



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

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA
COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA
COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA**

Carlos Humberto Sofoifa Arredondo

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, octubre de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA
COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA
COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

CARLOS HUMBERTO SOFOIFA ARREDONDO
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2015

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	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA
COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA
COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 11 de mayo de 2007.



Carlos Humberto Sofoifa Arredondo



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
 13 de noviembre de 2014

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Humberto Sofoifa Arredondo, con Carnet No. 9030598, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO
 DE
 HIDRAULICA
 USAC

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





Guatemala, 27 de enero de 2015
Ref.EPS.DOC.89.02.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Carlos Humberto Sofoifa Arredondo** con carné No. **9030598**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.**

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"

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor Supervisor de EPS
Facultad de Ingeniería
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
2 de febrero de 2015

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 DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Humberto Sofoifa Arredondo, con Carnet No. 9030598, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 06 de febrero de 2015

Ref.EPS.D.73.02.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

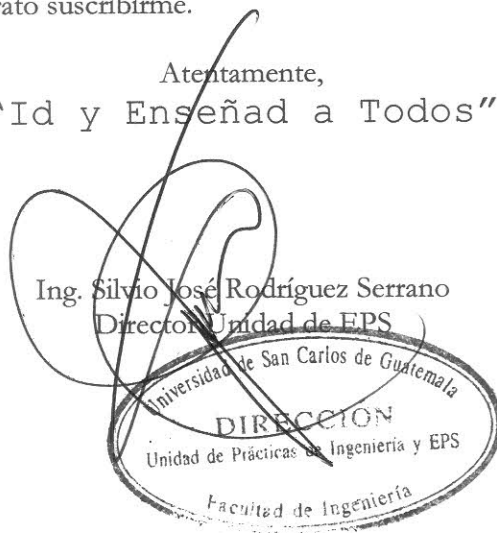
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Carlos Humberto Sofoifa Arredondo, carné 9030598**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo como Asesor-Supervisor de EPS y Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Carlos Humberto Sofoifa Arredondo, titulado **DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Hugo Leonel Montenegro Franco
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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 DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ, SECTORES 1 Y 2 Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO QUE COMUNICA LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA**, presentado por el estudiante universitario: **Carlos Humberto Sofoifa Arredondo**, 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, octubre de 2015



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser quien me dio la oportunidad de llegar al final de esta etapa.
Mis padres	Gregorio Sofoifa Barrios y Hilda Ofelia Arredondo.
Mi hermano	Gregorio Bersaú Sofoifa, por su apoyo moral.
Mi tío	Angélico Sofoifa, por su motivación.
Mi esposa	Por enseñarme a luchar por alcanzar la meta deseada.
Mis amigos	Por todo el amor y apoyo brindado.
Usac	Por ser mi casa de estudios y formación como profesional.

AGRADECIMIENTOS A:

Municipalidad de Escuintla	Por darme la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado (EPS).
Plan Internacional Inc. Guatemala	Por el apoyo brindado para la realización del presente trabajo y por haber mostrado el conjunto de comunidades afectadas durante la tormenta Stan, entre las que se encuentran San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla y Los Olivos, ambas comunidades se ubican en la cabecera departamental de Escuintla.
Las personas de los comités de las comunidades de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 y Los Olivos	Por haberme brindado su amistad y confianza para la realización de este trabajo.
Dr. Ing. Vctorazi	Por sus valiosos consejos y por compartir sus conocimientos y experiencia, en la elaboración del presente trabajo.
Ing. Msc. Jack Douglas Ibarra	Por enseñarme el método con el cual se diseñó el puente vehicular.

Msc. Ing. Ricardo Ibarra

Por orientarme en el desarrollo del presente trabajo.

Msc. Ing. Jorge Lam

Por brindar asesoría en este tema.

Ing. Silvio Rodríguez

Por haber me indicado el camino a seguir en la elaboración de este trabajo.

Facultad de Ingeniería

Con mucho cariño.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XV
LISTA DE SÍMBOLOS	XIX
GLOSARIO	XXI
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
Hipótesis.....	XXVI
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. MONOGRAFÍA DE LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ	
SECTORES 1 Y 2, ESCUINTLA	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Ubicación y localización.....	1
1.1.2. Límites y colindancias.....	2
1.1.3. Flora y fauna.....	2
1.1.3.1. Flora	3
1.1.3.2. Fauna	3
1.1.4. Suelo	3
1.1.5. Clima	3
1.1.6. Situación socioeconómica	4
1.1.6.1. Fuentes de empleo	4
1.1.6.2. Nivel de ingreso familiar	4
1.1.6.3. Nivel de pobreza.....	5
1.1.6.4. Demografía.....	5
1.1.7. Servicios públicos	6
1.1.7.1. Educación	6

	1.1.7.2.	Comunicación.....	7
	1.1.7.3.	Salud	7
	1.1.7.4.	Servicio básico de agua	7
	1.1.7.5.	Transporte.....	7
1.2.		Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	8
	1.2.1.	Servicios básicos.....	8
1.3.		Priorización de las necesidades de la comunidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla	9
2.		SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.		Diseño de la red de distribución de agua potable en la comunidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla.....	11
	2.1.1.	Levantamiento topográfico	11
		2.1.1.1. Altimetría	11
		2.1.1.2. Planimetría	11
	2.1.2.	Calidad del agua	13
		2.1.2.1. Exámenes físicos	13
	2.1.3.	Exámenes químicos	14
	2.1.4.	Examen bacteriológico	15
	2.1.5.	Fuente	16
		2.1.5.1. Caudal de aforo.....	17
	2.1.6.	Criterios de diseño	18
	2.1.7.	Período de diseño	19
		2.1.7.1. Estimación de la población de diseño ..	19
		2.1.7.2. Dotación	20
		2.1.7.2.1. Población futura	20
		2.1.7.2.2. Población actual.....	21

2.1.7.3.	Tipo de sistema	21
2.1.7.4.	Tipo de distribución.....	22
2.1.7.4.1.	Tipo de conexión	22
2.1.8.	Determinación de caudales	22
2.1.8.1.	Caudal medio diario: Q_{md}	23
2.1.8.2.	Caudal máximo diario: $Q_{dm\acute{a}x}$	24
2.1.8.3.	Caudal máximo horario: $Q_{hm\acute{a}x}$	24
2.1.8.4.	Caudal por vivienda: Q_{viv}	25
2.1.8.5.	Caudal instantáneo: Q_i	25
2.1.8.6.	Caudal de bombeo (Q_b)	26
2.1.9.	Parámetros de diseño.....	27
2.1.9.1.	Presión estática	27
2.1.9.2.	Presión dinámica	28
2.1.9.3.	Diseño de la línea de impulsión	28
2.1.9.4.	Diámetro de tubería	31
2.1.9.5.	Carga dinámica total (CDT)	32
2.1.9.6.	Potencia de la bomba (P_b)	36
2.1.9.7.	Sobre presión o golpe de ariete.....	36
2.1.9.8.	Cálculo del sistema de bombeo.....	38
2.1.10.	Diseño de la red de distribución.....	39
2.1.10.1.	Diseño de la red de distribución utilizando Hazem-Williams.....	39
2.1.10.2.	Estimación de los diámetros de la tubería	53
2.1.10.3.	Sistema de desinfección.....	53
2.1.11.	Diseño del tanque de distribución.....	54
2.1.11.1.	Tarifa de servicio	55
2.1.11.2.	Diseño del tanque de distribución o tanque elevado	56

2.1.11.2.1.	Cuerpo del tanque.....	57
2.1.11.2.2.	Torre elevada	59
2.1.11.2.3.	Diseño de las paredes interiores del tanque.....	60
2.1.11.2.4.	Carga resultante para cada columna.....	62
2.1.11.2.5.	Fuerza del sismo.....	62
2.1.11.2.6.	Relación de esbeltez....	65
2.1.11.2.7.	Cálculo de la carga permisible P se obtiene	65
2.1.11.2.8.	Diseño de tensores	65
2.1.11.2.9.	Diseño del elemento horizontal.....	66
2.1.11.2.10.	Aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos.....	68
2.1.11.2.11.	Dimensionamiento de pernos	69
2.1.11.2.12.	Dimensionamiento del pedestal.....	72
2.1.11.2.13.	Chequeo por volteo.....	76
2.1.11.2.14.	Momento estabilizante ..	78
2.1.11.2.15.	Diseño de la zapata	78
2.1.11.3.	Diseño por corte simple.....	82
2.1.11.3.1.	Diseño por punzonamiento.....	82
2.1.11.3.2.	Diseño de corte por flexión.....	83

	2.1.11.4. Diseño del refuerzo de la viga conectora.....	85
3.	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	93
3.1.	Evaluación de impacto ambiental.....	93
3.1.1.	Estudio preliminar para determinar si los impactos son significativos	93
3.1.2.	Estudio preliminar	93
3.1.3.	Efectos o impactos	94
3.1.4.	Efectos o impacto acumulativo	94
3.2.	Evaluación de impacto ambiental (EIA).....	95
3.2.1.	La utilidad del proceso del EIA	95
3.3.	Planificación y gestión de los estudios de impacto ambiental.....	95
3.3.1.	Planificación y gestión	95
3.3.2.	Planteamiento conceptual.....	96
3.3.3.	Fase I: Definir los objetivos del estudio	97
3.3.4.	Fase II: Identificar los impactos potenciales	97
3.3.5.	Fase III: Determinar que impactos son significativos	97
3.3.6.	Fase IV: Modificar las acciones propuestas y tomar acciones alternativas.....	98
3.3.7.	Fase V: Comunicar hallazgos y analizar la acción propuesta.....	98
3.3.8.	Fase VI: Comunicar hallazgos y decidir sobre la acción propuesta	99
3.4.	Posimpacto.....	99
3.4.1.	Fase VII: Controlar los efectos de la acción y modificar las acciones	99

3.4.2.	Planos	100
3.4.3.	Presupuesto	100
3.4.3.1.	Evaluación socioeconómica	102
3.4.3.2.	Situación socioeconómica	103
3.4.3.3.	Fuentes de empleo.....	103
3.4.3.4.	Nivel de ingreso familiar	103
3.4.3.4.1.	Nivel de pobreza	104
3.4.3.4.2.	Demografía	104
3.4.3.4.3.	Servicios públicos	105
3.4.3.4.4.	Educación	105
3.4.3.4.5.	Comunicación	106
3.4.3.4.6.	Salud.....	106
3.4.3.4.7.	Servicio básico de agua	106
3.4.3.4.8.	Transporte.....	106
4.	FASE DE INVESTIGACIÓN.....	107
4.1.	Monografía de la comunidad de Los Olivos, Escuintla, Escuintla.....	107
4.1.1.	Generalidades	107
4.1.2.	Ubicación y localización	107
4.1.2.1.	Extensión territorial.....	108
4.1.3.	Flora y fauna	109
4.1.3.1.	Flora	109
4.1.3.2.	Fauna	109
4.1.3.2.1.	Clima.....	109
4.1.3.2.2.	Suelo.....	110
4.1.3.2.3.	Cultivos	110
4.1.4.	Situación Socioeconómica	110

4.1.4.1.	Fuentes de empleo	110
4.1.4.2.	Nivel de ingreso familiar	110
4.1.4.3.	Nivel de pobreza.....	111
4.1.4.4.	Demografía	111
4.1.5.	Servicios públicos	112
4.1.5.1.	Educación	112
4.1.5.2.	Comunicación.....	113
4.1.5.3.	Salud	113
4.1.5.4.	Servicio básico de agua.....	113
4.1.5.5.	Transporte	113
4.1.5.6.	Vivienda.....	113
4.1.5.7.	Población y religión.....	114
4.2.	Fuentes de agua	114
4.3.	Disposición de aguas servidas	115
4.4.	Actividades económicas	115
5.	SEGUNDO PROYECTO, FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	117
5.1.	Diseño de puente vehicular de concreto reforzado que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla.....	117
5.1.1.	Descripción del proyecto	117
5.1.2.	Localización de un puente	118
5.1.3.	Levantamiento topográfico	119
5.1.3.1.	Altimetría.....	119
5.1.3.2.	Planimetría.....	120
5.1.4.	Estudio hidrológico e hidráulico	121
5.1.4.1.	Áreas tributarias.....	122
5.1.4.2.	Análisis hidrológico de la cuenca.....	123

	5.1.4.3.	Cálculo de caudales máximos.....	125
5.1.5.		Estudio de suelos	126
	5.1.5.1.	Ensayo triáxial	127
	5.1.5.2.	Sondeo dinámico.....	128
5.2.		Diseño del puente	129
5.2.1.		Datos y especificaciones de diseño	129
5.2.2.		Diseño de la superestructura.....	131
	5.2.2.1.	Diseño de la losa.....	131
		5.2.2.1.1. Cálculo del peralte	131
		5.2.2.1.2. Cálculo de momentos .	131
		5.2.2.1.3. Momentos por carga muerta.....	132
		5.2.2.1.4. Momentos por carga viva.....	133
		5.2.2.1.5. Factor de impacto	134
		5.2.2.1.6. Cálculo del momento último en la losa	134
		5.2.2.1.7. Cálculo del refuerzo	135
		5.2.2.1.8. Cálculo del refuerzo longitudinal.....	135
	5.2.2.2.	Análisis y diseño de vigas longitudinales	137
5.2.3.		Diseño de viga intermedia o viga interna	137
	5.2.3.1.	Cálculo del peralte y base	137
	5.2.3.2.	Cálculo de momentos.....	138
		5.2.3.2.1. Cálculo de momentos por carga muerta:.....	139

	5.2.3.2.2.	Cálculo de los momentos por carga viva.....	139
5.3.		Factor de impacto.....	141
	5.3.1.	Cálculo del momento último.....	142
	5.3.1.1.	Cálculo del acero de refuerzo a flexión.....	142
	5.3.1.1.1.	Cálculo del acero de refuerzo negativo.....	143
	5.3.1.2.	Cálculo del acero de refuerzo adicional.....	144
	5.3.1.3.	Diseño por corte.....	144
	5.3.1.3.1.	Cálculo del corte por carga muerta.....	145
	5.3.1.3.2.	Cálculo del corte por carga viva.....	145
	5.3.1.3.3.	Cálculo de la fuerza de cortante.....	146
5.4.		Análisis y diseño de viga externa.....	148
	5.4.1.	Factor de distribución externa.....	149
	5.4.1.1.	Momento último.....	149
	5.4.1.2.	Diseño de los diafragmas.....	150
	5.4.1.2.1.	Diafragma interior.....	150
	5.4.1.2.2.	Diafragma exterior.....	152
5.5.		Diseño de la subestructura.....	153
	5.5.1.	Diseño de la estructura de apoyo.....	154
	5.5.2.	Diseño de la cortina.....	154
	5.5.2.1.	Diseño de la viga de apoyo (del muro ciclópeo).....	159

5.5.2.2.	Diseño de los estribos de concreto ciclópeo	161
5.5.2.3.	Diseño del barandal	171
5.5.3.	Evaluación de impacto ambiental para puente vehicular de concreto reforzado que comunica a la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla.....	176
5.5.3.1.	Localización del proyecto	176
5.5.3.2.	Características biofísicas.....	176
5.5.3.3.	Geología y fisiografía	177
5.5.3.4.	Zona de vida.....	177
5.5.3.5.	Bosque muy húmedo subtropical cálido (bmh-S(c)).....	178
5.5.3.6.	Condiciones climáticas.....	178
5.5.3.7.	Clima	178
5.5.3.8.	Hidrología	179
5.5.3.9.	Suelos	179
5.5.3.10.	Pérdidas de suelo.....	179
5.5.3.11.	Situación forestal.....	180
5.5.3.12.	Fauna silvestre	180
5.5.3.13.	Flora	180
5.6.	Características socioeconómicas.....	180
5.6.1.	Población beneficiada	181
5.7.	Impactos en la vegetación.....	181
5.8.	Impacto a zona cultivada.....	181
5.9.	Impactos en la extracción y procesamiento de materiales en las riveras de ríos	182
5.10.	Impacto en la calidad del agua.....	182
5.11.	Impactos en el suelo	182

5.12.	Impactos por ruido	183
5.13.	Impactos en la calidad del aire	183
5.14.	Impactos en la seguridad humana y vial.....	184
5.15.	Impactos en el medio socioeconómico	184
5.15.1.	Impactos positivos	184
5.16.	Impactos negativos.....	184
5.16.1.	Contaminación visual, debido a la colocación de vallas publicitarias	185
5.16.1.1.	Disposiciones especiales ambientales	185
5.16.1.1.1.	Protección a la vegetación	185
5.16.1.1.2.	Protección a la fauna..	186
5.16.1.1.3.	Productos y desechos de petróleo .	187
5.16.1.1.4.	Generadores de electricidad	187
5.16.1.1.5.	Taller mecánico	187
5.16.1.1.6.	Campos	188
5.16.1.1.7.	Caminos temporales...	188
5.16.1.1.8.	Banco de materiales...	189
5.16.1.1.9.	Protección del suelo fértil.....	190
5.16.1.1.10.	Suelos contaminados .	190
5.16.1.1.11.	Control de sedimentos	191
5.16.1.1.12.	Obstáculos en la carretera	191

