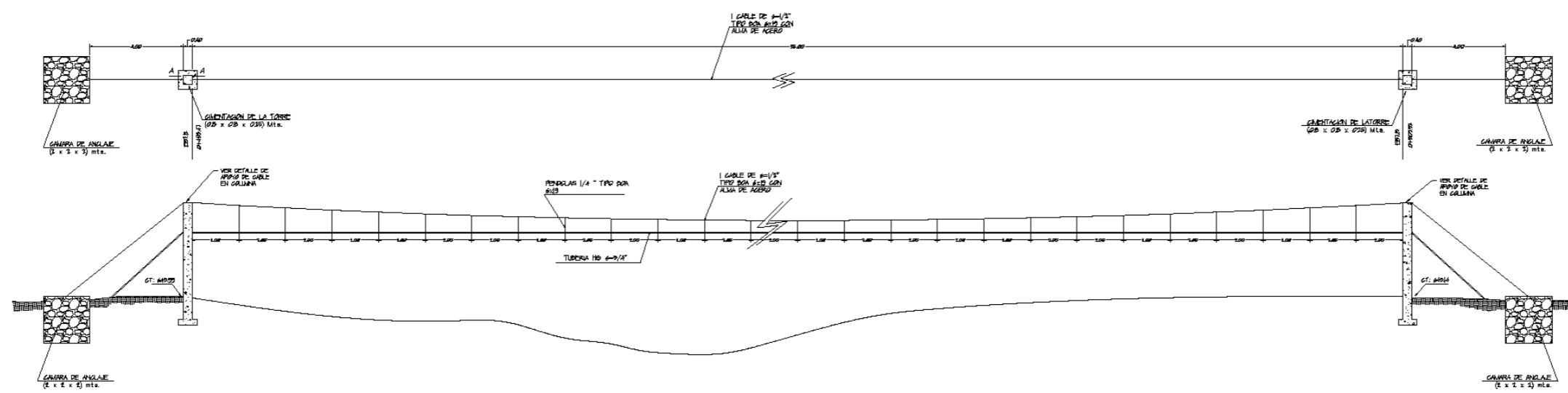


No. De Pendulos	X(m)	Long. De Pendulo
1	2	1.42
2	4	1.26
3	6	0.91
4	8	0.82
5	10	0.74
6	12	0.67
7	14	0.61
8	16	0.57
9	18	0.53
10	20	0.51
11	22	0.50
12	24	0.50
13	26	0.51
14	28	0.53
15	30	0.57
16	32	0.61
17	34	0.67
18	36	0.74
19	38	0.82
20	40	0.91
21	42	1.01
22	44	1.12
Longitud Parcial de Pendulos		18.80

LOCALIZACION DE LOS PASES AEREOS DE TUBERIAS

LINEA DE DISTRIBUCION	KM
Inicial	4+734.69
Final	4+840.90

ELEVACION Y PLANTA DE PASO AEREO No.1 L=46 MTS.
CASERIO VEGA DE CHUAPEC E98 - E99
ESCALA 1:100



LONGITUD DE PENDULOS DE PASO AEREO DE 52 MTS.

No. de Pendulos	X(m)	Long. De Pendulo
1	2	1.14
2	4	1.04
3	6	0.84
4	8	0.85
5	10	0.78
6	12	0.71
7	14	0.65
8	16	0.61
9	18	0.57
10	20	0.54
11	22	0.51
12	24	0.50
13	26	0.50
14	28	0.50
15	30	0.51
16	32	0.54
17	34	0.57
18	36	0.61
19	38	0.66
20	40	0.71
21	42	0.78
22	44	0.85
23	46	0.94
24	48	1.04
25	50	1.14
Longitud Parcial de Pendulos		20.92

LOCALIZACION DE LOS PASES AEREOS DE TUBERIAS

RAMAL DERIVADO DEL Km	Km
Inicial	0+490.92
Final	0+573.28

ELEVACION Y PLANTA DE PASO AEREO No.2 L=52 MTS.
CASERIO VEGA DE CHUAPEC E87.12 - E87.13
ESCALA 1:100

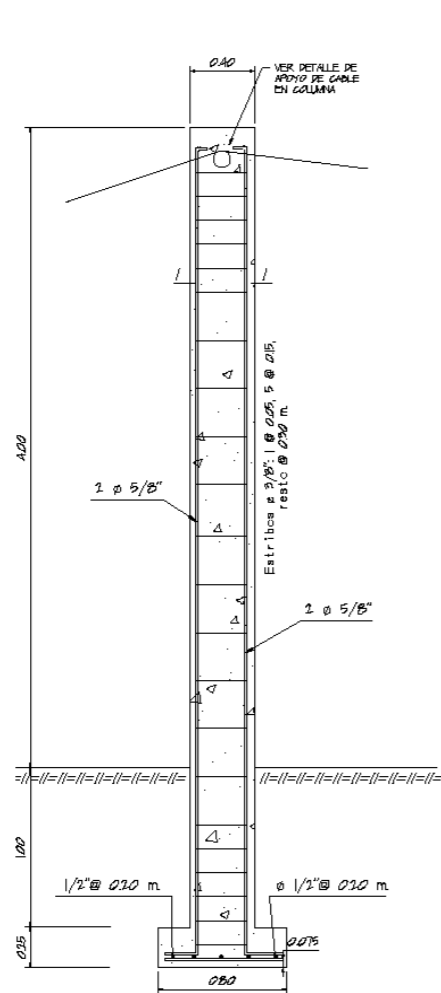
ESPECIFICACIONES	REQUERIMIENTOS
f'c = 210 kg/cm ²	Columnas = 250 cm
f'y = 4300 kg/cm ²	Columnas = 300 cm
Cable # 1/2" = Acero tipo DCA con alma de acero # 3	
Pendulos = Acero redondo A-36 (f'y = 3510 kg/cm ²)	
Pernos, ojas y abrazaderas = Acero A-36 (f'y = 4300 kg/cm ²)	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CUBULUCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: ELEVACION Y PLANTA DE PASOS AEREOS

ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES
INDICADA: NELLUS GONZALEZ ALVARO
FECHA: 21/10/2011
FOLIO: 21/22



CORTE A-A DE COLUMNA Y CIMENTACION
CASERIO CHUAPEC ESCALA 1/20

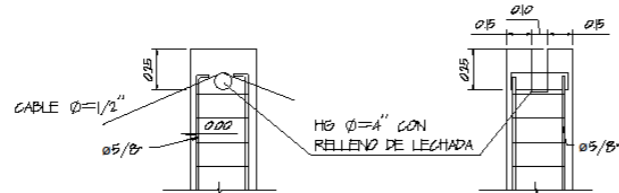
NOTA

- CONCRETO CICLOPEO**
- PIEDRA BOLA 33%
 - MORTERO 67%
 - EL MORTERO A UTILIZA SABIETA
 - PROPORCIÓN DE MEZCLA: CEMENTO-ARENA (1:2).
 - LA PIEDRA DEBE COLOCARSE CUIDADOSAMENTE, DE PREFERENCIA A MANO, SIN DEJARLA CAER O TIRARLA. TODA LA PIEDRA ANTES DE SER COLOCADA, DEBE LIMPIARSE Y MOJARSE CON AGUA LIMPIA, A MODO DE EVITAR QUE LA PIEDRA ABSORBA AGUA DEL CONCRETO.