	5.16.1.1.13.	Sistema de protección de obras	191
	5.16.1.1.14.	Protección de objetos arqueológicos.....	192
	5.16.1.1.15.	Señalización vial	192
	5.16.1.1.16.	Limpieza general.....	193
	5.16.1.1.17.	Prevención de accidentes	193
	5.16.1.1.18.	Comisión de las especificaciones generales ambientales.....	193
	5.16.1.1.19.	Matriz de impacto ambiental.....	194
5.16.2.		Evaluación socioeconómica	195
	5.16.2.1.	Fuentes de empleo.....	195
	5.16.2.2.	Nivel de ingreso familiar	195
	5.16.2.3.	Nivel de pobreza	196
	5.16.2.4.	Demografía.....	196
5.16.3.		Servicios públicos.....	197
	5.16.3.1.	Educación.....	197
	5.16.3.2.	Comunicación.....	197
	5.16.3.3.	Salud	198
	5.16.3.4.	Servicio básico de agua	198
	5.16.3.5.	Transporte	198
	5.16.3.6.	Vivienda.....	198
	5.16.3.7.	Población y religión	199
	5.16.3.8.	Fuentes de agua	199
	5.16.3.9.	Disposición de aguas servidas	200

5.16.3.10. Actividades económicas	200
5.16.3.11. Cronograma de la obra	200
CONCLUSIONES	203
RECOMENDACIONES	205
BIBLIOGRAFÍA	207
ANEXOS	209

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación de la comunidad de San Carlos Canadá	2
2.	Aporte al ingreso familiar	4
3.	Planta topográfica de la comunidad San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla	12
4.	Planta general San Carlos Canadá Sectores 1 y 2	16
5.	Tubería de impulsión de 4 pulgadas	17
6.	Pozo mecánico	18
7.	Caseta del pozo mecánico	20
8.	Caudales en la red de distribución	40
9.	Cálculo hidráulico en tramo inicial	41
10.	Cálculo hidráulico en tramo final	44
11.	Pérdidas por fricción.....	45
12.	Perfil longitudinal	47
13.	Caudales	48
14.	Tramos entre E-2.2 Y E-4.....	49
15.	Subramal	50
16.	Planta perfil	51
17.	Ramal principal.....	52
18.	Ramal 1 y 2	52
19.	Ramal 3 y 4	53
20.	Cuerpo del tanque	59
21.	Cimentación	60
22.	Cargas finales	63

23.	Diseño de columnas.....	64
24.	Placas	72
25.	Dimensionamiento de la zapata.....	80
26.	Carga de diseño.....	81
27.	Armado final de la zapata Z-1	84
28.	Planta de cimentación.....	85
29.	Viga conectora	86
30.	Sección A, B y C	86
31.	Aporte al ingreso familiar	104
32.	Mapa de ubicación de comunidad de Los Olivos Escuintla	108
33.	Localización de un puente	118
34.	Planta topográfica del sitio donde se construirá el puente vehicular que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla	121
35.	Mapa geográfico de la cuenca del río Varales, sobre el cual se construirá el puente.....	122
36.	Cuenca del río Varales.....	123
37.	Extracción de muestras de suelo	127
38.	Ensayos de muestras Laboratorio CCI	128
39.	Sección transversal de la losa	130
40.	Sección longitudinal del puente	130
41.	Carga muerta uniformemente distribuida	132
42.	Diagrama de momentos actuantes	133
43.	Diagrama de momento balanceado	133
44.	Armado final en la losa.....	136
45.	Diagrama de carga muerta	138
46.	Diagrama de momentos por carga muerta.....	139
47.	Teorema de carga viva	140
48.	Carga viva actuando sobre la viga	140

49.	Subsistema de cargas vivas.....	142
50.	Armado final de viga intermedia o viga interna.....	144
51.	Carga muerta sobre la viga interna	145
52.	Cargas por eje, Norma AASHTO HS-20-44	146
53.	Armado por corte viga interna	147
54.	Subsistema de carga viva	149
55.	Armado final del diafragma interior.....	151
56.	Armado final del diafragma exterior.....	153
57.	Cargas actuantes en la cortina.....	154
58.	Fuerzas producidas por los ejes.....	155
59.	Armado final de la cortina.....	157
60.	Viga de apoyo	159
61.	Armado final de viga de apoyo	161
62.	Sistema de cargas actuantes	162
63.	Diagrama de carga uniformemente distribuida.....	163
64.	Diagrama de cargas activas sobre muro ciclópeo.....	164
65.	Cargas últimas sobre muro ciclópeo	167
66.	Cargas actuantes sobre el barandal.....	171
67.	Armado final del barandal.....	172
68.	Matriz ambiental (relación causa y efecto)	194
69.	Aporte al ingreso familiar.....	196

TABLAS

I.	Datos demográficos	6
II.	Horas de bombeo contra caudales de bombeo.....	27
III.	Resumen de pérdidas por fricción en tubería de impulsión del pozo mecánico.....	38

IV.	Cálculo hidráulico de la red de distribución de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla	46
V.	Resumen de consumo de electricidad.....	56
VI.	Red de distribución de agua potable, San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla.....	87
VII.	Datos demográficos	105
VIII.	Aporte al ingreso familiar	111
IX.	Datos demográficos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (INE)	112
X.	Resultados de ensayo a compresión de muestra no confinada (Tipo de muestra: roca).....	127
XI.	Momento activo.....	165
XII.	Momento producido por peso propio	165
XIII.	Momento de volteo en el sentido horizontal.....	169
XIV.	Precios del mercado local.....	174
XV.	Aporte al ingreso familiar	195
XVI.	Datos demográficos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (INE)	197
XVII.	Cronograma de la obra	201

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
q	Capacidad de soporte del suelo
P	Carga
Qinst	Caudal instantáneo
Qmh	Caudal máximo horario
Qb	Caudal de bombeo
Q	Caudal
C	Coeficiente de rugosidad
Vu	Corte último
D	Diámetro
FG	Factor de gasto
Fcu	Factor de carga última
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máximo
GA	Golpe de ariete
lb	Libra
PSI	Libra sobre pulgada cuadrada
l/s	Litros por segundo
Lts/hab/dia	Litros por habitante por día
L	Longitud del elemento.
Ld	Longitud de diseño de una tubería
m.	Metros
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos

ml	Metros lineales
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
N	Número de casas
Hm	Pérdidas menores
Hv	Pérdidas por velocidad
HF	Pérdida de carga en una tubería
n	Período de diseño del proyecto
%	Porcentaje
Hp	Potencia de la bomba
Pb	Potencia de la bomba
Pa	Población actual
Pf	Población futura
r	Tasa de crecimiento poblacional
var	Varilla

GLOSARIO

Aforo	Operación para medir un caudal.
Agua potable	Agua que es sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Bacterias	Son vegetales rudimentarios, generalmente no pigmentados, los cuales se reproducen por división en uno o tres planos. Se encuentran como cédulas aisladas, en grupos, en cadenas o filamentos y no requieren luz para su proceso vital. Pueden desarrollarse en medio de cultivos especiales fuera de su hábitat natural.
Bacteriológico	Examen que determina el número más probable y clase de bacterias presentes en el agua.
Ciclópeo	Concreto hecho a base de piedra bola y mortero de arena-cemento.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
Domiciliar	Sistema de abastecimiento de agua en el cual cada vivienda cuenta con su respectivo chorro, para su propio abastecimiento.

Fisicoquímico

Análisis que determina los siguientes aspectos: color, olor turbiedad temperatura, sabor, dureza y parámetros químicos del agua.

RESUMEN

El informe que se presenta a continuación tiene el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) realizado en el departamento de Escuintla, específicamente en las comunidades de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 y Los Olivos.

Para el defecto se desarrollaron dos proyectos, el diseño del sistema de agua potable para la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2; este sistema es por bombeo ya que la fuente es un pozo mecánico, línea de conducción por bombeo y red de distribución por gravedad, la red de distribución es abierta y un circuito cerrado por lo disperso de las viviendas y el interés de los vecinos. El tipo de conexión a utilizar es domiciliar, así también se incorporó un tratamiento a base de cloración para garantizar la potabilidad del agua.

Y el diseño del puente que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla; este tiene 12 metros de longitud y 7,20 metros de ancho útil, está constituido por elementos de concreto reforzado y muros de concreto ciclópeo.

OBJETIVOS

General

Contribuir al saneamiento de la comunidad, presentado el estudio y el diseño del proyecto de la red de distribución de agua potable, para que se gestione su financiamiento y este sea una realidad. Se proyecta plantear una solución económica, que satisfaga las necesidades de los usuarios.

Específicos

1. Realizar una investigación tipo monográfica y diagnóstica, sobre las necesidades de servicio básico e infraestructura de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla.
2. Proveen capacitación al comité de vecinos de la comunidad de San Carlos Candá Sectores 1 y 2, sobre el uso y mantenimiento de la red de distribución de agua potable.

Hipótesis

El consumo de agua contaminada para el desarrollo de las actividades humanas o para consumo personal, provoca serias enfermedades gastrointestinales e incide en el desarrollo normal de los niños. Con este trabajo de graduación, se pretende aportar una solución para comunidad San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 del departamento de Escuintla.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de proyectos para la satisfacción de las necesidades básicas de las comunidades no siempre alcanza a aquellas menos atendidas, esto por la falta de voluntad política de las autoridades que las atienden o por la ausencia de organización de los habitantes de las provincias.

Tal es el caso de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 que cuenta con poca cobertura por parte del estado a tal grado que para abastecerse de agua lo hacen a través del río varas altas, el cual ha sido contaminado en los últimos años, situación que está provocando enfermedades en los habitantes de la comunidad, siendo la población infantil la más afectada.

Con el presente trabajo de graduación, se pretende proveer a la comunidad de un servicio público esencial que contribuya al mejoramiento de las condiciones de vida de los pobladores, y reducir con ello, los factores de riesgo de contraer enfermedades por consumo de agua no potable. En el capítulo I se presenta una investigación de tipo monográfica del lugar. A continuación, en el capítulo II, se describe todo lo concerniente al diseño de la red de agua potable y los criterios adoptados para el desarrollo del mismo.

Luego, se detalla la forma en que fue integrado el presupuesto y finalmente se presenta las conclusiones y recomendaciones pertinentes al mismo, así como los planos respectivos.

1. MONOGRAFÍA DE LA COMUNIDAD DE SAN CARLOS CANADÁ SECTORES 1 Y 2, ESCUINTLA

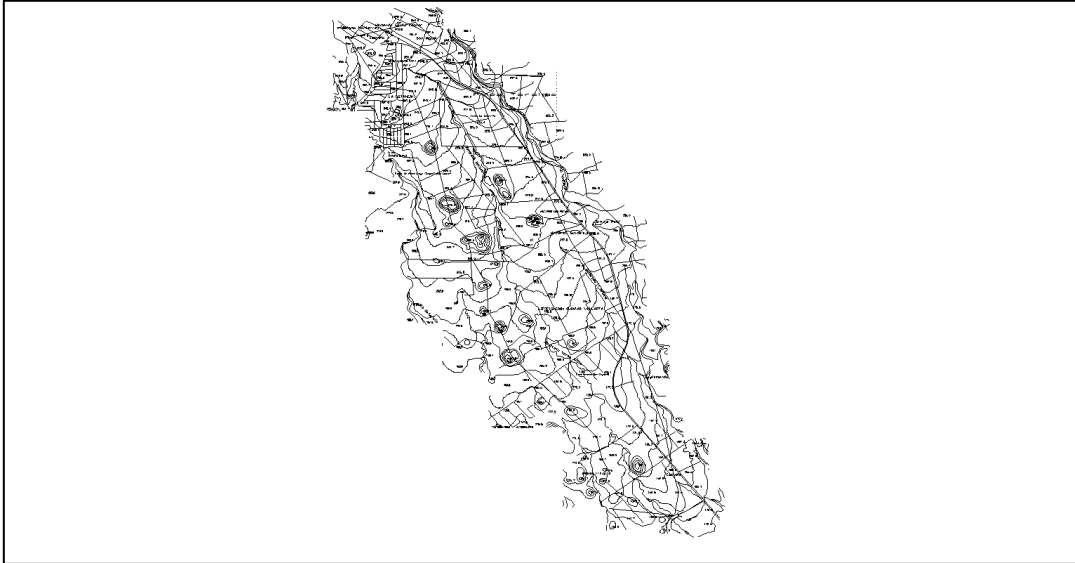
1.1. Generalidades

San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 es una comunidad de Escuintla, ubicada a solo 8,5 kilómetros de su cabecera municipal; posee valiosos recursos naturales comparada con otras cercanas, es húmeda y muy productiva para siembra de caña de azúcar, piña, mango y jocote.

1.1.1. Ubicación y localización

Se encuentra ubicada al este de la cabecera departamental de Escuintla, su cercanía a la cabecera municipal hace su referencia a las unidades geodésicas: latitud $14^{\circ} 18' 10''$, longitud $90^{\circ} 47' 02''$. Las observaciones meteorológicas indican precipitación de 491,50 Mm. por mes; temperatura mínima de $18,6^{\circ}\text{C}$, temperatura máxima de $33,7^{\circ}\text{C}$., con 130 días de lluvia por año.

Figura 1. **Ubicación de la comunidad de San Carlos Canadá**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

1.1.2. Límites y colindancias

Los límites de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2, son:

Norte: cabecera municipal de Escuintla

Sur: Puerto San José

Este: municipio de Palín

Oeste: municipio de Mazagua

1.1.3. Flora y fauna

En el medio natural se encuentran estos dos factores, los cuales se mencionan a continuación.

1.1.3.1. Flora

La fauna de la comunidad se caracteriza por ser predominante de las planicies costeras del Pacífico en los cuales domina la vegetación arbórea, que ofrece un apropiado conjunto de propiedades físicas para la implantación de cultivos, entre estos se encuentran: árboles frutales, como: mango, jocote, limón, naranja, entre otros; árboles de laurel, maderables, cedro, conacaste, palo blanco y laurel.

1.1.3.2. Fauna

La fauna se caracteriza por ser predominante de climas cálidos tropicales encontrando las siguientes especies: serpientes, escorpiones, iguanas entre otros.

1.1.4. Suelo

El tipo de suelo presenta en escasos lugares grava y arena, posee poca vegetación ubicando la poca existente en las partes altas y en arroyos cercanos, el terreno presenta ligeros cambios en su elevación nivel.

1.1.5. Clima

El clima es cálido a per húmedo, en época de invierno es donde se presentan temperaturas que oscilan entre 28 y 34 grados centígrados.

1.1.6. Situación socioeconómica

Se observa un escaso desarrollo económico debido al abandono por parte de las autoridades de gobierno central y local; su economía se sustenta en los cultivos de maíz, frijol y arroz, así como de la crianza de animales de engorde.

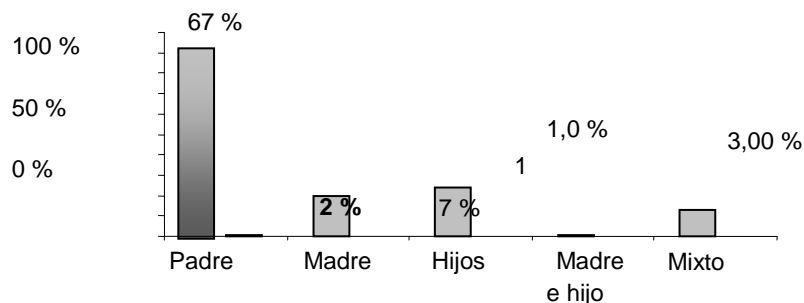
1.1.6.1. Fuentes de empleo

Aunque en la comunidad de San Carlos Canadá Sectores I y II la principal fuente de trabajo es el cultivo de la caña de azúcar, sus pobladores también se han dedicado a otras actividades, como: el establecimiento de tiendas, comedores, talleres de mecánica y árboles frutales para su sustento.

1.1.6.2. Nivel de ingreso familiar

El aporte del padre de familia para el sustento familiar es el más importante, ya que en un 75 % de las familias son beneficiadas por este, un 9 % es aportado directamente por la madre y un 11 % por los hijos, tal situación se muestra en la gráfica 5.

Figura 2. Aporte al ingreso familiar



Fuente: elaboración propia.

La gráfica anterior muestra el aporte al ingreso familiar, por cada uno de los miembros de la familia.

El aporte al ingreso familiar es más notorio en el padre, tal como lo muestra el siguiente resumen:

Padre	Madre	Hijos	Madre e hijo	Mixto
67,00 %	12,00 %	17,00 %	1,00 %	3,00 %

1.1.6.3. Nivel de pobreza

La mayoría de la población es de clase pobre, debido al nivel de ingreso sumamente bajo, pese a vivir en lote propio los habitantes del lugar se ven en la necesidad de vender su fuerza de trabajo en las fincas cercanas, las cuales la utilizan para siembra y cultivos propios de la región.

1.1.6.4. Demografía

Según los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (Ine) se tiene lo siguiente:

Tabla I. **Datos demográficos**

Total habitantes	Sexo		Grupos de edad		Grupo étnico			Alfabetismo	
	H	M	(0-6)	(7-14)	Indígena	No indígena	Alfabeto	Analfabeta	
1,310	979	331	125	141	128	1173	932	369	
Escolaridad				PEA		Instalaciones			
Preprimaria	Primaria	Diversificado	Superior	H	M	Agua	Drenaje	Energía eléctrica	
5	675	232	21	817	40	0	1	97	

Fuente: elaboración propia.

1.1.7. **Servicios públicos**

Se observa la falta de servicios básicos en infraestructura, en esta comunidad no existe centros de salud, centros de acopio, escuelas, hospitales, ni mercados de verduras; los pobladores deben desplazarse a la cabecera municipal para gozar de estos beneficios.

1.1.7.1. **Educación**

El único servicio gubernamental con que cuenta es el de educación a nivel preprimario, y primario y solo brinda instrucción hasta el sexto grado. Debido a ello los niños de la comunidad se ven obligados a acudir a la escuela de la cabecera municipal de Escuintla; las cuales distan 8,5 km, de la comunidad y cuenta además con servicio de electricidad y alumbrado público que brinda la empresa eléctrica.

1.1.7.2. Comunicación

Se llega a la comunidad de San Carlos Canadá Sectores I y II, por una carretera asfaltada a orillas de un camino de tercería, angosto que se deriva de la carretera departamental CA-2 Taxisco.

1.1.7.3. Salud

La comunidad no cuenta con servicio de salud, teniendo que recurrir a la cabecera municipal para gozar de este servicio.

1.1.7.4. Servicio básico de agua

Debido a la falta de un sistema de agua potable, la comunidad se ve forzada a abastecerse directamente de un río cercano de agua contaminada, el cual no posee ningún tipo de tratamiento para su purificación, pero las 253 familias utilizan cloro para desinfectar el agua que utilizan para beber.

Observaciones: la comunidad posee un pozo mecánico de reciente construcción, con un caudal de aforo de: 125 G.P.M.

1.1.7.5. Transporte

Existe un servicio de transporte que parte de la terminal de buses de Escuintla hacia San Carlos Canadá Sectores I Y II, valiéndose además de otro servicio de transporte que brindan los *pick-up*.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

A continuación se muestran la investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura.

1.2.1. Servicios básicos

- Agua potable: se presenta como la necesidad más fuerte que afrontan los habitantes de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2. Debido a la falta de un sistema de abastecimiento de agua, los habitantes hacen uso de fuentes como ríos, pozos artesanales; algunas personas con más recursos poseen pozos artesanales con bomba eléctrica pero en la mayoría de los casos no se cubre la necesidad social y de salud de la población.
- Letrinización: es una de las necesidades a cubrir y aunque esta no tiene la importancia de la anterior, se observa que muchas viviendas no cuentan con letrina y las que tienen esta en mal estado, generando malas condiciones de salubridad.
- Alcantarillado: las aguas negras no son depositadas en lugares aptos para su control; estas se depositan a flor de tierra, generando la proliferación de moscas y malos olores y dan mala imagen a la comunidad.
- Construcción de escuela de primaria: es una necesidad pero los habitantes viajan a la cabecera departamental que está a ocho kilómetros para gozar de este servicio.

- Otros: entre otras necesidades, se considera necesario mejorar el acceso principal a la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2, así como realizar una adecuada reforestación para mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

1.3. Priorización de las necesidades de la comunidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla

De acuerdo con los resultados del diagnóstico realizado en la comunidad de San Carlos Canadá, se priorizó las necesidades del modo siguiente:

- Construcción de la red de distribución de agua potable
- Letrinización de viviendas
- Construcción de escuela de primaria y básicos
- Mejoramiento de camino de acceso
- Pavimentación de calles
- Reforestación en los alrededores de la comunidad
- Construcción de un centro de salud

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de la red de distribución de agua potable en la comunidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla

A continuación se encuentra el diseño para la red de distribución de agua potable en la comunidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla.

2.1.1. Levantamiento topográfico

El objetivo de estos estudios es proveer información para obtener la base de datos sobre la cual se ha de trabajar, es decir aquellos datos que servirán para realizar el diseño del proyecto; los cuales describen de la forma más aproximada el relieve del terreno.

2.1.1.1. Altimetría

Según el caso, las necesidades del caso y los recursos con que se cuente para llevarla a cabo, se puede realizar con niveles de precisión, o por el método taquimétrico. En el caso de acueductos es preferible el método taquimétrico, dada que no es necesaria una nivelación muy detallada y por la rapidez con que se realiza el levantamiento.

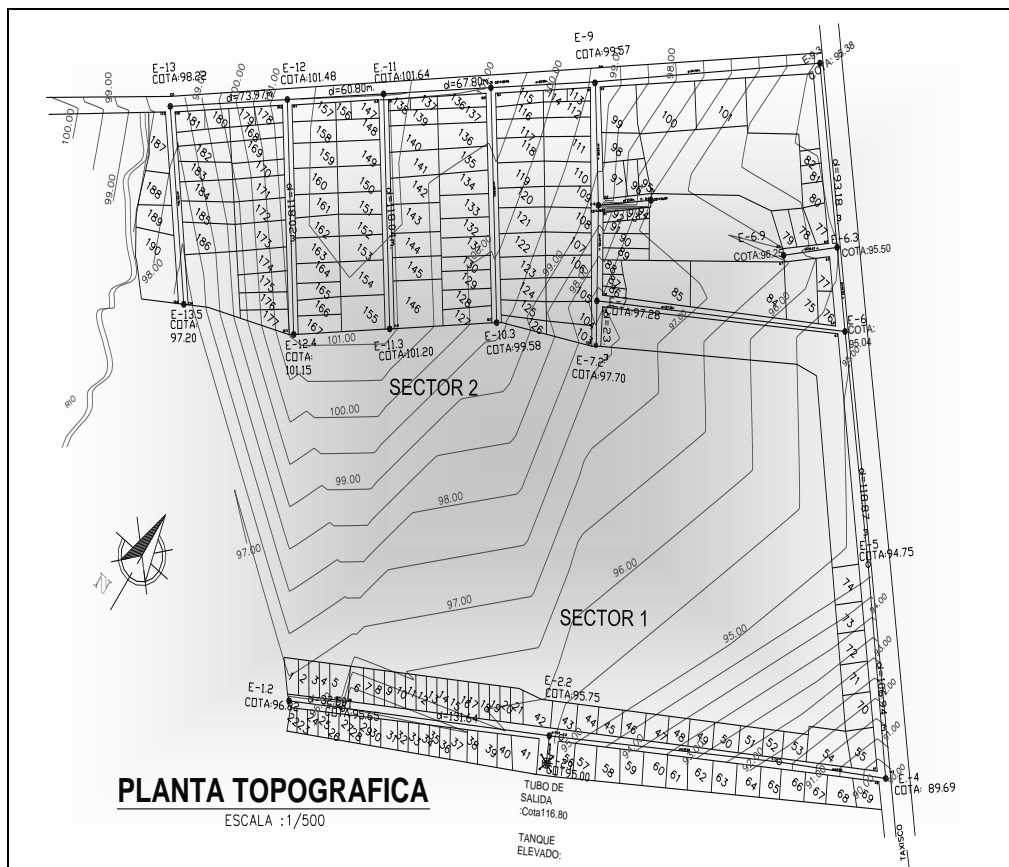
2.1.1.2. Planimetría

Se realiza con el fin de obtener las distancias entre una y otra estación y para ubicación de obstáculos que requieran un tratamiento especial, así como

la ubicación de viviendas; obteniendo como resultado la planta del terreno donde se desarrollará el proyecto.

Los métodos de levantamiento son variados y su aplicación depende de la habilidad en el uso del teodolito, o de las herramientas necesarias, según sea el orden (primero, segundo, tercero) del levantamiento que se aplique al proyecto y de las necesidades e importancia del mismo.

Figura 3. **Planta topográfica de la comunidad San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Existen varios métodos de llevar a cabo la planimetría, estos son: conservación de azimut, deflexiones, ángulos internos, entre otros. En el caso del presente proyecto, se realizó el levantamiento con un teodolito marca Wild T-2; con la aplicación del método de conservación de azimut.

2.1.2. Calidad del agua

La calidad del agua es importante, permite conocer si es apta para consumo humano. Los análisis más importantes son: examen fisicoquímico y bacteriológico.

2.1.2.1. Exámenes físicos

Estas pruebas miden y registran las propiedades del agua que pueden percibirse a través de los sentidos, entre estas se tiene:

- **Turbidez:** es el efecto óptico causado por la dispersión o la interferencia de los rayos luminosos que pasan a través del agua que contiene pequeñas partículas en suspensión.
- **Color:** puede ser de dos tipos; color verdadero que se presenta después de haber removido la materia en suspensión y el color aparente es el color verdadero más cualquier otro color que produzcan las sustancias en suspensión.
- **Olor:** se deben a pequeñas concentraciones de compuestos volátiles presentes en el agua.

- Sabor: se relaciona con el olor y es causado por las mismas condiciones, también los minerales disueltos pueden impartir sabores al agua pero no olores.

Nota: No fue posible realizar el examen físico, debido a que no existen mecanismos de arranque de la bomba sumergible, tal como acometida eléctrica y tablero de distribución de encendido de la bomba. Pero se hizo la observación a la Municipalidad quienes quedaron de efectuarlo.

2.1.3. Exámenes químicos

Son análisis que determinan las cantidades de materia mineral y orgánica que hay en el agua y afectan su calidad, proporcionando información sobre contaminantes, ella son:

- Dureza: es la capacidad del agua para consumir el jabón, las aguas duras son menos corrosivas que las blandas que contienen compuestos de calcio y magnesio en bajas concentraciones.
- Alcalinidad: la medida de los constituyentes básicos presentes en el agua como calcio y magnesio, concentraciones de iones de hidrogeno, valor del pH: estos miden la intensidad de la reacción ácida o alcalina del agua, el valor neutro del agua es 7, de 0 a 7,0 indica acidez y de 7,0 hasta 14 indica alcalinidad, la mayoría de aguas poseen valores entre 5,50 y 7,0 de pH.
- Cloro residual: cuando se agrega cloro al agua, reacciona con sustancias orgánicas y otras que destruyen su poder desinfectante, por ello es necesario agregar una cantidad de cloro para que reaccione con todas

las sustancias y aún quede un exceso o cantidad residual, si se quiere destruir bacterias y virus. Este puede quedar disponible en estado libre, el cual tiene un rápido poder desinfectante.

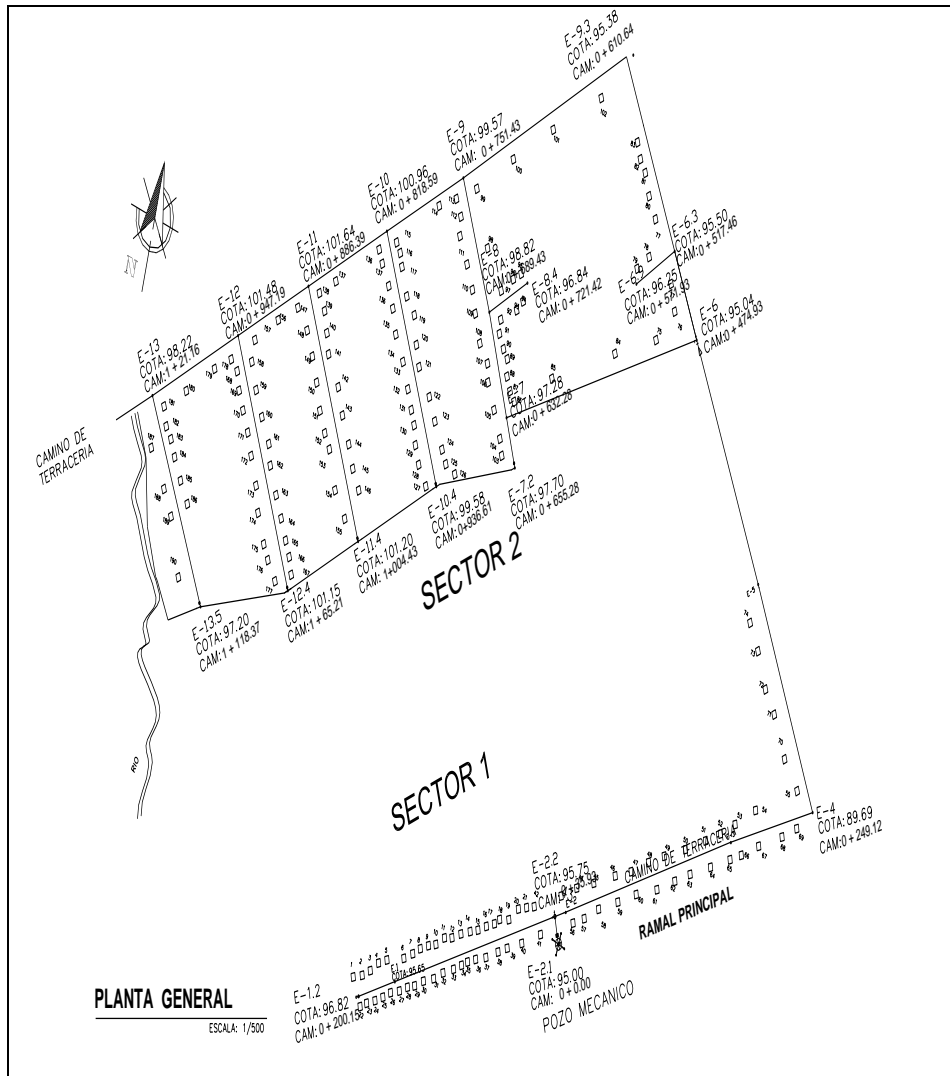
2.1.4. Examen bacteriológico

El agua puede contener muchos tipos de bacterias, virus, hongos, entre otros, cuyo medio ambiental habitual sea el suelo, el agua o el aire y forman esporas. Los exámenes bacteriológicos están basados en la determinación del número de bacterias presentes y de la presencia o ausencia de organismos de origen intestinal o de aguas negras. Los principales organismos indicadores de contaminación intestinal de aguas negras son bacterias del grupo coliforme, las cuales son huéspedes habituales del intestino grueso del hombre y animales.

La *Escherichia coli* y el *Aerobacter aerógenes* son las bacterias que forman el grupo coliforme de importancia en el análisis del agua. Las pruebas principales son: recuento total de bacterias: este se usa para obtener una estimación del número total de bacterias que se encuentran en una muestra de agua; esta prueba se realiza en dos diferentes temperatura, a 35 grados centígrados que es la temperatura óptima en que las bacterias crecen en mejores condiciones y a 20 grados centígrados, que es la temperatura ambiente con el objeto de observar el desarrollo.

De las bacterias en los medios naturales. Investigación del grupo coliforme: la estimación del número de bacterias del grupo coliforme, presentes en un determinado volumen agua será índice de la intensidad de una contaminación. El examen de calidad del agua indica que es apta para el consumo humano.

Figura 4. **Planta general San Carlos Canadá Sectores 1 y 2**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

2.1.5. Fuente

La única fuente con que cuenta la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 es un pozo mecánico de reciente construcción, cuya información proporcionada por la municipalidad es la siguiente:

Figura 5. **Tubería de impulsión de 4 pulgadas**



Datos del pozo mecánico

Producción (Aforo)	= 125 G. P.M. (7,9 l/seg.)
Profundidad total del pozo	= 508 pies (154,83 m.)
Nivel estático	= 65 pies (19,81 m.)
Nivel dinámico	= 125 pies (38,10 m.)
Diámetro del tubo impulsión	= 4"
Potencia de la bomba instalada	= 25 HP
Prof. de la bomba	= 373,42 pies (113,81 m.)
La prueba de bombeo duró	= 24 horas
Tiempo de recuperación	= 2 minutos

Fuente: municipalidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla.

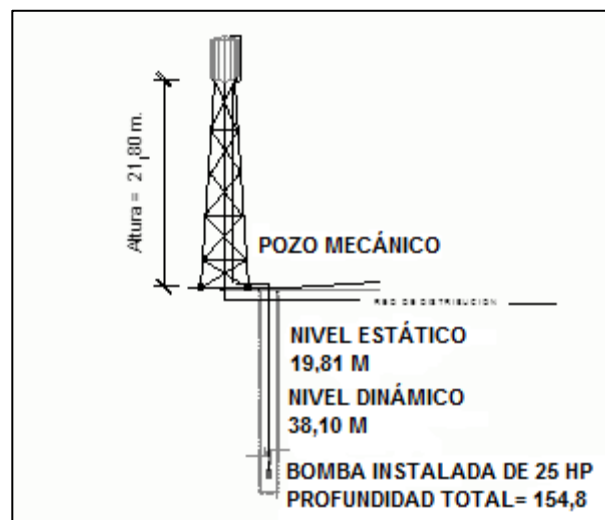
2.1.5.1. Caudal de aforo

Es el caudal del que se puede disponer en la fuente de agua, este puede ser mayor que el requerido tomando únicamente el necesario y dejando el resto libre o pueden ser menor en donde se realizan obras de arte dependiendo del tipo de fuente disponible. El aforo del pozo es de 125 G.P.M

2.1.6. Criterios de diseño

A continuación se muestran algunos criterios de diseño para el pozo mecánico.

Figura 6. **Pozo mecánico**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Demanda de agua: para tener un valor aproximado de la cantidad o dotación diaria por habitante, en la encuesta realizada se tomó un apartado para tomar la información respecto del consumo diario por casa. La cantidad consumida diaria varía según el número de personas que conforman el hogar, y la distancia a la fuente de abastecimiento. La dotación promedio diaria por habitante, según información proporcionada por el Cocode de San Carlos Canadá es de 112 l/hab/día, distribuidos de la manera siguiente:

Información sobre consumos de agua en la comunidad:

Para beber	3 lt.
Para uso culinario	15 lt.
Para lavado de trastos	12 lt.
Para lavado de ropa	40 lt.
Para higiene física	32 lt.