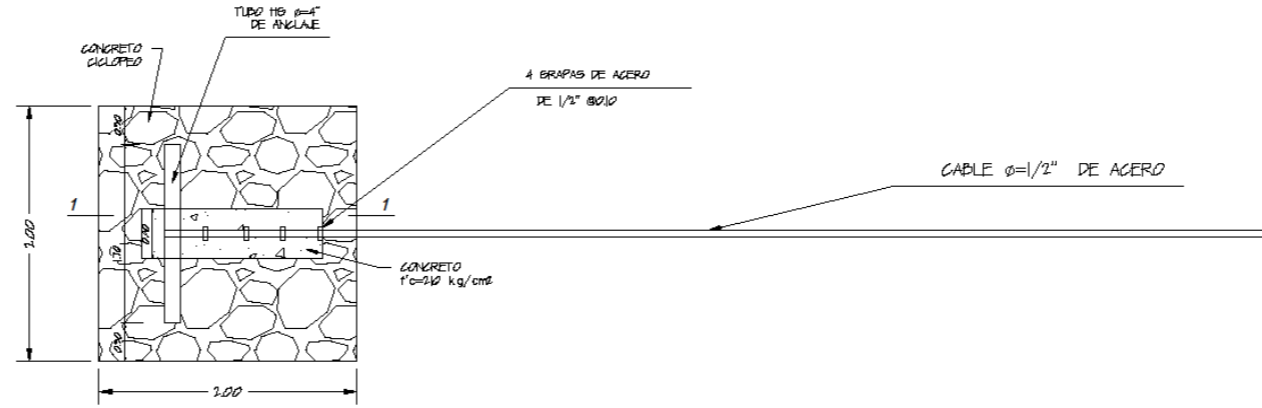
- CONCRETO**
- $f_c=210$ kg/cm² PROPORCIÓN DE MEZCLA: CEMENTO-ARENA-PIEDRIN (1:2:3).

- REFUERZO**
- ACERO GRADO 40 ($f_y=2810$ kg/cm²)

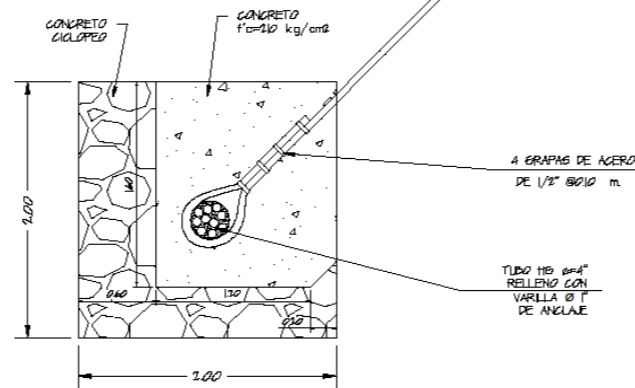
- RECUBRIMIENTO**
- COLUMNA 3.0 CM.
 - ZAPATA 7.5 CM.



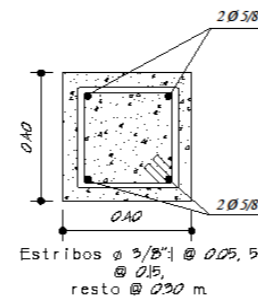
DETALLE DE APOYO DE COLUMNA
CASERIO CHUAPEC ESCALA 1/5



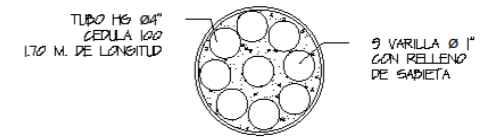
PLANTA DE DETALLE DE ANCLAJE
CASERIO CHUAPEC ESCALA 1/20



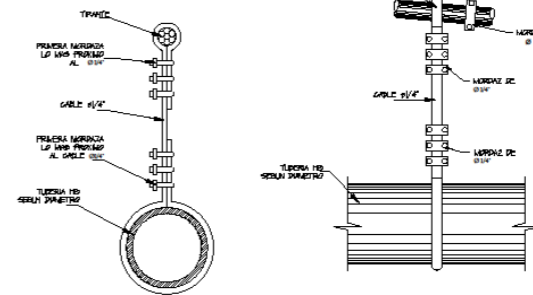
ELEVACION DE DETALLE DE ANCLAJE
CASERIO CHUAPEC ESCALA 1/20



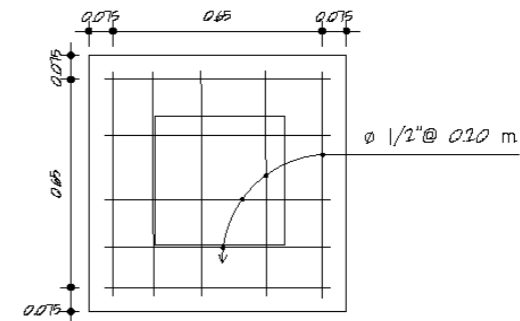
SECCION H- DETALLE DE COLUMNA
CASERIO CHUAPEC ESCALA 1/5



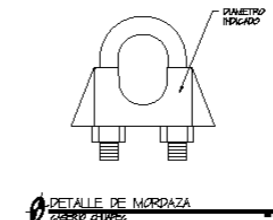
DETALLE DE TUBO 4" PARA ANCLAJE
CASERIO CHUAPEC



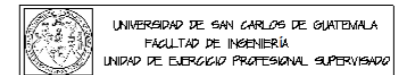
DETALLE DE SUSPENSION DE TUBO
CASERIO CHUAPEC



ARMADO DE ZAPATA
CASERIO CHUAPEC ESCALA 1/20



DETALLE DE MORDAZA
CASERIO CHUAPEC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

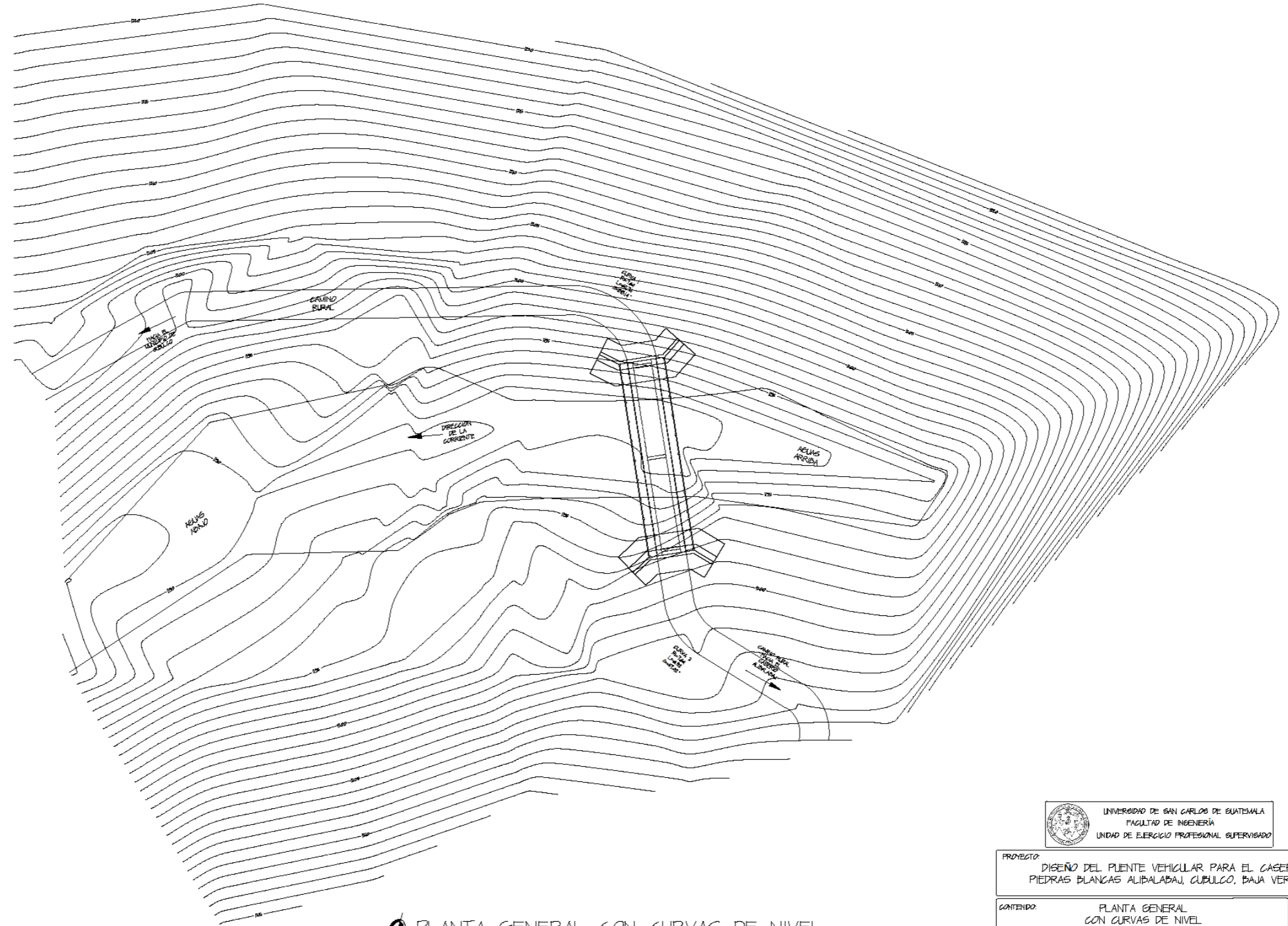
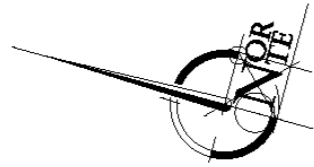
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL CASERIO VEGA DE CHUAPEC, CIBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: DETALLES DE PASOS AEREOS

FECHA: DICIEMBRE 2011

INDICADA

22 / 22



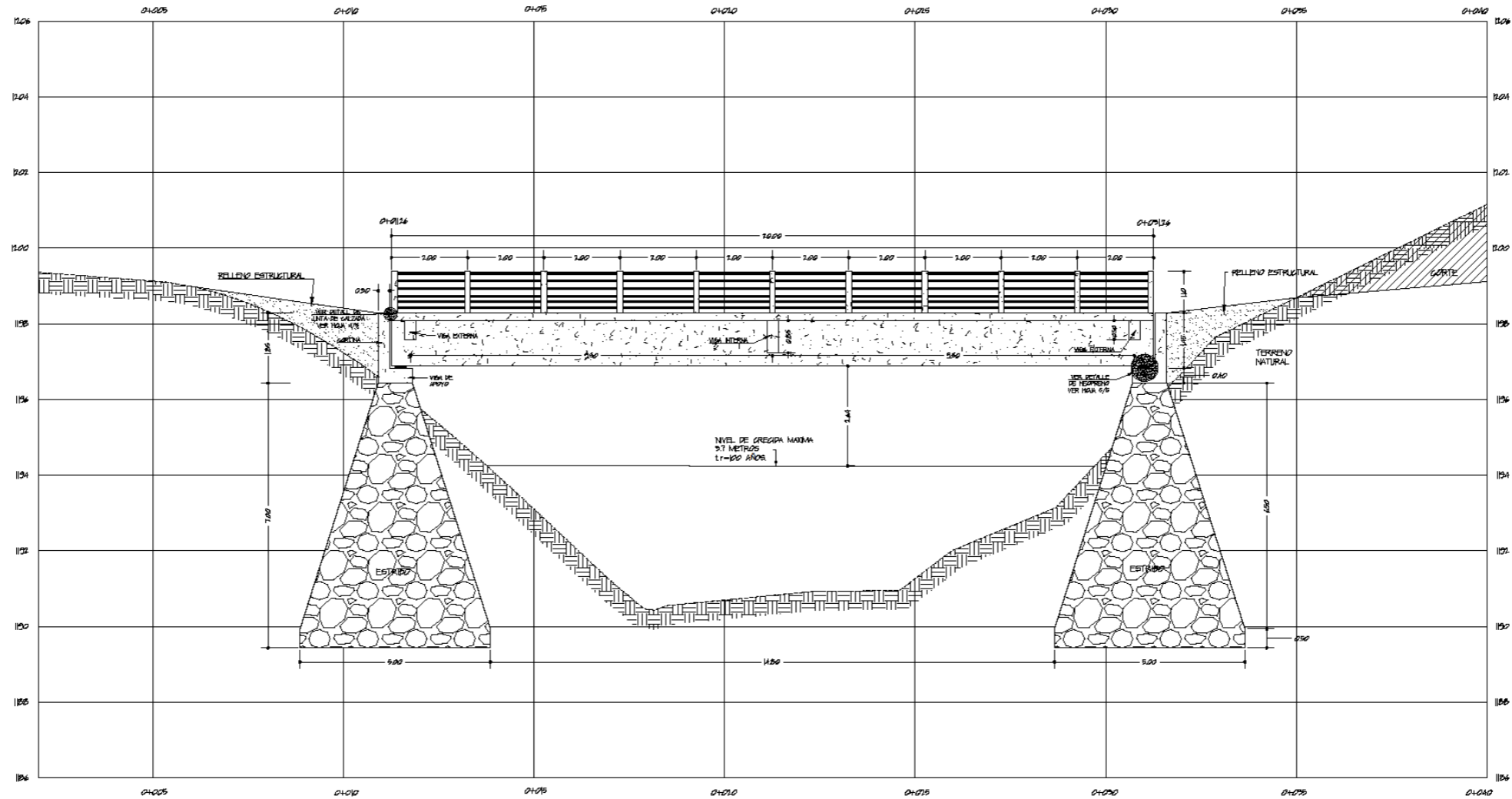
 PLANTA GENERAL CON CURVAS DE NIVEL
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1:200

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERIO
PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, CUBULCO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PLANTA GENERAL CON CURVAS DE NIVEL FECHA: OCTUBRE 2011

ALUMNO: PIERO Y ROSA ELVIN DANIEL REYES REYES	DISEÑADO POR: DR. LUIS GERARDO ALFARO ALCANTARA	HOJA NO:
INDICADA		1 / 5



PERFIL DEL PUENTE
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ

ESCALA 1:50

NOTA

- CARGA VIVA: VEHICULO C2 DE 155 TONELADAS (DIRECCION GENERAL DE CAMINOS AGUERO SUBSERVATIVO 973-210)
- CONCRETO
 - f_{cm} = 4000 PSI (281 kg/cm²) RESISTENTE A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS
- REFUERZO
 - ACERO GRADO 60 (f_y = 4200 kg/cm²)
- CONCRETO CICLOPEO PARA ESTRIBOS
 - SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DEL LIBRO AZUL DE CAMINOS. LA PIEDRA TENDRA UN DIAMETRO NO MAYOR A 30 CENTIMETROS, LAVADA, COLOCADA A MANO, SOLIDA Y DE CARAS FRACTURADAS PARA UNA MEJOR ADHERENCIA DEL CONCRETO.
 - 67% CONCRETO DE RESISTENCIA 210 kg/cm²
 - 33% PIEDRA
- RECUBRIMIENTO SE UTILIZA A PARTIR DE LOS ROSTROS DE LA BARRA A LA SUPERFICIE DEL CONCRETO:
 - CIMENTOS Y MUROS = 5 cm.
 - LOSAS: CANA SUPERIOR 5 cm Y CANA INFERIOR 25 cm.
 - VIGAS = 5 cm.
- RELLENOS ESTRUCTURALES:
 - SE DEBE SUMINISTRAR MATERIAL GRANULAR DE LIBRE DRENAJE, LIBRE DE EXCESO DE HUMEDAD, TURBA, TIRONES DE ARCILLA, RAICES, CEPED U OTRO MATERIAL ORGANICO.
 - CADA CAPA SE DEBE COMPACTAR COMO MINIMO AL 50% DE LA DENSIDAD MAXIMA Y LOS ULTIMOS 20 CENTIMETROS SUPERIORES DEBEN COMPACTARSE COMO MINIMO AL 90% DE LA DENSIDAD MAXIMA.