Para un total	102 lt.

2.1.7. Período de diseño

Es el tiempo en que la capacidad del sistema atiende la demanda y es eficiente en un cien por ciento, comprende desde el momento de la construcción e inicio del funcionamiento del sistema, hasta el momento en que se sobrepasan las condiciones de diseño establecidas. En acueductos generalmente se estima un período de diseño de 20 años.

En el diseño se adoptó un período de veinte años y un año para la ejecución del proyecto, no se consideró un período para la gestión debido a que la institución que financiará el proyecto lo ejecutará una vez se entregue el estudio.

2.1.7.1. Estimación de la población de diseño

Para la estimación de la población de diseño se tomaron en cuenta las condiciones socioculturales de la comunidad, como un factor determinante que condicionan su crecimiento.

2.1.7.2. Dotación

La dotación asignada para la región, en función del clima, los recursos hidrológicos, las características de la población, los cambios que introduce la mejora o construcción de los servicios de agua y el costo que ello conlleva es de 90 lt/hab/día.

2.1.7.2.1. Población futura

Para la estimación de la población futura se utilizará el método de incremento geométrico por ser el más utilizado en el medio. Según datos proporcionados por el comité de vecinos de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2, existen 1 140 habitantes en total, distribuidas en ciento noventa viviendas. Para la estimación de la población de diseño se tomó la tasa de crecimiento poblacional proporcionado por el Instituto Nacional de Estadística (Ine) el cual es $r = 3,86 \%$; Teniendo actualmente 190 viviendas, que fueron construidas con diversos materiales de construcción (adobe, *block*, madera, entre otros).

Figura 7. **Caseta del pozo mecánico**



Fuente: Municipalidad de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla.

2.1.7.2.2. Población actual

La población actual de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 se estimó con base en una encuesta realizada en la comunidad, donde se estableció que por cada vivienda existen en promedio 6 habitantes, de manera que la población actual se estimó así:

$$\text{Población actual} = 190 \text{ viv} * 6 \text{ hab/Viv.} = 1\ 140 \text{ hab}$$

Nota: Para la estimación de la población futura se tomaron en cuenta las condiciones sociales, crecimiento económico de la comunidad, y tasa de crecimiento poblacional; por lo que la población de diseño es:

$$P_f = P_a * (1+r)^n$$

Donde:

P_f = población futura

r = tasa de crecimiento poblacional

n = período de diseño

$$P_f = 1\ 140 (1+3,86\%)^{21}$$

$$P_f = 2\ 526 \text{ hab}$$

2.1.7.3. Tipo de sistema

Tomando en consideración que la fuente a utilizar es un pozo mecánico ubicado en la misma comunidad de San Carlos Canadá, se optó por implementar un sistema por gravedad, el cual partirá de un tanque de distribución o tanque elevado, hacia los distintos ramales que conforman la red

de distribución, la que a su vez está conformada por una serie de ramales, con un circuito cerrado.

2.1.7.4. Tipo de distribución

Según el análisis preliminar, y dada la naturaleza de sus calles y avenidas, se estableció que la red funcionará por ramales abiertos y un circuito cerrado. Por economía se utilizará tubería PVC de diversos diámetros.

2.1.7.4.1. Tipo de conexión

De acuerdo con el interés de los beneficiarios, la tendencia de desarrollo de la población y la proximidad con la cabecera municipal, el tipo de conexión será domiciliar.

2.1.8. Determinación de caudales

El caudal de diseño, es el que se necesita transportar en la tubería, su diseño es afectado por diversos factores: uno es para línea de conducción y otro para la línea de distribución: Factor de día máximo (FDM).

Factor día máximo (FDM)

Este factor depende del consumo máximo de un día durante el registro de un año, y varía según el sector a servir. El criterio más utilizado es el siguiente:

Para área rural = entre 1,2 y 1,8

Para área urbana = 2

Considerando el tipo de clima, condiciones culturales y nivel económico, se adoptó un factor de día máximo FDM = 1,5

Factor de hora máximo (FHM)

Este factor depende del consumo máximo, de una hora en el transcurso de un día y será utilizado en el diseño de la red de distribución, dentro de los rangos siguientes:

Para área rural: oscila entre 1,5 y 2

Para área urbana: oscila entre 2 y 3

San Carlos Canadá Sectores 1 y 2, es una comunidad rural, por lo que se adoptó un factor de hora máximo FHM = 1,5

2.1.8.1. Caudal medio diario: Qmd

Es el caudal que consumirá la población en un día, o el caudal durante las 24 horas obtenido como promedio de los consumos diarios en el período de un año, cuando no se conocen registros se puede asumir como el producto de la dotación por el número de habitantes servidos.

$$Qmd = \text{Dotación} * \text{Población futura} / 86\ 400$$

$$Qmd = (90 \text{ Lt/hab/día}) * (2\ 526 \text{ hab}) * (1 \text{ día} / 86\ 400 \text{ seg})$$

$$Qmd = 2,63 \text{ Lt/seg}$$

2.1.8.2. Caudal máximo diario: Q dmáx

Es el caudal máximo que se prevé durante las 24 horas el el período de un año, cuando no se tienen datos, el caudal medio diario (Qmd) se multiplica por el factor de día máximo (FDM). En este caso se tomó un FDM igual a 1,5

$$Q_{dmáx} = Q_m * FDM$$

$$Q_{dmáx} = 2,6312 \text{ lt/seg} * 1,50$$

$$Q_{dmáx} = 3,945 \text{ lts/seg caudal utilizado en la línea de conducción.}$$

2.1.8.3. Caudal máximo horario: Q hmáx

Es el caudal máximo que se prevé en una hora en un período de un año, cuando no se cuenta con datos de consumo, este se determina multiplicando el caudal medio diario (Qm) por el factor de hora máxima (FHM). En este caso se utilizó un FHM igual a 1,6.

$$Q_{hmáx} = Q_m * F.H.M. = 2.63 \text{ lts/seg} * 1,6 = 4,20 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{hmáx} = 4,20 \text{ Lts/seg.}$$

Es el caudal utilizado en el diseño de la red de distribución, pero está condicionado en cada ramal de la red, por la cantidad de viviendas o usuarios a servir; y para su distribución final se utiliza el caudal por vivienda, o bien caudal instantáneo.

2.1.8.4. Caudal por vivienda: Q viv

El caudal por vivienda es distribuido, proporcionalmente, por medio del factor de gasto (FG); y en base al número de viviendas en cada ramal.

Donde:

$$FG = Q_{mh}/\text{Viviendas actuales}$$

$$FG = 4,20 \text{ lts/seg}/190$$

$$FG = 0,022 \text{ lts/seg/vivienda.}$$

El factor de gasto se multiplica por la cantidad de viviendas, que hay en el ramal; por ejemplo el caudal que será utilizado en el tramo comprendido entre las estaciones E-2.1 y E- 4.

$$Q_{\text{viv}} = 0,022 \text{ lt/seg/viv} * 28 \text{ viviendas}$$

$$Q_{\text{viv}} = 0,616 \text{ lts/seg. Es el caudal en el tramo:}$$

2.1.8.5. Caudal instantáneo: Qi

También llamado caudal simultáneo, es el caudal que se utiliza simultáneamente en un instante en cualquier punto del ramal, este da un concepto apropiado para colocar diámetros de tubería más reales en el diseño, su valor mínimo es de 0.20 lts /seg (según Unepar), y su fórmula es:

$$Q_i = K * \text{Sqrt}(n-1)$$

Donde:

n = número de casas en el ramal

K = constante, 0,15 para menos de 55 casas; y K=0,20 para más de 55

El caudal instantáneo en el tramo: E-2.1 a E-4

$$Q_i = 0,15 * \text{Sqrt}(28-1)$$

$$Q_i = 0,7794 \text{ lts / seg.}$$

Después de comparar el caudal Q_{viv} y Q_i , el caudal que se va a utilizar es el instantáneo $Q_{inst} = 0,7794 \text{ lts / seg.}$; por ser mayor .

2.1.8.6. Caudal de bombeo (Q_b)

Las horas y el caudal de bombeo van íntimamente ligados, ya que si las horas de bombeo aumentan, el caudal de bombeo (Q_b) disminuirá y por el contrario si las horas de bombeo disminuyen, el caudal de bombeo (Q_b) deberá aumentar. Para determinar ambos es preciso saber si el aforo de la fuente tiene la capacidad para soportar el bombeo.

La determinación del caudal de bombeo (Q_b) se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$Q_b = Q_{md} * 24 \text{ horas diarias} / \text{núm. de horas de bombeo}$$

$$Q_b = 3,945 \text{ lt/s} * 24 \text{ hrs. diarias} / \text{núm. horas de bombeo}$$

Las horas de bombeo deben estar entre 8 y 18 horas para un buen funcionamiento del sistema de bombeo, se sabe que el caudal día máximo es de $Q_{md} = 3,945 \text{ lts/seg.}$ De acuerdo a la fórmula para el caudal de bombeo se obtienen los valores de la tabla1.

Tabla II. **Horas de bombeo contra caudales de bombeo**

Horas de bombeo	Caudal de bombeo
11	8,61
12	7,89
12,1	7,82
12,2	7,76
12,3	7,70
12,45	7,60
12,5	7,58
13	7,28

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con la tabla anterior, el caudal de bombeo será $Q_b = 7,58$ lts/seg. y las horas de bombeo serán de 12,5 horas; de manera que se tendrá un bombeo adecuado durante un día, ya que el caudal a bombear no excederá el caudal del pozo, que según aforo es de: 7,89 Lts/seg.

2.1.9. Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño sirven para obtener que las presiones en la red de distribución se mantengan dentro de los rangos aceptables, sin ocasionar daño a la tubería o artefactos.

2.1.9.1. Presión estática

Es la presión que soporta la tubería cuando el líquido se encuentra en reposo, el BID recomienda que la máxima presión estática que soporta la tubería sea la siguiente: en líneas de conducción la presión máxima estática

es 60 m.c.a y la mínima 40 m.c.a. y en redes de distribución la máxima presión estática es 40 m.c.a. y la mínima 10 m.c.a. Pero en algunos casos especiales 8 m.c.a.

2.1.9.2. Presión dinámica

Se produce cuando el líquido entra en movimiento, es cuando la presión estática sufre alteración en su valor y consume su energía a medida que avanza. Según el BID la máxima presión dinámica que puede existir en la red de distribución es 40 m.c.a. y la mínima 10 m.c.a, en casos muy particulares 7 m.c.a.

2.1.9.3. Diseño de la línea de impulsión

Las bombas de agua son artefactos cuya función es proveer la presión al líquido, en este caso agua, permitiéndole mayor elevación o nivel. Existen diferentes tipos de bombas y se utilizan de acuerdo a la presión deseada, temperatura y viscosidad del fluido, se clasifican de acuerdo al principio de funcionamiento en: bombas volumétricas, estáticas o de desplazamiento positivo, bombas de flujo, dinámicas o centrífugas, bombas para pozo profundo.

- Bombas volumétricas, estáticas o de desplazamiento positivo

Se basa en que los elementos móviles desplazan una cantidad de fluido que está determinada por la altura de descarga o de succión, y además por las pérdidas por fricción en la tubería. Existen dos clases: reciprocantes y rotativas.

- Bombas reciprocantes

Están constituidas por un cilindro dentro del cual se desplaza, ajustando en sus paredes un cilindro que se mueve alternativamente en uno y otro sentido, el volumen de espacio del cilindro aumenta o reduce, por medio de válvulas convenientemente dispuestas se logra el movimiento del líquido, a través de la cámara de retorno de una sola dirección, sin permitir que el líquido regrese. Estas bombas proporcionan un caudal continuo y pulsante se puede lograr caudales de cuatrocientos litros por minuto.

- Bombas rotativas

En este tipo de bomba el elemento que se desplaza dentro de la cámara posee un movimiento continuo, dicho elemento está formado por dos terceras partes que giran ajustadas dentro de una cámara de la bomba, permitiendo que el movimiento del fluido sea uniforme, continuo y sin necesidad de utilizar válvulas de entrada ni en la salida.

- Bombas de pozo profundo

Se recomienda para profundidades mayores a cinco metros, y van instaladas dentro del pozo, y es utilizada para extraer agua de pozos profundos, existen dos tipos: bombas de pistón, bombas de eyector y bomba de turbina de flujo vertical.

- Bomba de pistón

Consiste en un cilindro con un pistón que se desplaza dentro de este, posee válvulas y el embolo o pistón se mantiene suspendido por medio de la tubería de descarga y el pistón es accionado desde la superficie de forma manual o por medio de motor, por medio de varillas que se desplazan dentro de la tubería de descarga, este tipo de bomba es utilizado para caudales bajos.

- Bombas tipo eyector

Es una bomba centrífuga montada en la superficie y provista de un eyector sumergido dentro del agua del pozo. La tubería de descarga posee una derivación que va conectada al eyector dentro del pozo. Una parte del eyector va conectado a la tubería de succión de la bomba, a manera que parte del caudal de la bomba recircule a través del eyector, generando así la succión del agua dentro del pozo. Es utilizada en pozos con poca producción de agua y alturas de succión medianas.

- Bombas de turbina vertical

Es del tipo de bomba sumergible y se utilizan para cualquier caudal sin importar la profundidad del pozo, su única limitación está dada por el diámetro que posee el pozo en el cual será instalada. No es más que una bomba centrífuga de varias etapas, con un eje vertical y flujo paralelo a su eje; la componen tres elementos: cuerpo de la bomba, conjunto columna y eje, y el cabezal. El cuerpo de la bomba lo constituyen los impulsores provistos de su eje, y los tazones o cubiertas de los impulsores. Pueden ser de una o varias etapas, y son construidas con

cualquier tipo de impulsor, ya sea cerrado, semiabierto o abierto y pueden utilizarse en columnas o para lubricación por aceite o por agua. Posee un tubo dentro del cual gira un eje el que le trasmite el movimiento a la bomba desde el motor que se encuentra en la superficie. La parte del cabezal se encuentra en la parte exterior de la bomba y está formado por la base que sostiene la columna de la bomba, la descarga del agua y el motor que acciona la bomba.

A veces se emplea un motor de combustión, que posee un eje horizontal y utiliza un cabezal de transmisión dispuesto en ángulo recto, el que se encarga de transmitir el movimiento del eje vertical de la bomba, y si se utiliza motor eléctrico, se instala con su eje vertical sobre el cabezal de descarga.

- **Bombas sumergibles**

Es del tipo de bomba de turbina vertical, está formada por el cuerpo de la bomba, que va acoplado de forma directa por la parte inferior un motor eléctrico a prueba de agua, trabaja sumergido dentro del agua del pozo. La corriente eléctrica es la fuerza motriz transmitida a través de cables herméticos a prueba de agua. Su mayor ventaja es su economía.

2.1.9.4. Diámetro de tubería

Es necesario determinar el diámetro de la tubería a emplear porque de este dependerá en mucho la potencia de la bomba; si se adopta un diámetro grande, resultan pérdidas de carga pequeñas y por consiguiente la potencia del sistema de bombeo será reducida, por lo que las bombas serán de menor costo aunque el costo de la tubería de descarga será elevado y por el contrario si el diámetro de la tubería es pequeño la tubería será de menor coste, pero la

bomba será mayor y por lo tanto consumirá más energía. Para lograr un diámetro óptimo se hace uso de la siguiente fórmula:

$$De = 1,8675 * \text{Sqrt} (Qb)$$

Donde:

Qb = caudal de bombeo

De = diámetro económico

Cálculo de diámetro económico:

$$De = 1,8675 * \text{Sqrt}(7,59 \text{ l/s})$$

$$De = 5,14 \text{ "}$$

Elegir entre

$$De = 5" \text{ y } 4"$$

Como el diámetro de la tubería instalada dentro del pozo es de 4" los cálculos de pérdidas por fricción se hará con este diámetro.

2.1.9.5. Carga dinámica total (CDT)

También se le conoce con el nombre de altura dinámica total. Es la altura que debe proveer la bomba para mover el caudal requerido, se utiliza para el diámetro económico de las posibilidades que da la expresión anterior. Se determina por medio de la siguiente expresión: $CDT = H_i + H_f + h_m + h_v$

Donde:

CDT= carga dinámica total (m)

Hi = altura de descarga (m)

Hf = pérdidas por fricción en la línea (m)

hm = pérdidas menores (m)

hv = pérdidas por velocidad (m)

Altura de descarga (Hi)

Es la diferencia de nivel que existe entre la cota de ubicación de la bomba (hi) y la cota correspondiente al tanque de distribución (hf) determinándose así:

$$Hi = hf - hi$$

Pérdida debido a la fricción (Hf)

Esta pérdida se produce por el paso del líquido, a través de la tubería y se genera desde el punto donde se encuentra instalada la bomba hasta el tanque de distribución, esta se obtiene a través de la fórmula:

$$Hf = \frac{1.743,81114 * L * Q^{1,85}}{(D^{4,87}) * (C^{1,85})}$$

Donde:

L = longitud de tubería de pozo o tanque de distribución

Q = caudal requerido o caudal de bombeo

D = diámetro de tubería

C = coeficiente de fricción de la tubería (C=100 para HG, C =140 para PVC)

Pérdidas menores (hm)

Se producen en los distintos accesorios que se colocan en un tramo de tubería tal como teés, válvulas, yees, entre otros, y se obtiene por medio de la expresión: $h_m = K \cdot (V^2) / (2 \cdot g)$

Donde:

K = factor que depende el tipo de accesorio

V = velocidad del fluido

g = gravedad (9.81 m/s²)

Pérdida por fricción (tubería de impulsión) (h_f)

$$h_f = 1\,743,81114 \cdot L \cdot (Q^{1,85}) / ((D^{4,87}) \cdot (C^{1,85}))$$

$$h_f = 1\,743,81114 \cdot 113,81 \cdot (7,570/\text{seg}^{1,85}) / ((4,00 \text{ pulg}^{4,87}) \cdot (100^{1,85}))$$

$$h_f = 1,685 \text{ m}$$

Velocidad: V

$V = Q/A$, entonces

$$V = 0,00758 \text{ m}^3/\text{seg} / [3,1416 \cdot (4''/2 \cdot 0,0254)^2 \text{ m}^2]$$

$$V = 0,93 \text{ m/seg}$$

Pérdidas menores: (h_m), (tubería de impulsión)

Debido a los accesorios que pueden colocarse en un solo tramo de tubería, se adoptará un valor directamente de $K=10$ y el diámetro de impulsión es de 4 pulgadas:

$$h_m = 10 \cdot (V^2) / (2g)$$

$$h_m = 10 \cdot (0,93)^2 / (2 \cdot 9,81 \text{ m/seg}^2)$$

$$h_m = 0,440 \text{ m.}$$

Pérdidas por velocidad (h_v)

Se producen en las tuberías por los cambios de velocidad que experimenta el flujo en diferentes secciones de tubería, se determina así:

$$h_v = (V^2) / (2 \cdot g)$$

Donde:

V = velocidad del flujo (m/s)

g = gravedad

$$H_v = V^2 / (2g)$$

$$H_v = 0,93^2 / (2 \cdot 9,81)$$

$$H_v = 0,044 \text{ m}$$

Carga dinámica total (CDT)

Se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$CDT = H_i + h_f + h_m + h_v + h_{td}$$

Donde:

CDT = carga dinámica total

H_i = altura de descarga

H_f = cota del tanque de distribución

h_i = cota donde está instalada la bomba

H_f = pérdida de carga por fricción

H_m = pérdidas menores

Hv = pérdidas por velocidad

Ht.d. = altura del tanque de distribución

Altura de descarga (Hi)

$H_i = H_f - h_i = \text{cota del brocal del pozo mecánico} - \text{Cota de la bomba} = 113,81 \text{ m}$

$H_i = 113,81 \text{ m}$

Por lo tanto el es:

$CDT = H_i + h_f + h_m + h_v + h_{t.d}$

$CDT = 113,81 \text{ m} + 1,685 \text{ m} + 0,44 \text{ m} + 0,044 \text{ m} + (21,8 + 7,20 + 5) = 149,98 \text{ m}$

2.1.9.6. Potencia de la bomba (Pb)

Es la potencia necesaria para elevar el líquido a la altura deseada.

$P_b = Q_c * CDT / (76 * e)$

$P_b = 7,60 * 149,98 / (76 * 0,70)$

$P_b = 21,42 \text{ Hp}$. Se optó por una potencia de 25 hp

2.1.9.7. Sobre presión o golpe de ariete

Se produce el golpe de ariete debido a fluctuaciones de presión por el encendido apagado de equipo de bombeo, o incluso por el cierre de alguna válvula, esta es provocada por la energía cinética en donde se da un trabajo de compresión en el agua y un esfuerzo de expansión en las paredes de la tubería.

El sobre presión o golpe de ariete máximo se obtiene mediante la fórmula: $GA = 145 \cdot V / \sqrt{1 + E_a \cdot D / (E_t \cdot e)}$

Donde:

V = velocidad del flujo en (m/s)

E_a = módulo de elasticidad del agua (kg/m²)

D = diámetro interior de la tubería (cm)

E_t = espesor de tubería (cm)

Cálculo de golpe de ariete (GA)

Datos:

V = 0,93 m/seg

E_a = 20 670 Kg/cm²

D = 4" (10,08 cm)

E_t = 28 100 Kg/cm²

E = 0,67 cm

$GA = (145 \cdot 0,93 \text{ m/seg}) / \sqrt{1 + 20\,670 \cdot 0,1016 \text{ m} / (28\,100 \cdot 0,67 \text{ cm})}$

GA = 38,82 m

Caso crítico: se da cuando ocurre el golpe de ariete, de manera que ocurre un incremento en la carga dinámica debido a las ondas de presión, en dicho caso, la carga dinámica total será igual a:

CDT crítico = 149,98 m + 38,82 m = 188,80 m

Tabla III. **Resumen de pérdidas por fricción en tubería de impulsión del pozo mecánico**

Pérdida por fricción tubería de impulsión	Hf	1,69	Observaciones
Pérdida menores tubería de impulsión	Hm	0,44	
Pérdidas por velocidad tubería de impulsión	Hv	0,04	
Altura de descarga (cota de brocal del pozo – cota de la bomba)	Hi	113,81	Profundidad de la bomba
Altura del tanque de distribución (Medida desde el suelo)	Htd	21,80	
Altura de la parte cilíndrica del tanque elevado	Hcil	7,20	
Altura adicional de 5 mts	Hadic	5,00	
Cota dinámica total	CDT	149,98	
Golpe de ariete	GA	38,82	
Carga dinámica total crítica	CDT Crítico	188,80	

Fuente: elaboración propia.

De lo anterior se puede recomendar colocar tubería HG (galvanizada) ya que resiste muy bien esta presión.

2.1.9.8. Cálculo del sistema de bombeo

Como primer paso se calcula el diámetro económico de la tubería de impulsión, el cual podrá tener dimensiones acordes a los diámetros de tubería que comercialmente se manejan en el mercado local.

Diámetro económico:

$$De = 1,8675 * \sqrt{7,60}$$

$$De = 5,14 \text{ "}$$

Para determinar el diámetro económico, se puede analizar los diámetros comerciales de: 5", y 6". Sin embargo, el tubo instalado dentro del pozo es de 4" por lo que los cálculos se realizarán con este diámetro.

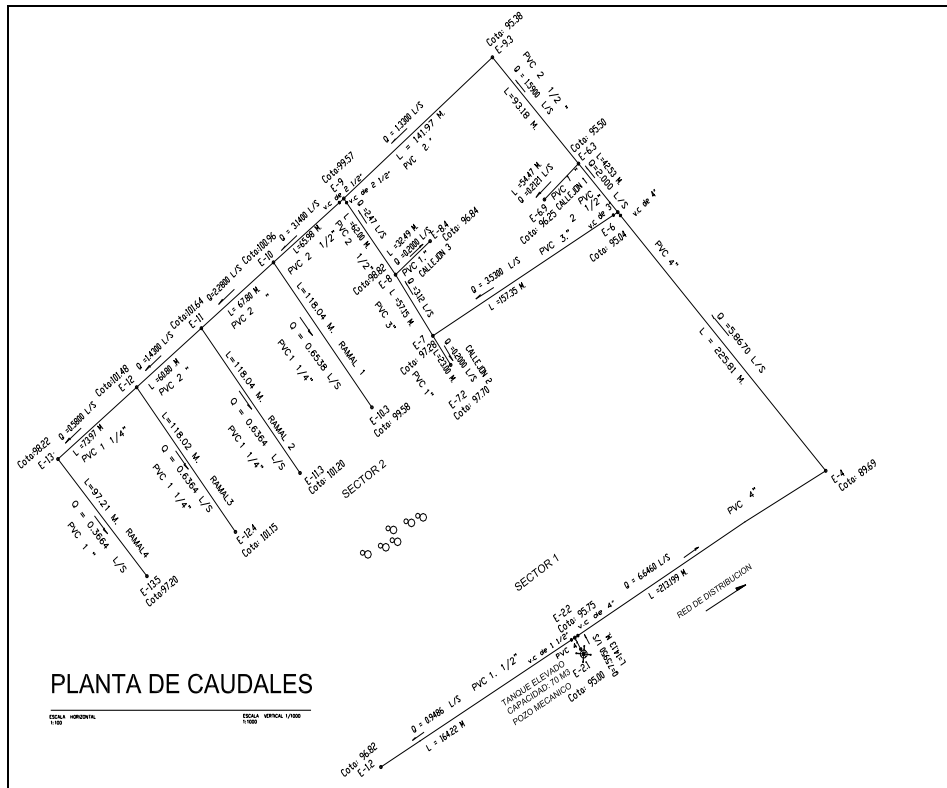
2.1.10. Diseño de la red de distribución

Por lo disperso de las viviendas se optó por ramales abiertos y un circuito cerrado, para brindar una mejor eficiencia en la red de distribución. El tipo de tubería a utilizar es pvc por su facilidad de instalación y durabilidad. Se cuenta con un pozo mecánico construido por la administración municipal anterior cuyo caudal de aforo es 125 GPM caudal suficiente para abastecer a los sectores 1 y 2 de San Carlos Canadá.

2.1.10.1. Diseño de la red de distribución utilizando Hazem-Williams

Para el diseño de la red de distribución se utilizó la fórmula de Hazen Williams por ser más ampliamente utilizada en el diseño hidráulico de tubería, y por ser más conservador en el cálculo de pérdidas por fricción. Para la selección de los factores de hora máximo y hora mínimo se tomó en cuenta el clima, condiciones socioeconómicas y tipo de desarrollo de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla.

Figura 8. Caudales en la red de distribución



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

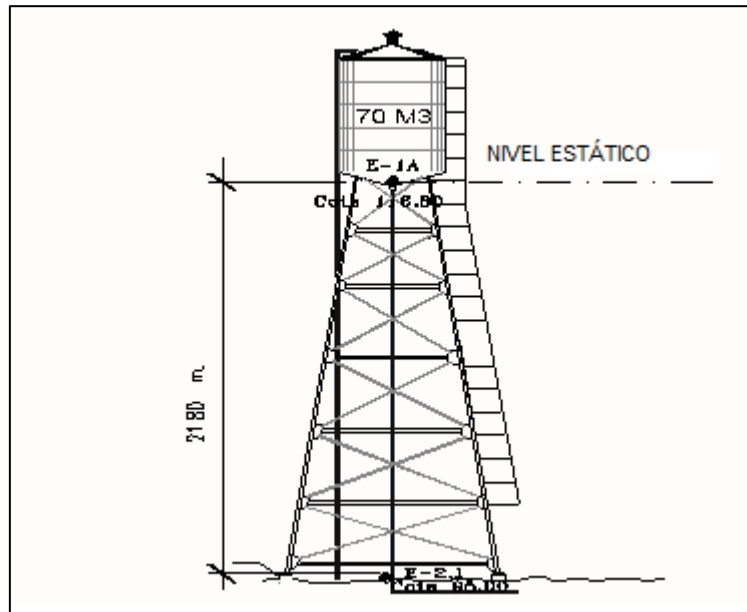
El pozo mecánico se ubica en el sector 1 donde da inicio la red de distribución de agua potable de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2.

Actualmente las condiciones del pozo son óptimas ya que la comunidad mantiene un constante monitoreo del mismo y durante el tiempo que lleva desde su construcción se le ha dado el debido mantenimiento.

Solamente hace falta construir la torre elevada y el tanque de distribución, que son componentes principales del sistema de bombeo.

Diseño del tanque elevado

Figura 9. **Cálculo hidráulico en tramo inicial**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

La cota de salida del tanque de distribución es 116,80 y está ubicada en la E- 1ª, en la parte baja se conecta a la E-2.1; el tipo de tubería a emplear es de hierro galvanizado (HG) por lo que el cálculo de las pérdidas por fricción es cuando el agua va de la estación E-1A hacia la E-2.1, ocurren pérdidas por fricción que habrá que tomar en cuenta en el diseño.

Longitud de tubería = diferencia entre cotas = $116,80 - 95,00 = 21,80$ m

Presión estática en E-2.1 = cota de E2-1 - altura de torre
= $116,80 - 21,80 = 21,80$ mca

- Cálculo de las pérdidas por fricción:
Para las pérdidas por fricción se utilizará la fórmula de Hazen-Williams por su fácil utilización y por ser ampliamente utilizada en diseño de redes de agua potable.

$$\text{Fórmula de Hazem-Williams } h_f = 1\,743,811 \cdot L \cdot (Q^{1,85}) \cdot (D^{4,87}) \cdot (C^{1,85})$$

Datos:

L = longitud de tubería (m)

D = diámetro de tubería (pulg)

C= coeficiente de rugosidad del pvc (adimensional)

Q =caudal (lts/seg)

hf = pérdidas por fricción (m)

Sustituyendo

$$h_f = 1\,743,811 \cdot 21,8 \cdot (7,595^{1,85}) \cdot (4,6^{4,87}) \cdot (100^{1,85}) = 0,1900 \text{ m}$$

Presión dinámica en E-2.1

Pd = presión estática – hf

$$P_d = 21,80 - 0,19 = 21,61 \text{ m}$$

Velocidad V en m/s

El rango de velocidad 0,50 a 3,00 m/s en la conducción y en redes de distribución no debe ser menor a 0,30 m/s

$$Q = A \cdot V$$

Datos

$$Q = 7,595 \text{ l/s}$$

$$D = 4 \text{ pulg}$$

Área del tubo

$$D = (4 \text{ pulg}) \cdot 2,54 \text{ cms} / 100 \text{ cm} = 0,1016 \text{ m}$$

$$r = \text{radio} = D/2 = 0,1016 \text{ m}/2 = 0,0508 \text{ m}$$

$$r^2 = ,002580 \text{ m}^2$$

$$\text{Área} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot (0,002580) = 0,0081 \text{ m}^2$$

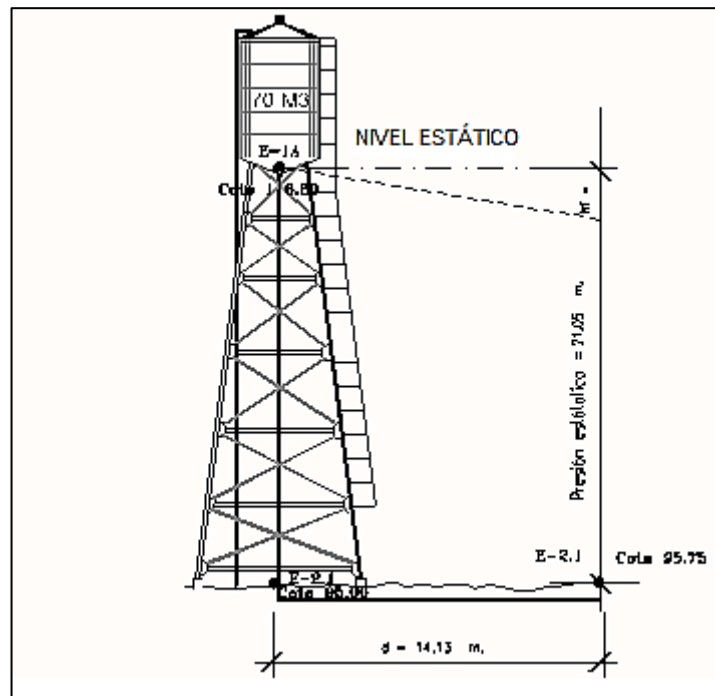
$$V = Q/A = (7,595 \text{ lts/s}) / \frac{1000}{0,0081} = 0,936 \text{ m/s}$$

La velocidad 0,936 m/s está dentro del rango de velocidad, por lo que se acepta el diámetro de 4 pulg.