LOS BANCHOS SE DOBLAN EN FRIO, PARA UNA DOBLEZ DE 180° SE DEBERA DEJAR UNA EXTENSION DE 60 DE LAS VARILLAS, Y EN DOBLEZ DE 90° SE DEBE DEJAR UNA EXTENSION DE 120 DE LAS VARILLAS.

LOS EMPALMES SE HARA 240 DE LA BARRA DE ACERO PARA DIAMETROS MENOR A 1" Y 410 PARA DIAMETROS MAYORES A 1", PERO NO MENOR A 030 METROS. EN PAQUETES DE BARRA DEBEN TERMINAR EN PUNTOS ESCALONADOS A 400 DE LA BARRA COMO MINIMO.

PARA PAQUETES DE BARRAS, LA LONGITUD DE DESARROLLO SE PUEDE COMO AQUELLA DE LA BARRA INDIVIDUAL UN 20% PARA PAQUETES DE 3 BARRAS Y UN 30% PARA PAQUETES DE 4 BARRAS.

EL POSICIONAMIENTO DE LOS EMPALMES SERA INTERCALADO RESPECTO A LA VARILLA LONGITUDINAL O TRANSVERSAL, NO SE PERMITIRAN EMPALMES MEDIANTE SOLDADURA. TODOS LOS EMPALMES SE DEBEN UNIR MEDIANTE ALAMBRE DE ANARRE COLOCADO DE TAL MANERA QUE REGULE LA LONGITUD DE DESARROLLO EN FORMA CONTINUA.

LOS ESTRIBOS Y ESPLANOS SE DOBLAN EN FRIO PARA LOS BANCHOS ANTIEMBUROS EN DOBLEZ DE 180° Y 180° SE DEBERA DEJAR UNA EXTENSION DE 60 DE LAS VARILLAS, Y EL MINIMO SERA 5 CENTIMETROS.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERIO
PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, CUBULGO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: PERFIL DEL PUENTE VEHICULAR

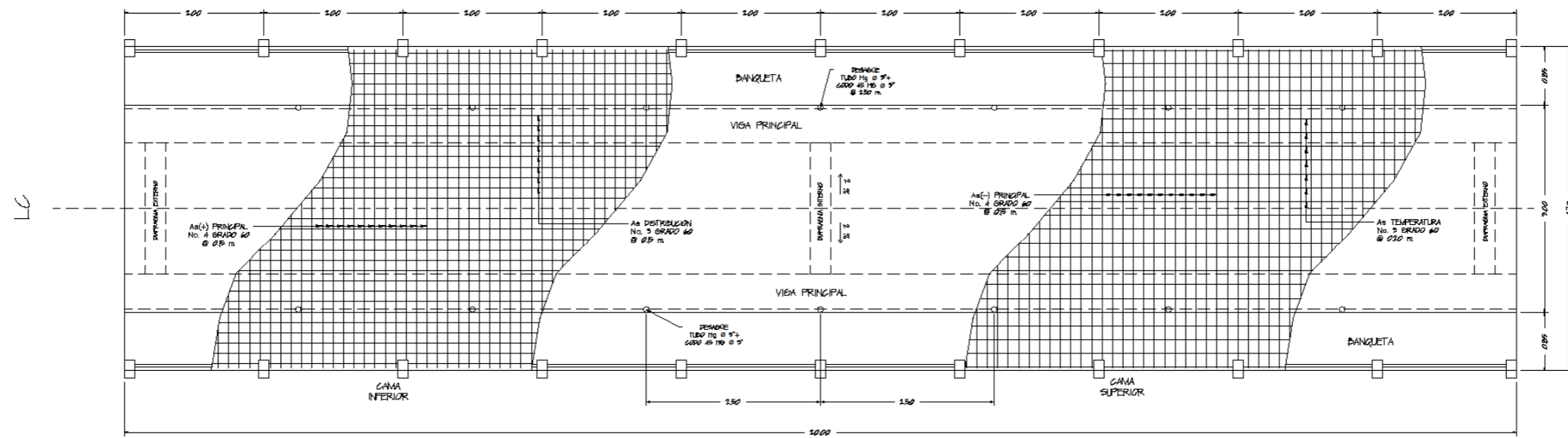
CALCULO DISEÑO Y DISEÑO:
ELVIN DANIEL REYES REYES

ESCALA: INDICADA

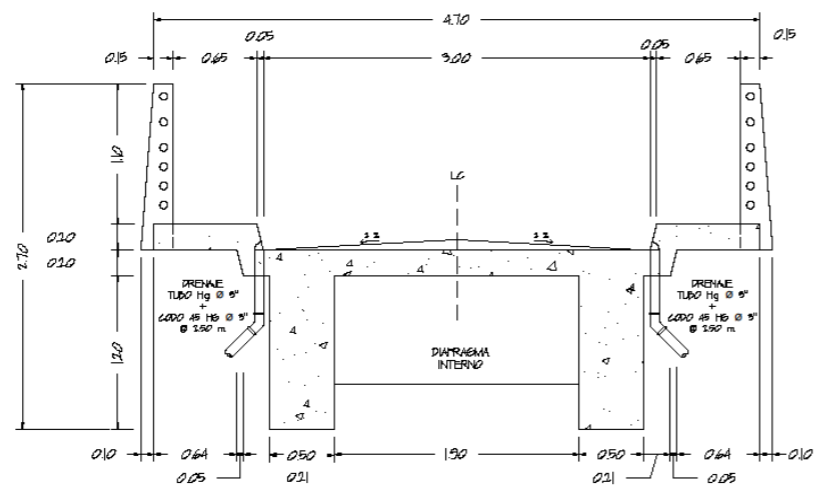
FECHA:
OCTUBRE 2017

HOJA NO:
2 / 5

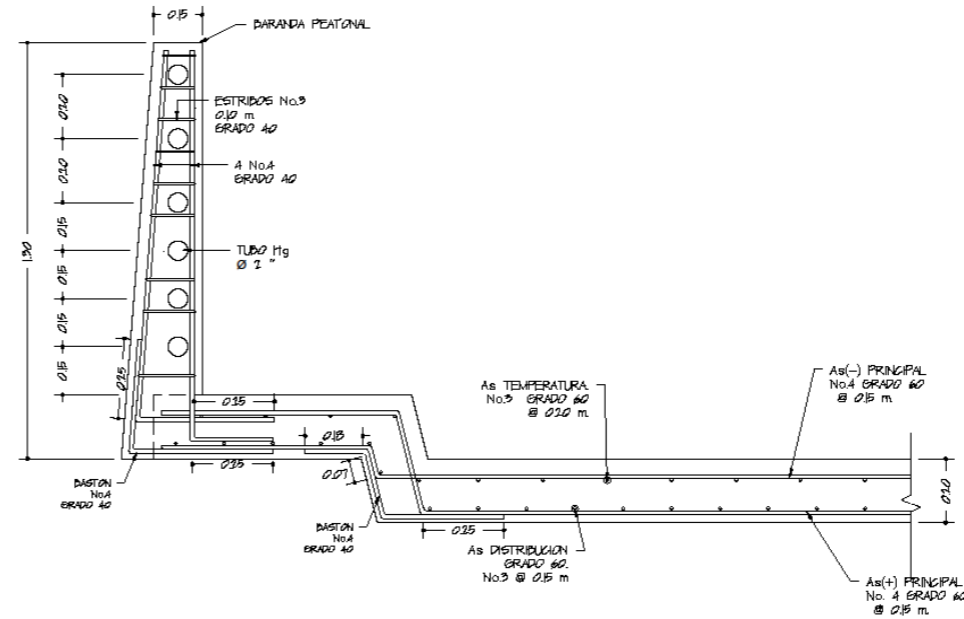
NO LOS SEÑOROS ALFARO
ARCAIZ-REFORMAR



PLANTA DE ARMADO DE LOSA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ
ESCALA 1/50

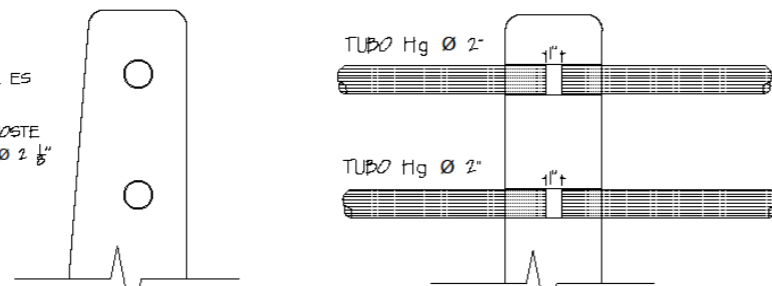


ELEVACION DE PUENTE VIGA-LOSA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ
ESCALA 1/25



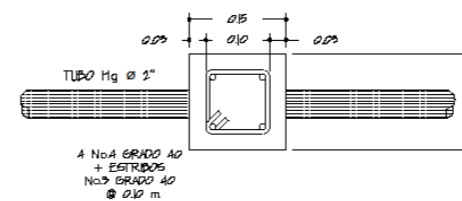
CONEXION BARANDA - LOSA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ
ESCALA 1/10

NOTA:
EL DIAMETRO DEL RIEL ES DE Ø 2"
LA AVERTURA EN EL POSTE PARA EL RIEL ES DE Ø 2 1/8"



DETALLE DE JUNTA DE DILATACION
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ
ESCALA 1/5

LOS RIELES TENDRAN UNA SEPARACION DE 1" ENTRE SI, DENTRO DE LOS POSTES.



SECCION BARANDA PEATONAL
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ
ESCALA 1/5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERIO
PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, CUBULGO, BAJA VERAPAZ

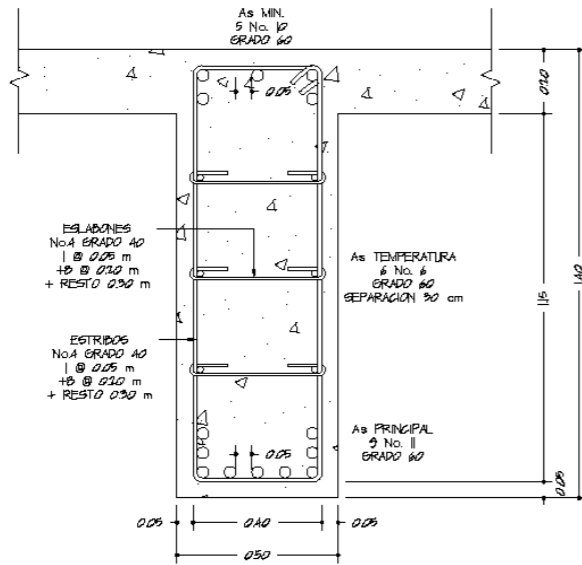
CONTENIDO: DETALLES DE LOSA Y BARANDA PEATONAL