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica final} &= P_d + \text{cota terreno} \\ &= 21,61 + 95,00 \\ &= 116,61 \end{aligned}$$

A continuación se determinará las pérdidas por fricción en E-2.1

Figura 10. **Cálculo hidráulico en tramo final**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

$$h_f = 1\,743,811 \cdot (14,13 \text{ m}) \cdot (7,595 \text{ lt/s})^{1,85} = 0,12 \text{ m}$$

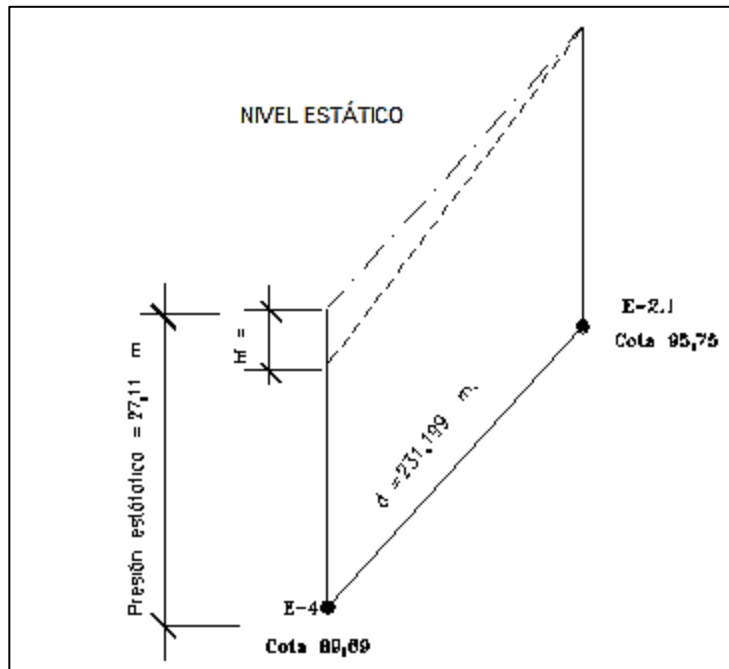
$$(4,009 \text{ pulg.}^{4,87}) \cdot (140)^{1,85}$$

$$\text{Presión estática} = \text{nivel estático} - 95,75 = 21,05 \text{ mca}$$

$$\text{Presión dinámica} = P_d = 21,05 - 0,12 = 20,93 \text{ mca}$$

$$\text{Cota piezométrica: } 20,93 + 95,75 = 116,68$$

Figura 11. Pérdidas por fricción



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Pérdidas por fricción

$$hf = 1\,743,811 \cdot (231,199 \text{ m}) \cdot (6,64 \text{ lts/s})^{1,85}$$

$$(4 \text{ pulg}) \cdot 4,87 \cdot (140)^{1,85}$$

$$hf = 1,62 \text{ m}$$

$$\text{Presión estática} = 116,80 - 89,69 = 27,11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión dinámica} &= \text{Presión estática} - hf \\ &= 27,11 - 1,62 \\ &= 25,49 \text{ mca} \end{aligned}$$

$$V = Q/A = (6,64/1\ 000)/(PI*r^2) = (0,00664)/(0,00810) = 1,6 \text{ m/s}$$

Tabla IV. **Cálculo hidráulico de la red de distribución de San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla**

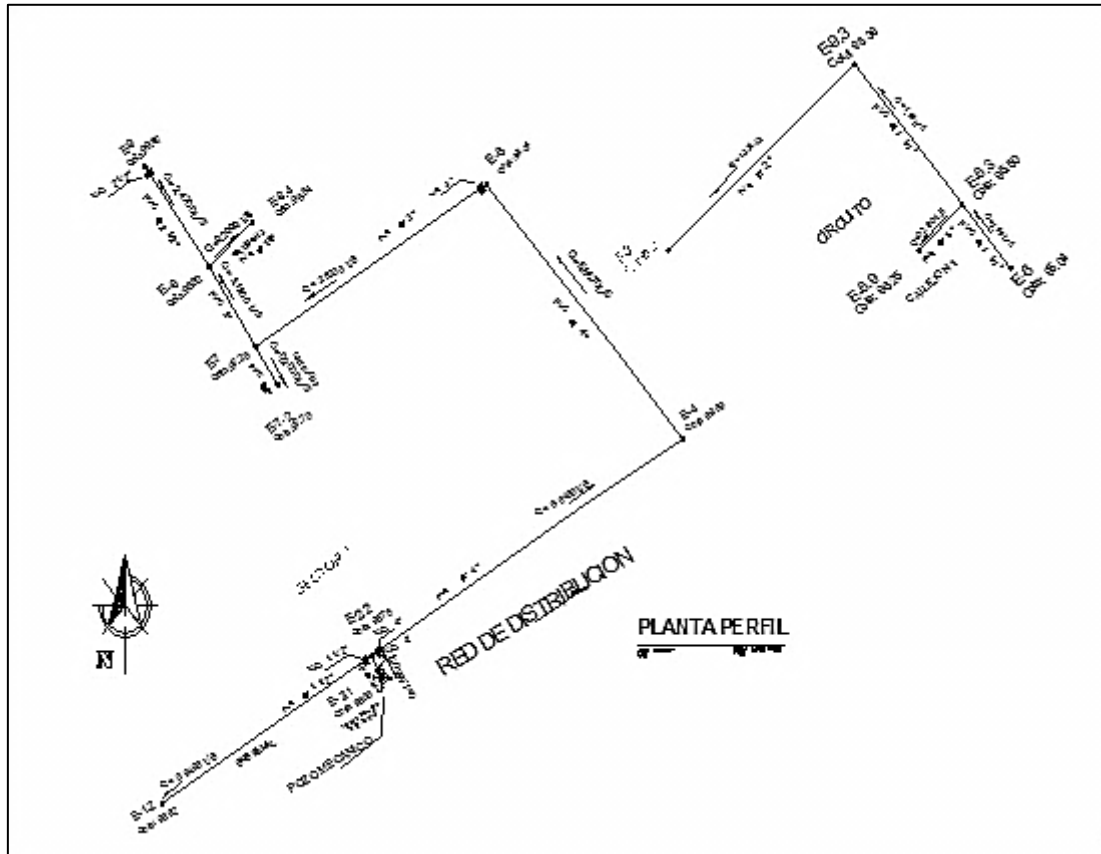
Tramo	Longitud	Diam.	Clase	HWC	Velocidad	Pérdidas	Demanda	Cota	Terreno
E-1.AE-2.	21,8	4	H.G	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300

Fuente: Municipalidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla.

En la tabla anterior se observan las presiones en cada estación y sus correspondientes caudales, la presión mínima en la red de distribución es 5.31 mca ubicada en la estación E-12.4 y presión máxima de 25,18 mca en ubicada en nodo E -4.

Las presiones anteriormente mencionadas en la tabla III se encuentran dentro del rango de presión aceptable, por lo tanto el diseño de la red es satisfactorio.

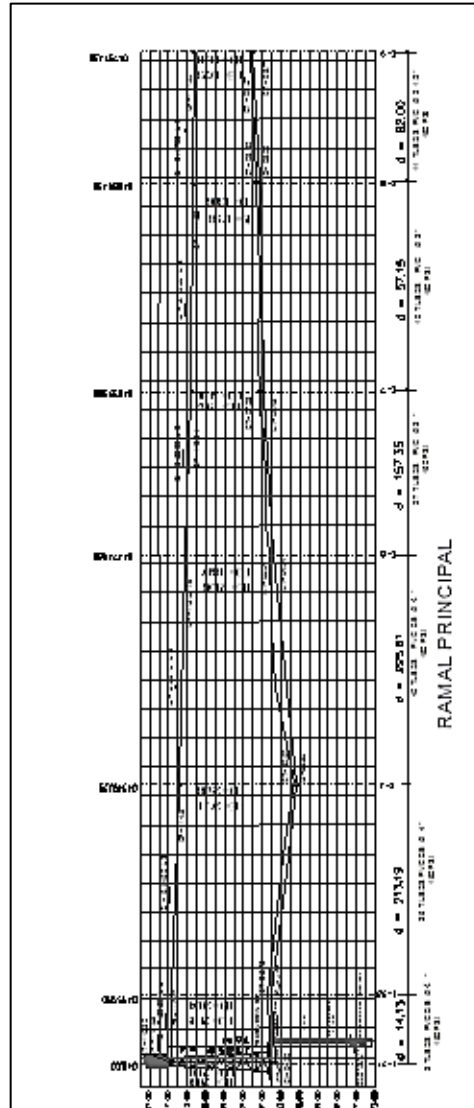
Figura 12. Perfil longitudinal



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

El perfil longitudinal muestra los caudales en cada tramo de la red de distribución, así como sus respectivos diámetros de tubería. Debido a la escala del dibujo, algunos datos no son muy notorios pero estos se podrán apreciar de mejor forma en los planos adjuntos.

Figura 13. Caudales



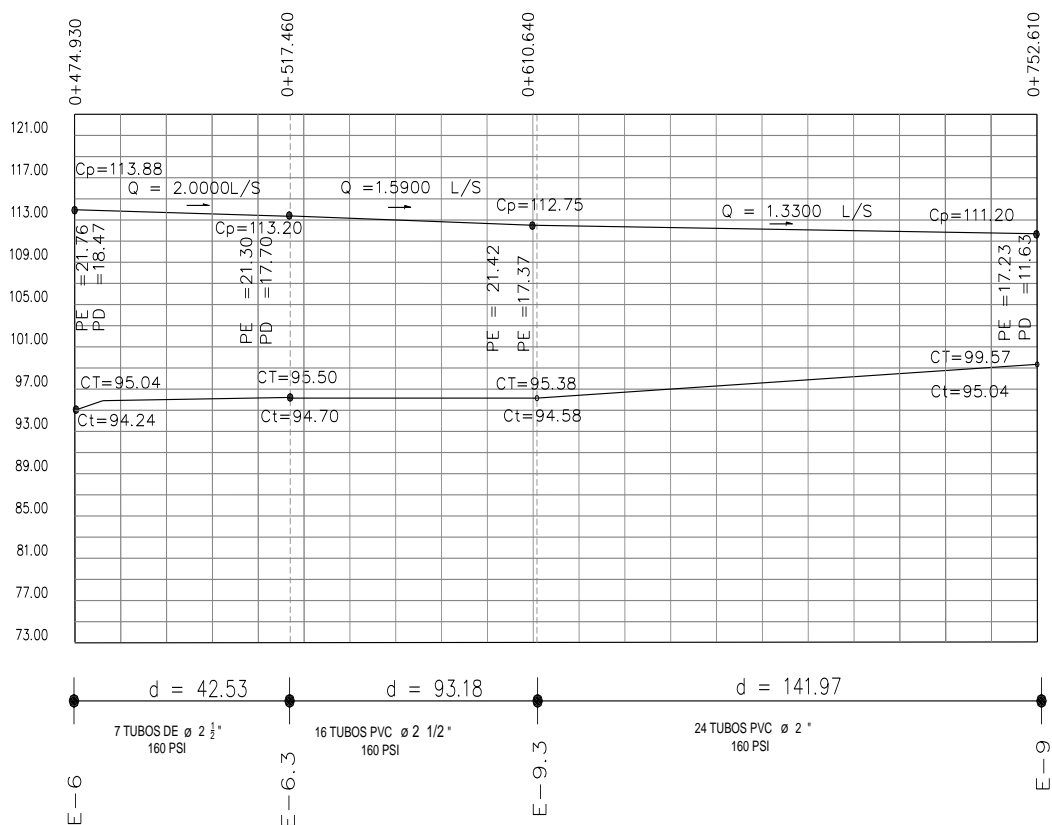
Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

En el perfil se aprecian los caudales que parten del pozo mecánico hacia la red de distribución, el caudal que pasa por las estaciones E-2.1 y E-2.2 es de $Q = 7,595$ lts/seg ya que es el caudal de distribución.

El caudal que pasa por las estaciones E-2.2 y E2.4 es $Q = 6,646$ lt/seg, eso se debe a que se le tuvo que dar un caudal de $Q = 0,9486$ lts/s al tramo entre E-2.2 y E 1.2

Y en los tramos entre E-2.2 y E- 4 ocurre un gasto de $0,779$ lts/s por lo que el caudal que sale de la E-4 es de $Q = 5,867$ lts/s.

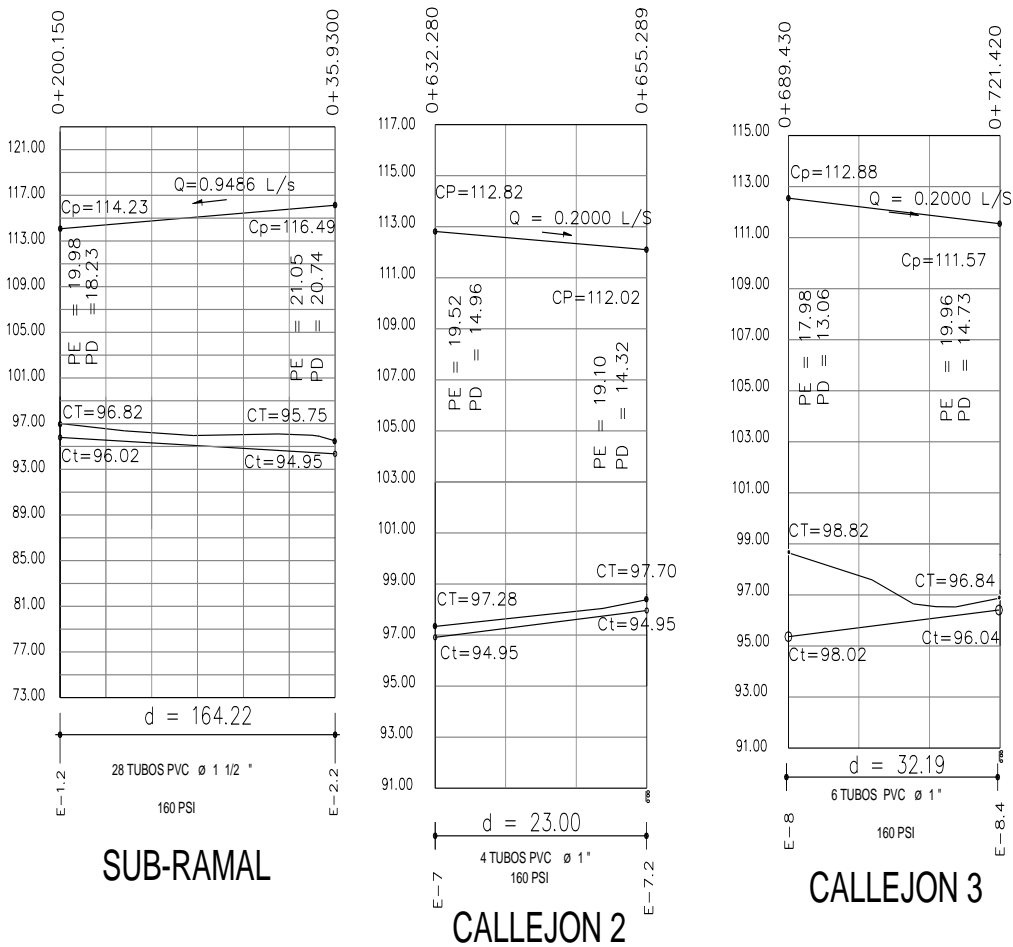
Figura 14. Tramos entre E-2.2 Y E-4



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

El caudal que entra a la estación E-6 es $Q = 5,53$ lts/s debido al gasto de $Q = 0,33$ lts/s que ocurre entre E-4 y E-6.

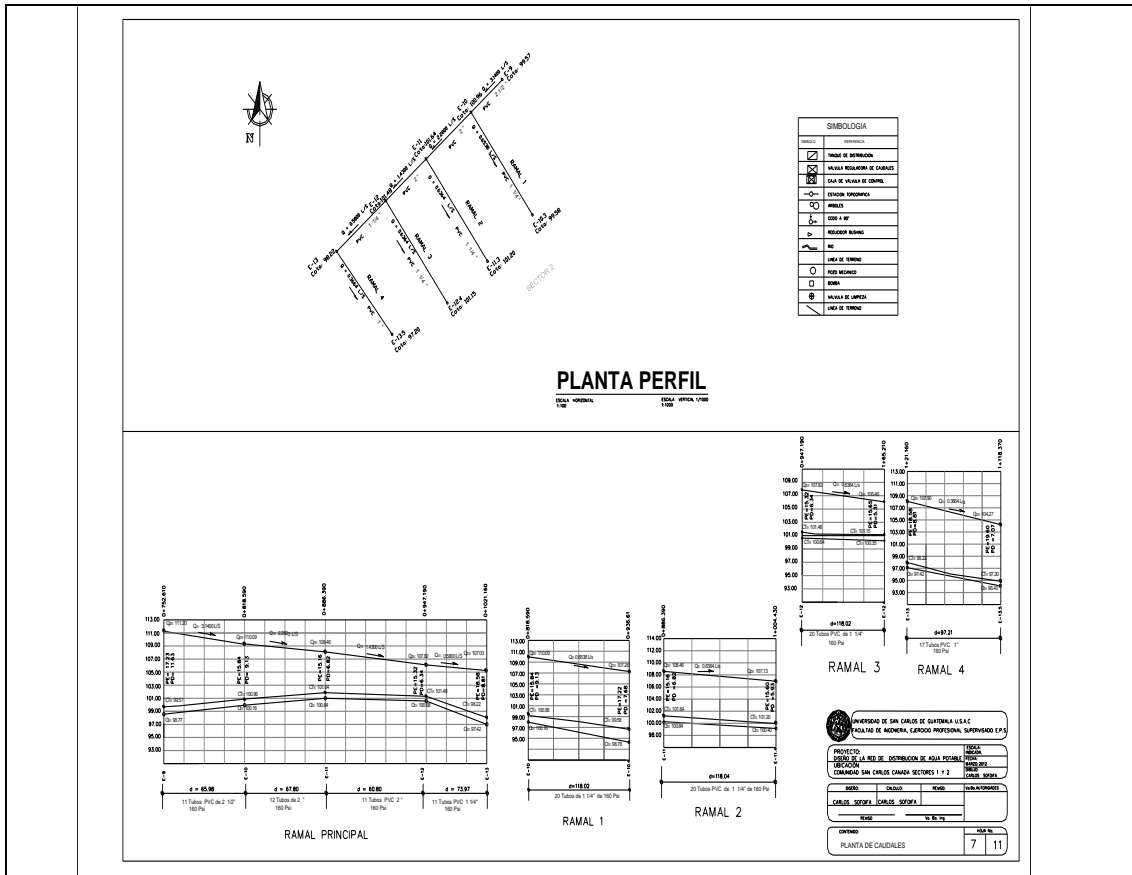
Figura 15. **Subramal**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

En el subramal se aprecia un caudal de 0,9486 lts/seg, que proveniente de la estación E-2.2,A para este se observan los caudales de los callejones 2 y 3 respectivamente.