ELABORADO POR:
ELVIN DANIEL REYES REYES

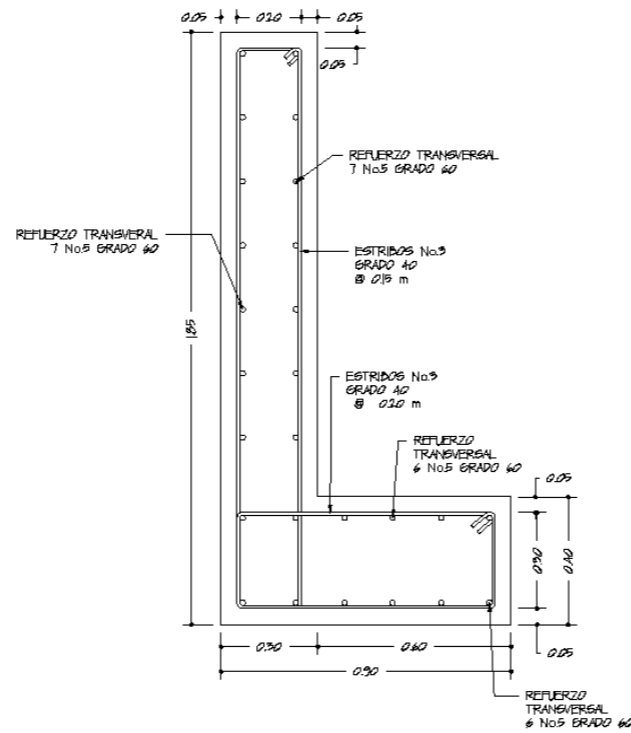
ESCALA:
INDICADA

HOY NO. 3

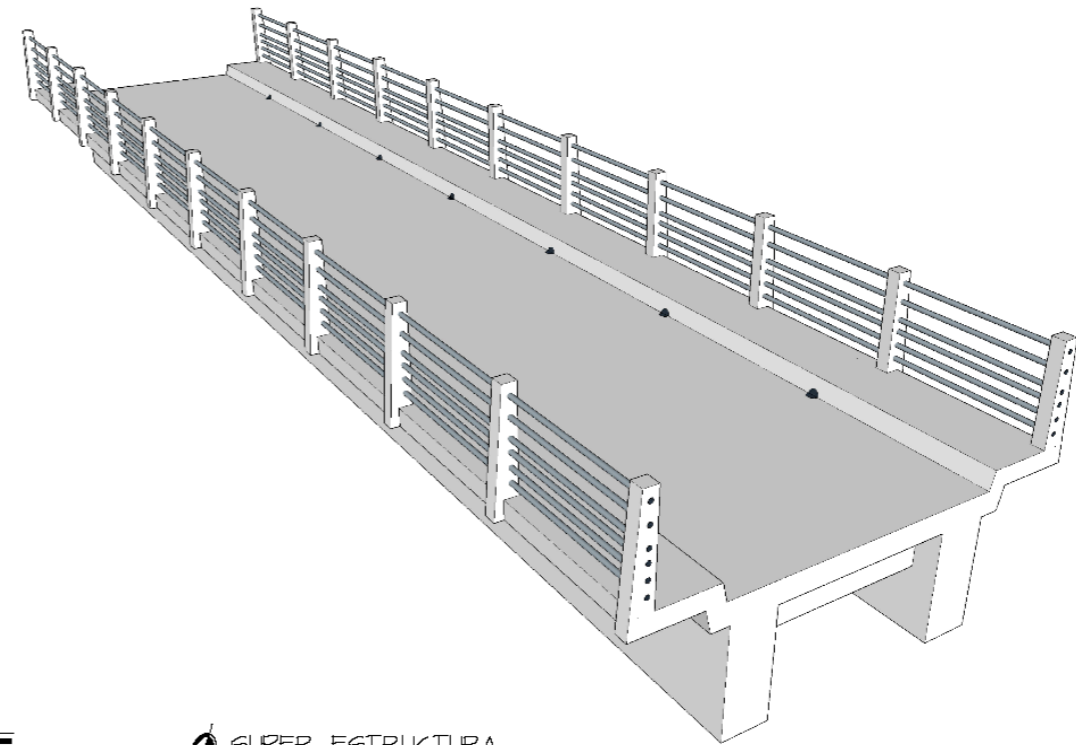
FECHA:
OCTUBRE 2017
HOJA NO. 5



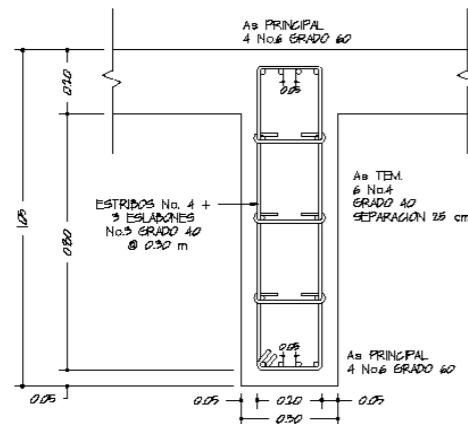
SECCION VIGA PRINCIPAL
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/10



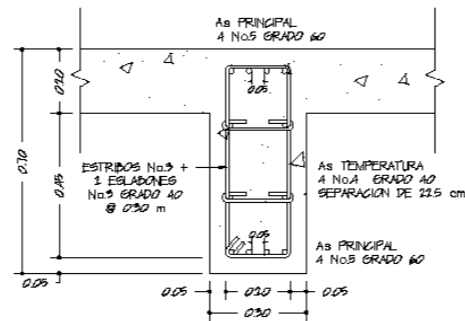
VIGA DE APOYO
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/10



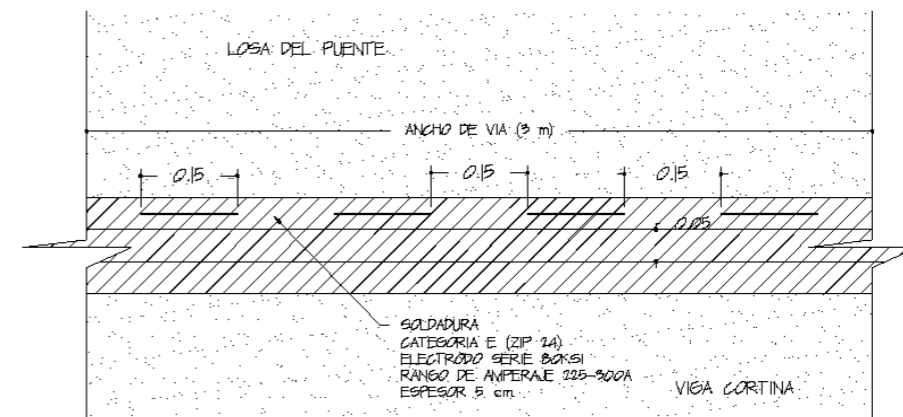
SUPER ESTRUCTURA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ SIN ESCALA



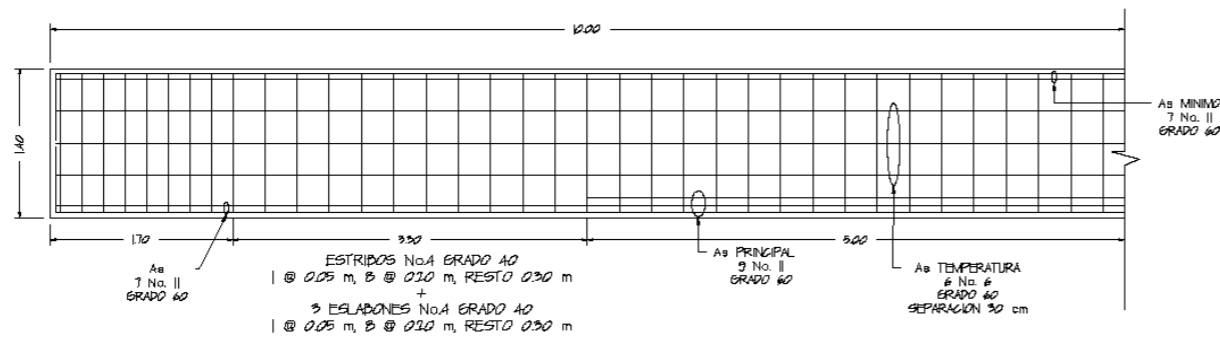
SECCION DIAFRAGMA INTERNO
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/10



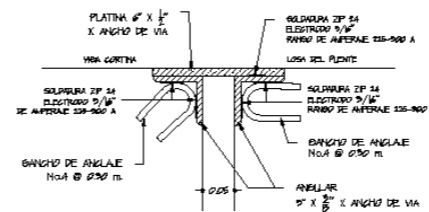
SECCION DIAFRAGMA EXTERNO
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/10



PLANTA DE JUNTA DE CALZADA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/5



SECCION LONGITUDINAL DE VIGA PRINCIPAL
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/20



DETALLE DE JUNTA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ ESCALA 1/5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:
DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERIO
PIEDRAS BLANCAS ALIBALABAJ, CUBULGO, BAJA VERAPAZ

CONTENIDO: DETALLES, DE VIGAS, CORTINAS
Y JUNTA DE CALZADA

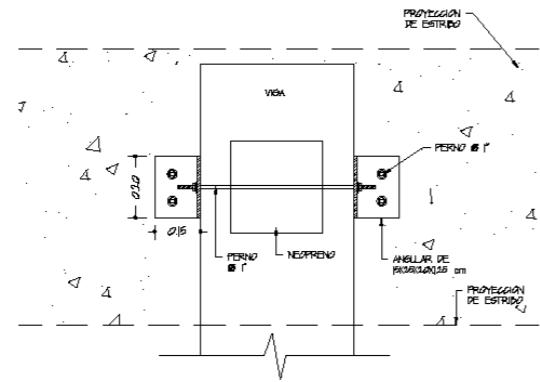
CALCULO DISEÑO Y FIRMA:
ELVIN DANIEL
REYES REYES

ESCALA:
INDICADA

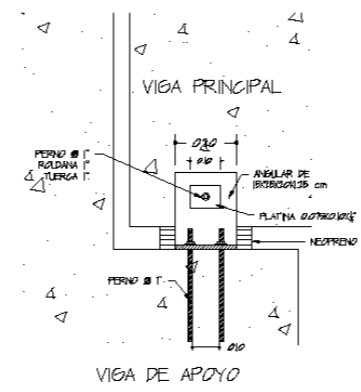
NO LES CEEENNO ALTRIO
ACORR-APROPIAR

FECHA:
OCTUBRE
2017

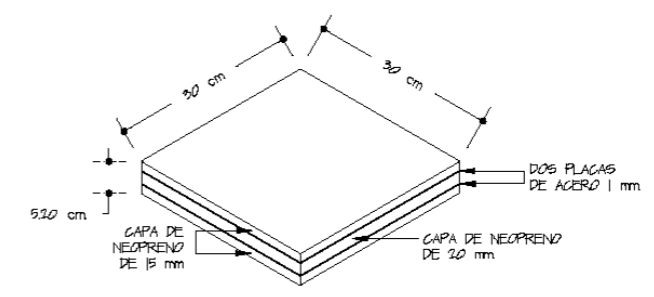
PAGINA:
4
5



PLANTA APOYO DE VIGA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ ESCALA 1:20



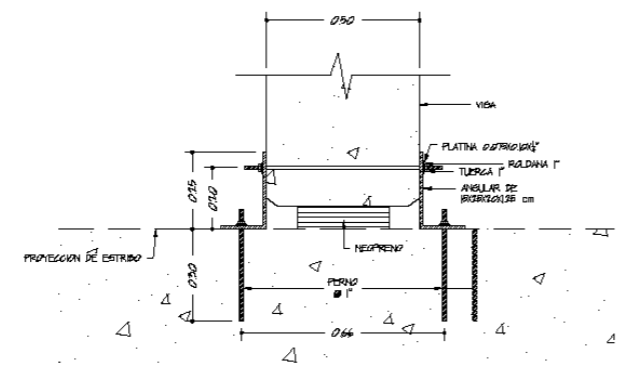
ELEVACION DE VIGA DE APOYO
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ ESCALA 1:20



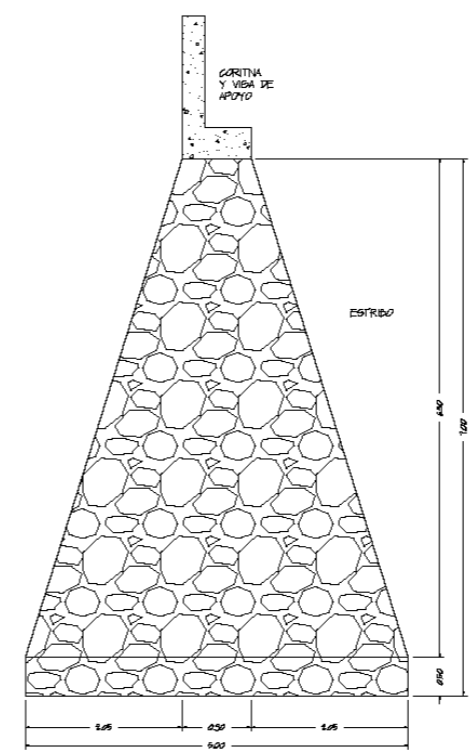
DETALLE DE NEOPRENO
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ ESCALA 1:5

NOTA

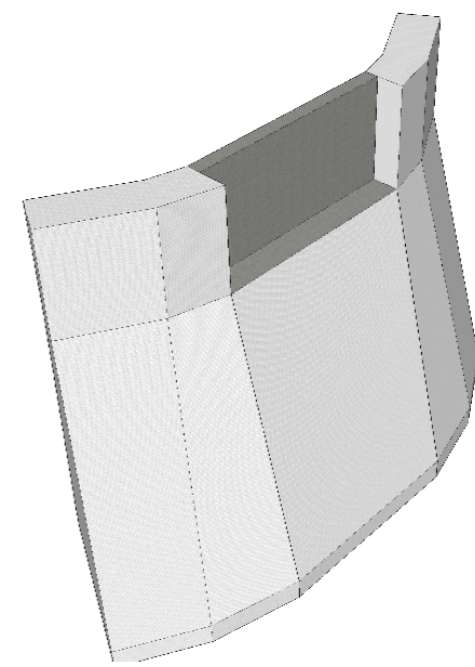
- DIMENSION DEL NEOPRENO 30 X 30 cm.
- EL ESPESOR TOTAL DEL APOYO ES DE 5.20 cm.
- 2 CAPAS EXTERNAS DE 18 mm, 1 CAPA INTERMEDIA DE 20 mm Y 2 PLACAS DE REFUERZO DE 1.0 mm.
- EL NEOPRENO SERA PLATO DE DUREZA SHORE A-60 Y LAS PLACAS DE ACERO TIPO A-36.
- PARA LA UNION DE LAS PLACAS SE UTILIZARA PEDIMENTO DE CONTACTO.
- LAS PLACAS DE ACERO DEBEN SER REGULERTAS CON 2 MANOS DE ANTICORROSION EN AMBOS LADOS.



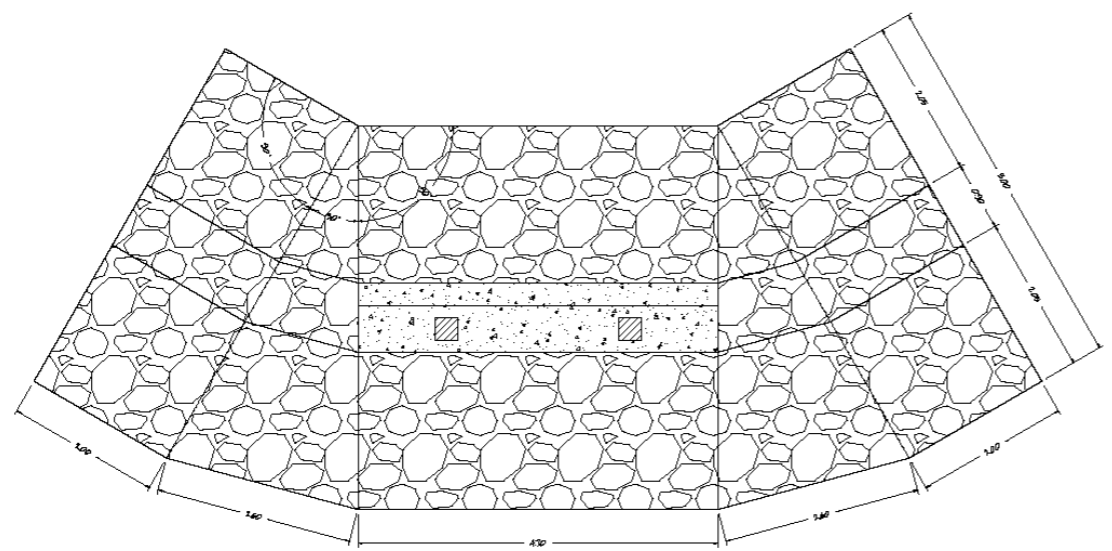
SECCION APOYO DE VIGA
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ ESCALA 1:20



ELEVACION DE ESTRIBO
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ ESCALA 1:20



ESQUEMA DE ESTRIBO + ALETONES
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ 1/4 ESCALA



PLANTA DE ESTRIBO + ALETONES
CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ ESCALA 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERIO PIEDRAS BLANCAS ALBALABAJ, CUBULGO, BAJA VERAPAZ		FECHA: OCTUBRE 2017
CONTENIDO: DETALLES DE ESTRIBOS Y APOYO DE VIGAS		HOJA NO: 5/5
ELABORADO POR: ELVIN DANIEL REYES REYES	INDICADA	HOY LES RESERVADO AL PUEBLO PROYECTO-ESTUDIOS

ANEXOS

Anexo 1. Resultado de estudio de suelos ensayo de límites de Atterberg



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



INFORME No. 390 S.S. O.T.: 37,669 **No. 11844**

Interesado: Elvin Daniel Antonio Reyes Reyes
Proyecto: EPS "Diseño de Puente Vehicular del Caserío Piedras Blancas Alibalabaj, Cubulco, Baja Verapaz"
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90
Ubicación: Cubulco, Baja Verapaz
FECHA: martes, 29 de agosto de 2017