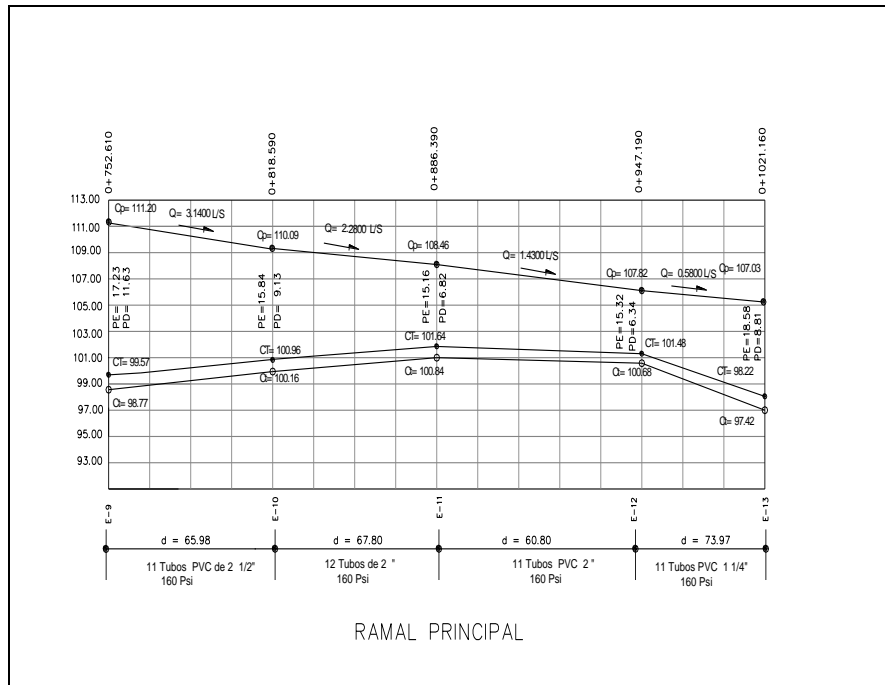
Figura 16. Planta perfil



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

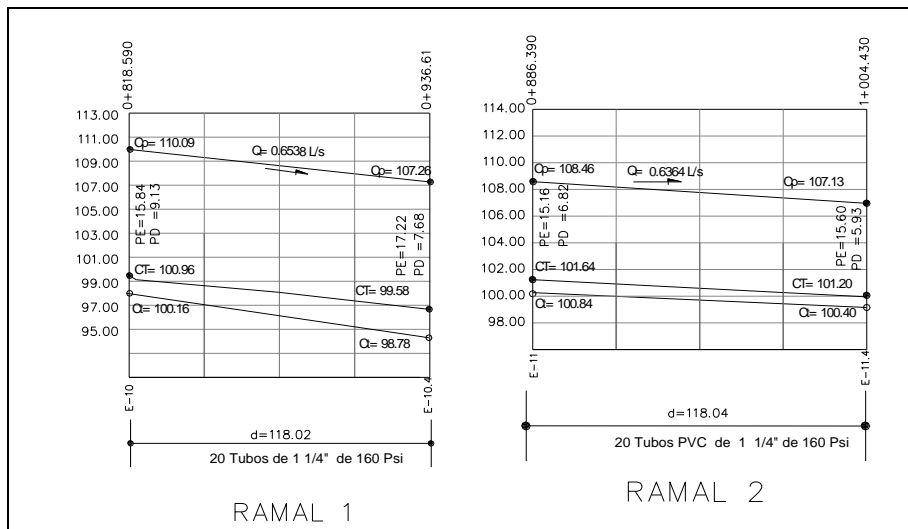
En la planta perfil se observan los últimos tramos de la red de distribución.

Figura 17. Ramal principal



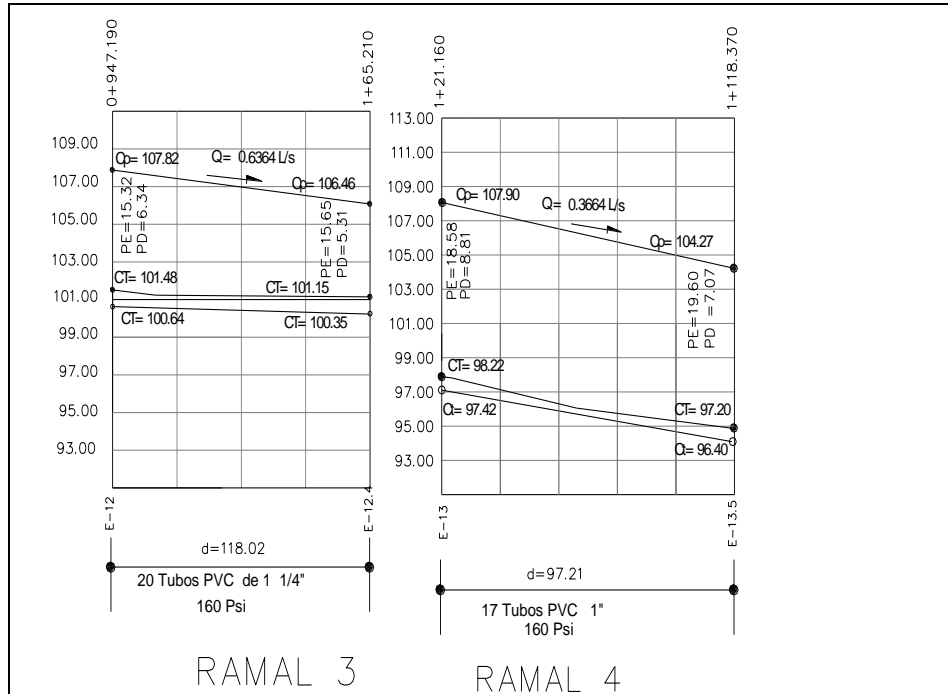
Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Figura 18. Ramal 1 y 2



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Figura 19. Ramal 3 y 4



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

2.1.10.2. Estimación de los diámetros de la tubería

Se optó por asumir los diámetros por cada tramo en función de la menor pérdida, de esa manera se trabajaron los diferentes ramales que constituyen la red de distribución de agua potable.

2.1.10.3. Sistema de desinfección

Con el propósito de proveer agua apta para el consumo humano se procede a la desinfección de la misma. En acueductos rurales se emplea preferentemente el compuesto clorado, hipoclorito de calcio y como dispositivo

clorador se utilizará el hipoclorador, ya que requiere de poco mantenimiento y puede hacerlo el operador del sistema de acueducto sin inconveniente alguno.

2.1.11. Diseño del tanque de distribución

La función del tanque de distribución es mantener el buen funcionamiento hidráulico y mantener un servicio eficiente, debe cumplir con tres propósitos elementales:

- Compensar variaciones horarias
- Mantener las presiones de servicio en la red
- Almacenar una porción de agua para eventualidades

Para el diseño del tanque de distribución, se tomó en cuenta el caudal de distribución $Q_{h\text{máx}}$ y su volumen se calculó para compensar las variaciones horarias.

Cuando no se tienen datos de ninguna tipo y por lo tanto no puede hacerse un diseño mediante diagrama gráfico que permita determinar el volumen, se adopta por consiguiente las normas recomendada por la Unidad de Acueductos Rurales (Unepar). El volumen de diseño estará entre el 25 y 40 % del caudal medio, en este caso debido a los requerimientos el volumen es:

Volumen del tanque de distribución

$$V.t.d. = 0,3 * Q_m * 86\ 400/1\ 000$$

$$V.t.d. = 0,3 * 2,63\text{lit/seg} * 86\ 400\ \text{seg/dia} * 1\ \text{m}^3/1\ 000\ \text{lit}$$

$V.t.d. = 68,17\ \text{m}^3$ Por lo tanto, el volumen del tanque de distribución será de: $70\ \text{m}^3$.

Sistema de desinfección

Para preparar la solución se procede de la siguiente manera: determinación de la cantidad de HTN requerido, para el período elegido, con base en la cantidad de agua a ser tratada durante dicho período, la cantidad de HTN se determina por la fórmula siguiente: $G = C \cdot M \cdot D / 0,70$

Donde:

G = gramos de HTN

C = miligramos por litro o partes por millón deseada

M = metros cúbicos de agua a tratarse por día

D = número de día que durará una misma solución

Ejemplo:

Teniendo $Q_{H.Máx} = 4,20$ lts / seg, en un día será 362,880 litros, si la dosis es de 1 mg/litro de agua. Entonces: $362,88 \text{ litros} \cdot 1 \text{ mg / lts} = 362,88$ grs de cloro. Si la solución del cloro es al 70 % entonces: $362 \text{ grs} / 70 = 5,17$ onzas de hipoclorito de calcio, cantidad que diariamente se debe agregar al depósito.

2.1.11.1. Tarifa de servicio

La tarifa de servicio se estableció con base en el consumo de electricidad generado por el equipo de bombeo, y se calculó de la manera siguiente:

Estimación del costo de energía mensual:

Costo de la energía mensual = consumo electricidad

Costo de la energía mensual = $0,74 \cdot 25,00 \text{ hp} \cdot 12,5 \text{ hrs} / \text{bombeo} \cdot 30$

Costo de la energía mensual = 6 937,5 Kw.

Estimación del consumo de energía mensual:

Costo global de energía mensual = 6 937,5 Kw* Q 2,05/Kw

Costo global de energía mensual = Q 14 221,87

Estimación del pago por servicio mensual:

Pago mensual por servicio = Q 14 221,87 / 190 viviendas

Pago mensual por servicio = Q 74,85 / por vivienda

Tabla V. **Resumen de consumo de electricidad**

Potencia de la bomba submergible	Consumo total de electricidad	Valor por Kw	Costo total	Costo por vivienda
25 Hp	6 937,5 Kw/mes	Q 2,05/Kw	Q14 221,85/mes	Q74,85 /mes

Fuente: elaboración propia.

2.1.11.2. **Diseño del tanque de distribución o tanque elevado**

El tanque elevado estará compuesto por una parte cilíndrica y una parte cónica lo que le permite mayor eficiencia hidráulica, se apoyará sobre el terreno por medio de una torre de metal, cuya altura ha sido determinada a través de un diseño hidráulico.

La altura mínima de un tanque elevado será aquella que a media capacidad produzca la presión mínima en la red de distribución.

El sistema necesita de un tanque elevado de una altura mínima de 21,80 m sobre el terreno, cuya torre y demás elementos que la constituyen se harán de acero.

Volumen del tanque

El caudal medio diario de la red de distribución es $Q_m=2,63$ lt/seg donde se obtiene el volumen de almacenamiento $227,23 \text{ m}^3$ para un día, pero construir un tanque de este volumen representa un gasto muy elevado por lo que se optó por uno de 70 m^3 .

$$\begin{aligned}\text{Volumen del tanque de distribución} &= 0,30 * 2,63 * 86\ 400 / 1\ 000 \\ &= 68,17 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Por razones prácticas el volumen del tanque de distribución se aproximó a $70,00 \text{ m}^3$.

Cubierta de metal

Puede ser de forma cónica o plana y su función es proteger el tanque de la intemperie; permitiendo además ingresar al interior del mismo.

En éste caso se diseñó una altura del D/5 del cono superior siendo este igual a 0,80 m.

2.1.11.2.1. Cuerpo del tanque

Las paredes del cilindro soportarán la presión ejercida por el agua y se construirán con lámina que cumpla la Norma A-36.

Asumiendo una altura de cilindro igual a 5,00 m. se determinó el volumen del mismo así:

$$\begin{aligned}\text{volumen de cil.} &= \pi \cdot r^2 \cdot H \\ &= \pi \cdot (2^2) \cdot (5) \\ &= 62,83 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volumen del cono inf.} &= 70 - 62,83 \\ &= 7,17 \text{ m}^3\end{aligned}$$

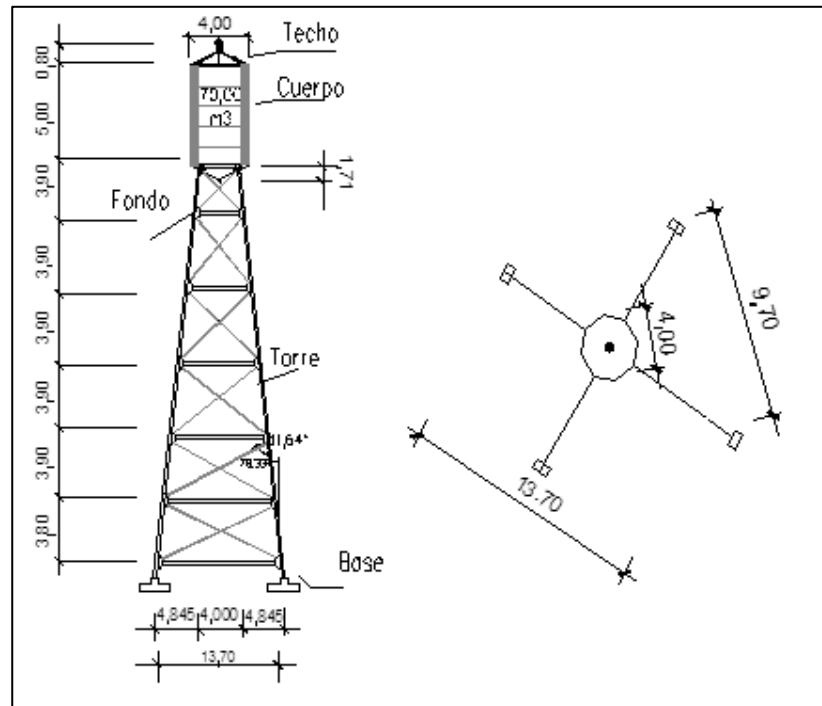
$$\begin{aligned}\text{Altura del cono inf. } 7,17 \text{ m}^3 &= \pi r^2 \cdot h / 3 \\ h &= (7,17 \cdot 3) / (\pi \cdot (2^2)) \\ h &= 1,71 \text{ m}\end{aligned}$$

revisando el volumen del cono inf.

$$\begin{aligned}V_{\text{cono inf.}} &= \pi \cdot r^2 \cdot h / 3 \\ &= \pi \cdot (2^2) \cdot (1,71) / 3 \\ &= 7,162 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volumen total} &= 62,83 \text{ m}^3 + 7,162 \text{ m}^3 \\ &= 70,00 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Figura 20. **Cuerpo del tanque**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

2.1.11.2.2. Torre elevada

El tanque elevado se sostendrá por medio de 4 columnas de metal con una leve inclinación del 25 % de la altura y elementos que trabajan tanto a tensión como a compresión.

Donde

L = distancia de inclinación respecto al eje horizontal

H = altura del tanque en metros

% = porcentaje

$$L = 23,30 * 0,2079 = 4,845 \text{ m}$$

Cimentación del tanque

Provista de zapatas aisladas cuadradas con refuerzo a flexión en ambos sentidos con viga de ligadura.

La cimentación soportará las siguientes cargas:

Peso propio de la estructura

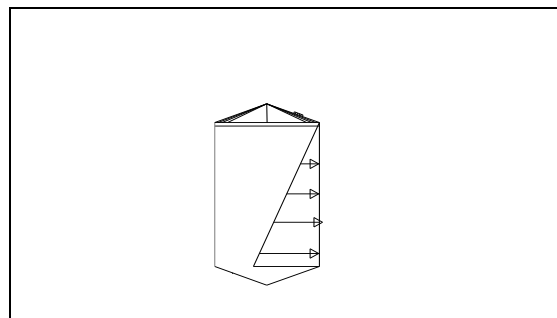
Peso propio del agua

Fuerza de sismo o viento

2.1.11.2.3. Diseño de las paredes interiores del tanque

A continuación se encuentra el diseño de las paredes interiores del tanque.