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,



Ing. *Ornair Enrique Medrano Méndez*
Jefe Sección Mecánica de Suelos

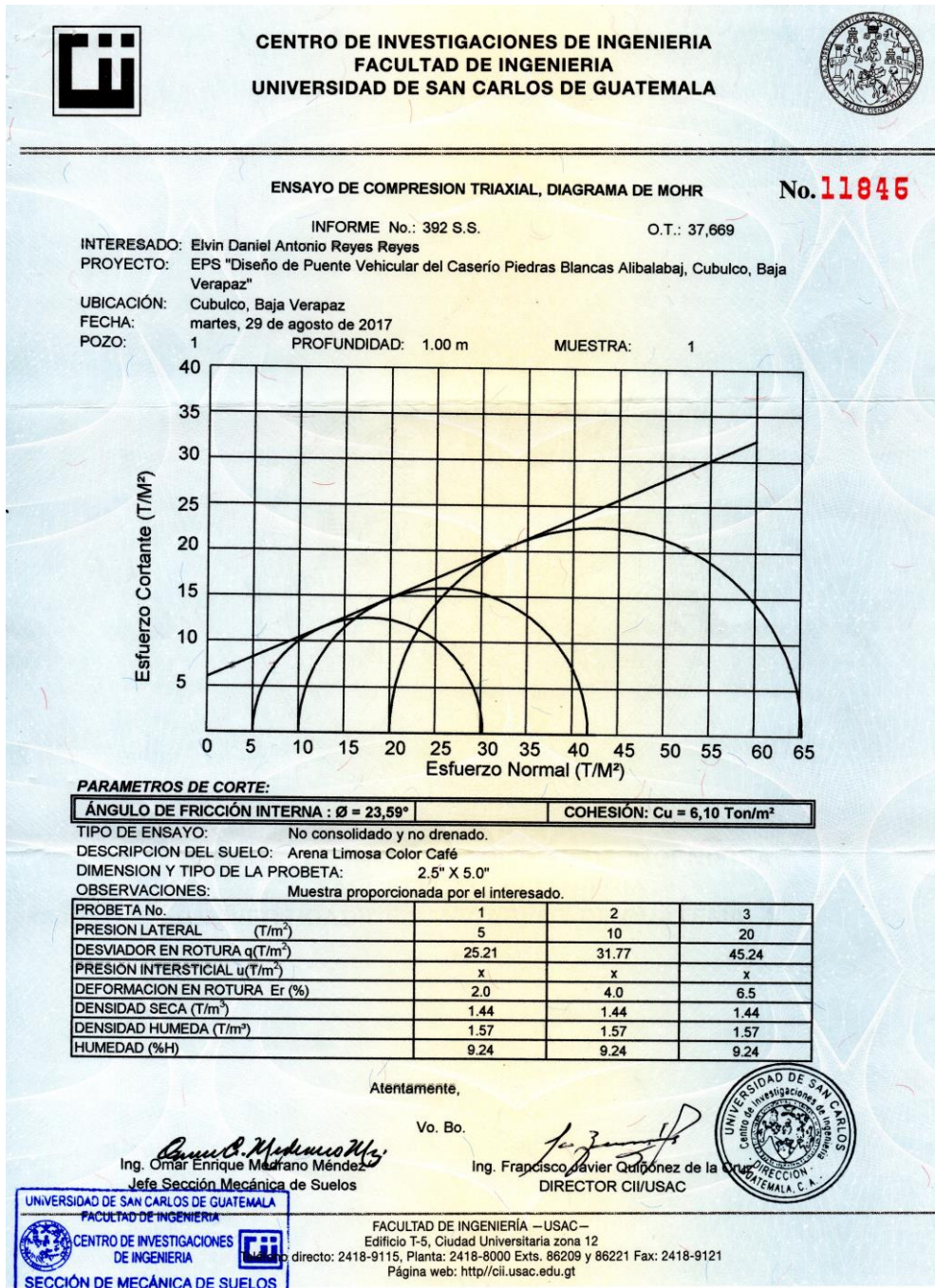
Vo.Bo. *Francisco Javier Quiñonez de la Cruz*
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

Anexo 3. Resultado de estudio de suelos ensayo triaxial



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

Anexo 4. Resultado de examen bacteriológico



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



No. 10214

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 37718

INF. No. A - 363714

<p>INTERESADO <u>ELVIN DANIEL ANTONIO REYES REYES,</u> <small>Registro académico 2013 136719</small></p> <p>MUESTRA RECOLECTADA POR <u>Interesado</u></p> <p>LUGAR DE RECOLECCIÓN DELA MUESTRA: <u>Caserio Vega de Chuapec</u></p> <p>FUENTE: <u>Nacimiento</u></p> <p>MUNICIPIO: <u>Cubulco</u></p> <p>DEPARTAMENTO: <u>Baja Verapaz</u></p>	<p>PROYECTO: <u>EPS "SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL CASERIO VEGA DE CHUAPEC CUBULCO, BAJA VERAPAZ"</u></p> <p>DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA, USAC</u></p> <p>FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2017-09-11; 17 h05 min.</u></p> <p>FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2017-09-12; 08 h22 min.</u></p> <p>CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u></p>
<p>SABOR: <u>----</u></p> <p>ASPECTO: <u>Clara</u></p> <p>OLOR: <u>Inodora</u></p>	<p>SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>No hay</u></p> <p>CLORO RESIDUAL <u>---</u></p>

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)


PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	----
01,00 cm ³	+++--	+-+	---
00,10 cm ³	+--++	---	---
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm³		49,0	< 1,0

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.


OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas de Calidad para Fuentes de Agua, de las Normas Internacionales para el Agua Potable, de la Organización Mundial de la Salud. (O.M.S.).

Guatemala, 2017-10-03

Vo.Bo. 
Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC





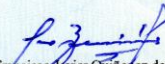



Zenia Mich Santos
Ing. Químico Col. No. 420
MSc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERÍA -USAC-
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

Anexo 5. Resultado de examen físico-químico sanitario

 CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA 					
O.T. No. 37 718		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		No. 10213 INF. No. 27154	
INTERESADO: ELVIN DANIEL ANTONIO REYES REYES, Registro académico 201313671		PROYECTO: EPS "SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO VEGA DE CHUAPEC CUBULCO, BAJA VERAPAZ"			
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA/USAC</u>			
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Caserío Vega de Chuapec</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2017-09-11; 17 h 05 min.</u>			
FUENTE: <u>Nacimiento</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2017-09-12; 08 h 22 min.</u>			
MUNICIPIO: <u>Cubulco</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>			
DEPARTAMENTO: <u>Baja Verapaz</u>					
RESULTADOS					
1. ASPECTO: <u>Clara</u>	4. OLOR: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>--</u>			
2. COLOR: <u>21,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>20,40 µmhos/cm</u>			
3. TURBIEDAD: <u>03,87 UNT</u>	6. potencial de Hidrógeno (pH): <u>05,23 unidades</u>	9. SÓLIDOS DISUELTOS: <u>09,00 mg/L</u>			
SUSTANCIAS		mg/L	SUSTANCIAS		mg/L
1. CALCIO (Ca)	02,40	6. CLORUROS (Cl)	12,50		
2. NITRITOS (NO ₂)	0,014	7. MAGNESIO (Mg)	00,00		
3. NITRATOS (NO ₃)	04,10	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00		
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02		
5. MANGANESO (Mn)	00,061	10. DUREZA TOTAL	00,00		
HIDROXIDOS mg/L		CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L	
00,00		00,00	12,00	12,00	
OTRAS DETERMINACIONES <u>AMONIACO 0,17 mg/L</u>					
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de las calidades física y química los parámetros arriba indicados cumplen con la norma. Según normas de Calidad para las Fuentes de Agua, de las Normas Internacionales para el Agua Potable, de la Organización Mundial de la Salud (OMS).					
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21ST EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.					
Guatemala, 2017-10-03					
Vo.Bo.  Ing. Francisco Javier Quintero de la Cruz DIRECTOR CII/USAC		 Zenón Michel Santos Ing. Química Col. No. 420 MSc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio		 LABORATORIO UNIFICADO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA BACTERIOLOGÍA "DRA. ALBA TABARINI MOLINA" USAC GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC— Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121 Página web: http://cii.usac.edu.gt					

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC.