Figura 21. Cimentación



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

$$P = \gamma * h$$

$$T = P \cdot D / 2 = \rho \cdot H \cdot D / 2 = 1000 \text{ Kg/m}^3 \cdot 5 \text{ m}^4 / 2$$

$$P = 10000 \text{ kg/m}^3$$

Usando acero $F_y = 36000 \text{ lb/pulg}^2$ cuyo esfuerzo de trabajo

$$F_y = 0,45 \cdot F_y \text{ igual a } 16000 \text{ lbs/in}^2 \text{ equivale a } F_y = 1141 \text{ kg/cm}^2$$

Área de acero = $10000 \text{ lbs/pulg}^2 / 1,141 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ cm}^2$; para una franja unitaria de 1 m, se tiene

$$\text{Área} = t \cdot (1,00 \text{ m})$$

$$10 \text{ cm}^2 = t \cdot 100 \text{ cm}$$

$$t = 0,10 \text{ m}$$

Se propone un espesor mínimo de $t = \frac{1}{4} \text{ pulg}$

Diseño de la torre

Peso del agua = peso del agua (cilindro + cono inf.)

$$= 1000 \text{ kg/m}^3 (62,831 + 7,168) \text{ m}^3$$

$$= 70000 \text{ kg}$$

Cargas para soldadura

$F = \text{peso del agua} / \text{perímetro del tanque}$

$$= 70000 / (2 \cdot \pi \cdot r)$$

$$= 70000 / (2 \cdot \pi \cdot 2)$$

$$= 5570,42 \text{ kg}$$

Peso específico del acero = $PE = 490 \text{ lb/pie}^3$

$P_{cil} = \text{Área} \cdot t \cdot PE \text{ acero}$

$$P_{cil} = \pi \cdot 4^2 \cdot 5 \cdot 6,35 \cdot 10^{-3} \cdot 7860 = 3136 \text{ kg}$$

$P_{cono \text{ inf.}} = \text{acono} \cdot t \cdot PE \text{ acero}$

$$A_{\text{cono}} = \pi \cdot (r^2 + h^2)^{1/2}$$

$$A_{\text{cono}} = \pi \cdot 2^2 \cdot (2^2 + 1,71^2)^{1/2} = 14,34 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cono inf.} = 14,34 \text{ m}^3 \cdot 6,35 \cdot 10^{-3} \cdot 7860 = 715,72 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del cono sup} = \pi \cdot (2^2 + 0,8^2)^{1/2} = 13,53 \text{ m}^2.$$

$$\text{Peso del cono sup.} = 13,53 \cdot 6,35 \cdot 10^{-3} \cdot 7860 = 675,51 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= \text{Peso del agua} + \text{Peso del acero} \\ &= 70\,000 + 3,136 + 715,72 + 675,51 \\ &= 74\,636,91 \text{ kg} \end{aligned}$$

Carga total en cada columna

$$C/\text{Col} = \text{peso total} / 4 = 74\,636,91 \text{ kg} / 4 = 18\,659,23 \text{ kg}$$

$$C/\text{Col} = 18,66 \text{ tn} = 41,05 \text{ kip}$$

2.1.11.2.4. Carga resultante para cada columna

$$\begin{aligned} C.R. &= C/\text{Col} / \cos 11,64 = 41,05 \text{ kip} / \cos 11,64 \\ &= 41,91 \text{ kip} \end{aligned}$$

2.1.11.2.5. Fuerza del sismo

Se toma el 20 % del peso total de la estructura

$$F_s = 0,20 \cdot 74\,636,91 \text{ kg} = 14,93 \text{ ton}$$

$$P = F_s / 2 = 14,93 / 2 = 7,465 \text{ ton}$$

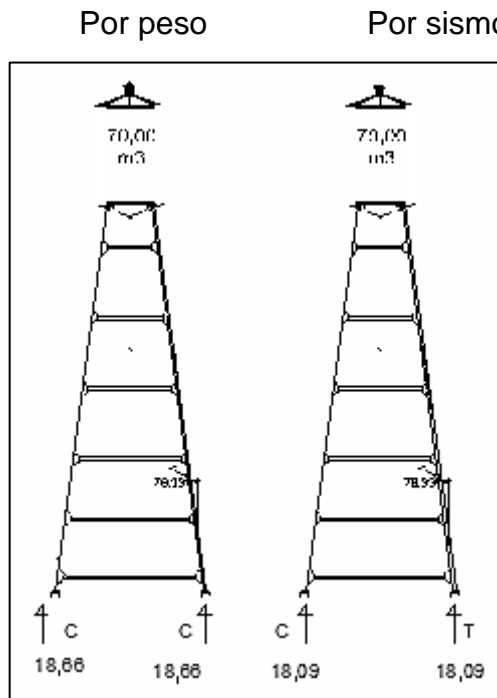
Momento por sismo

$$M_s = 7,465 \text{ ton} \cdot (23,51) \text{ m.} + T \cdot 9,70 \text{ m}$$

$$T = 18,09 \text{ ton}$$

Figura 22. **Cargas finales**

Sumatoria de fuerzas horizontales y verticales



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

$$\sum \text{Fuerzas en } y = 0$$

$$18,66 \text{ ton} + 18,09 \text{ ton} = 36,75 \text{ ton}$$

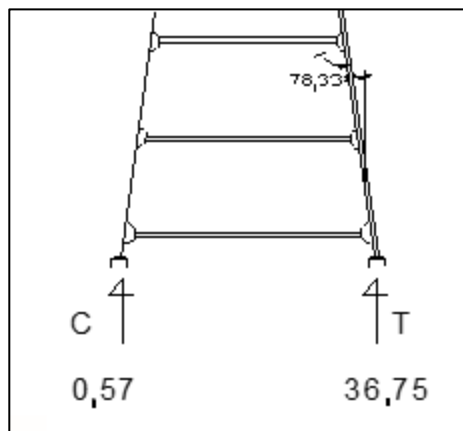
$$18,66 \text{ ton} - 18,09 \text{ ton} = 0,57 \text{ ton}$$

Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se escogió el tubo redondo por eficiencia Estructural ya que posee mayor resistencia a la torsión y ofrece igual rigidez en

todas las direcciones. El AISC proporciona las dimensiones y clasifica en tres tipos: estándar, extrafuerte y doble extrafuerte.

Figura 23. **Diseño de columnas**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Datos

Se utilizará tubo redondo de 8 pulg Ced:40

Carga de diseño = 36,75 ton = 80,85 kip

Área = 8,399 pulg

Radio de giro = 2,94 pulg.

Longitud = 3,99 = 156,77 pulg

2.1.11.2.6. Relación de esbeltez

KL/r donde K=1

$$KL/r = 1 \cdot 156,77 \text{ pulg} / 2,94 \text{ pulg} = 53,32$$

Según el AISC para una relación de esbeltez de 53,32 se obtiene una

$$F_a = 17,62 \text{ Ksi.} = 17\,620 \text{ lbs/in}^2$$

2.1.11.2.7. Cálculo de la carga permisible P se obtiene

$$P = F_a \cdot \text{Area} = 17,62 \text{ kips} \cdot 8,399 \text{ pulg}^2$$

$$P = 148 \text{ kip}$$

Comparando cargas

$$148 \text{ kips} > 80,85 \text{ kips se chequea}$$

En virtud de lo anterior se utilizará columna de sección circular tubular de 8 pulg 3 Ced.40, que cumpla con las especificaciones antes mencionadas.

2.1.11.2.8. Diseño de tensores

Son elementos que trabajan a tensión, su diseño se basa en la división de carga y entre esfuerzos de trabajo del acero para obtener el area neta de la sección transversal $A_s \text{ req} = T/F_s$, de aquí se seleccionará el elemento que tenga dicha área.

Para diseño del tensor se utilizará un perfil L con datos siguientes:

Dimensiones = 6*6 pulg

Espesor = 1/2 pulg

Área = 5,75 pulg² = 37,09 cm²

Peso por pie-lineal = 12,85 lbs

Radio de giro en X y Y es 1,27 pulg

T = p/cos 78,33 = 7,465 ton / cos 78,33 = 36,90 ton

As req = T / Fs = 36,90 ton / 1 141 ton/cm² = 32,34 cm²

Comparando cargas

37,09 > 32,34 se chequea

2.1.11.2.9. Diseño del elemento horizontal

Su función es soportar la fuerza sísmica, se analizará por esfuerzos a flexión y compresión, aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos.

Fórmula de combinación de esfuerzos

$$\frac{P/A \pm MC/I}{F_A \quad F_b} \leq 1$$

Donde

P = carga de diseño o sismo

A = área de la sección

Fa = esfuerzo permisible

M = momento actuante

C = distancia al centroide a la fibra externa o radio externo

I = momento de inercia

F_b = esfuerzo de trabajo a flexión

Datos:

Se usará tubo redondo de 6 pulg Cédula 40

Carga de diseño de 7,465 ton= 16,42 Kip

Área = 5,581 pulg²

Carga puntual (peso de una persona) = 200 lbs

Peso por pie-lineal = 20 lbs

Radio de giro = 2,26 pulg

Diámetro externo = 3., 125 pulg

Longitud (del primer arriostre) = 9,40 m = 370 pulg

Momento de inercia $I = 28,14 \text{ Pulg}^4 = 26,31 \text{ pies}^4$

Con $k = 1$ $Kl/r = 370 \text{ pulg} * 1 / 2,26 \text{ pulg} = 163$

De acuerdo al manual del AISC para una relación de 163 se tiene una

$F_a = 5,70 \text{ kips.} = 5\ 700 \text{ lbs} / \text{pulg}^2$

Carga permisible

$P = F_a * \text{Área} = 6,22 \text{ kips} / \text{pulg}^2 * 5,58 \text{ pulg}^2$

$P = 31,80 \text{ kips}$

Comparación de cargas

$31,80 \text{ kip} > 16,42 \text{ kip}$ se chequea por compresión

Momentos

$M = P * L / 4 + WL^2 / 8$

$M = 200 \text{ lbs.} * 26,31 \text{ pies} / 4 + (20 \text{ lbs/pie} * 26,31 \text{ pies}^2) / 8$

$M = 1\ 310 \text{ lbs-pies} + 1\ 730 \text{ lbs-pie}$

$$M = 3\,040 \text{ lbs-pie} = 3,040 \text{ kip-pie} = 36,48 \text{ kip-pulg}$$

2.1.11.2.10. Aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos

$$16,42 \text{ kip} / 5,58 \text{ pulg}^2 + 36,48 \text{ kip} \cdot 3,3125 / 28,14 \text{ pulg}^4$$
$$6,22 \text{ kip/pulg}^2 \quad 18,1 \text{ kip/pulg}^2$$

$$0,47 + 0,23 <= 1$$

0,70 < 1 se chequea por flexión

0,47 – 0,23 < 1 se chequea por flexión

$$0,24 < 1$$

Se puede utilizar piezas de 6 pulg. Para todos los elementos horizontales ya que se trabajó con la carga crítica.

Soldadura y colocación de pernos

La soldadura debe ser capaz de resistir 2 000 lbs/pulg², para calcular la longitud del cordón de soldadura en un elemento se debe relacionar la con la carga actuante sobre el elemento y la longitud total del mismo, disponible para la soldadura.

La resistencia del acero en corte es de 10 000 lbs/pulg² aproximadamente, para el cálculo de la cantidad de pernos con determinado diámetro se reducen a una simple división de carga, actuando en el miembro y la resistencia máxima del acero.

Se propondrá un detalle de unión para tensores, utilizando la carga más crítica

Cálculo de la longitud de la soldadura

Carga actuante $T = 18,09 \text{ ton} = 39,80 \text{ kip}$

Siendo $L =$ longitud de la soldadura

$L = 39,80 \text{ kip} / 2 \text{ kip} / \text{pulg}^2 = 19,9 \text{ pulg}$

2.1.11.2.11. Dimensionamiento de pernos

$A_{\text{req}} = T / F_c$

$A =$ área neta

$F_c =$ esfuerzo permisible a corte

$A_{\text{req}} = 39,80 \text{ kip} / 10 \text{ kip/pulg}^2 = 3,98 \text{ pulg}^2$

Según el manual de la AISC para un perno de 3/8 pulg le corresponde un área de $1,48 \text{ pulg}^2$ por lo que se usarán 4 pernos por cada unión.

Diseño de la placa base

Es importante que la placa y la columna estén en contacto permanentemente para evitar falla por punzonamiento en el concreto, la columna se fija a la placa por medio de soldadura y a la cimentación por medio de tornillos de anclaje.

El área de la placa se encuentra dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible del concreto que es de $0,25 \cdot F'_c$, cuando toda el área está cubierta por la placa e igual a $0,375 F'_c$, cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto, para un tipo de concreto usado de $F'_c = 3\,000 \text{ lbs/pulg}^2$ el esfuerzo permisible puede ser de 750 o 1 125 lbs/pulg^2 dependiendo del área a cubrir de la placa.

El espesor de la placa se obtiene suponiendo que trabaja como un voladizo invertido cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna.

Solución

$$\text{Área req} = P_t / F_p$$

Donde A_{req} = Área de la placa en pulg²

P_t = carga total de la columna en lbs

F_p = esfuerzo permisible en compresión en el pedestal de concreto en lbs/pulg² se utilizará $F_p = 0,25 F'_c$

Carga total = peso del tanque lleno + peso total de la torre

Peso de la torre

El manual de la AISC proporciona el peso de los elementos de la torre

Peso total de columnas = longitud total * peso por pie lineal

Peso total columnas = longitud total peso lineal

$$= 335 \text{ pies} * 28,55 \text{ lbs/pie} = 9 564,43 \text{ lbs}$$

Peso total de piezas horizontales = Longitud total * peso /pie lineal

$$= 470,26 \text{ pies} * 20 \text{ lb/pie} = 9 400 \text{ lbs}$$

Peso de los tensores = longitud total * peso -pies lineal

$$= 972,83 \text{ pies} * 12,80 \text{ lbs-pies lineal}$$

$$= 11 751,79 \text{ lbs}$$

Peso de la torre de soporte = peso total de columnas + peso total de piezas horizontales + peso total de tensores

$$\begin{aligned} &= 9\,564,25 \text{ lbs} + 9\,400 \text{ lbs} + 11\,751,79 \text{ lbs} = 30\,716,04 \text{ lbs} \\ &= 30,71 \text{ kip} = 14 \text{ ton} \end{aligned}$$

Carga total de columna = C.R. + carga total de la torre

$$P_t = 41,91 \text{ kip} + 30,71 / 4 = 49,587 \text{ kip} = 49\,587 \text{ lbs}$$

Esfuerzo permisible en el concreto = $0,25 * 4\,000 \text{ lbs/pulg}^2 = 1\,000 \text{ lbs/pulg}^2$

$$\text{Area} = 69\,580 \text{ lbs} / (1\,000 \text{ lbs/pulg}^2) = 69,58 \text{ pulg}^2$$

Lado = $\text{Sqrt}(69,58 \text{ pulg}^2) = 8,34 \text{ pulg}$ por lado aproxima a 21,18 cms. No hay espacio suficiente para los tornillos de sujeción, por lo que se tomará un ancho de placa de 12 pulg toma 40 cms por lado.

Determinar el espesor requerido de la placa

$$t = \text{Sqrt}(3pm^2/F_b)$$

t= espesor de la placa en pulgadas

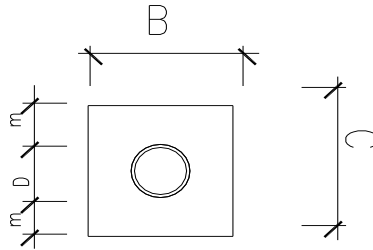
p= presión real sobre el pedestal de concreto

m= proyección de la placa, por fuera de a columna en pulg

F_b =esfuerzo permisible en la fibra extrema de la placa de apoyo

El manual de la AISC establece el valor de F_b como 0,75F y; para acero A-36.

Figura 24. **Placas**



Fuente: elaboración propia, con programa de Adobe Illustrator.

$$P = Pt/(B \cdot C) = 69\,580 \text{ lbs}/(16 \times 16) \text{ plg}^2 \\ = 271 \text{ pulg}^2$$

Calculando el espesor se obtiene

$$t = \text{Sqrt}((3 \cdot 271 \cdot 2^2)/27\,000) = 0,34 \text{ se usará un espesor de } \frac{1}{2} \text{ pulg}$$

Diseño de la cimentación del tanque

Diseño del pedestal

La función del pedestal es servir de elemento de transición entre las columnas de metal y las zapatas.

2.1.11.2.12. Dimensionamiento del pedestal

Se utilizará un ancho de 0.50 con una altura $h = 3 \cdot a$

Donde

h = altura del pedestal

a = ancho del pedestal

entonces $h = 3 \cdot 0,50 = 1,50\text{m}$.

Refuerzo del pedestal

Para saber si se trata de una columna corta intermedia o larga el A.C.I.

Señala lo siguiente.

Si $E < 21$ columna corta

$21 < E < 100$ intermedia

$E > 100$ columna larga

Para calcular la esbeltez $E = k \cdot Lu / r$

K = factor de pandeo, se toma $k=1$

Lu = longitud libre entre apoyos

r = radio de giro de la sección

El ACI especifica $r = 0,30 b$ para columnas cuadradas o rectangulares
($b < h$)

$r = 0,25 b$ para columna circular donde d = diámetro

Calculando la relación de esbeltez

$E = 1 \cdot 1,20 (0,3 \cdot 0,5) = 8$

$8 < 21$ columna corta

Carga axial

Fórmula para el cálculo de la resistencia última a compresión pura en columna corta $P = \Theta(0,85 F'c(Ag - As) + Fy * As)$

P_u = resistencia última de la columna

Θ = Factor a la compresión igual a 0,70

A_g = área de la sección de la columna en cms.

A_s = área del acero en cms

$F'c$ = resistencia nominal del concreto kg/cm²

F_y = resistencia a fluencia del acero kg/cm²

Se toma un $F'c = 280$ kg/cm² usando varillas de acero grado 60

Calculando la resistencia última

Se prueba con A_{smin} comprendido entre 1 al 6 % del área de la sección

$$P = 0,70(0,85 * 280(45 * 45 - 25) + 4 * 200 * 25) = 406\,700 \text{ kg} = 894\,740 \text{ lbs}$$

Comparación de cargas

894 740 lbs > 69 580 lbs se chequea

El refuerzo mínimo chequea a compresión, usar A_{smin}

Refuerzo por corte

Para refuerzo por corte se usa lo recomendado por ACI para un espaciamiento mínimo de 5 cms

Espaciamiento por corte

$$S < d/2$$

$$S < 45/2 = 22,5 \text{ cm}$$

Se usará 4 varillas núm. 9 G.60 con estribo núm. 4 @ 15.

Diseño de la zapata

Las fuerzas laterales podrán tomarse como una sola fuerza concentrada F_s aplicada a una altura H . Dicha fuerza produce un momento flector en la base produciendo esfuerzos de tensión en las columnas en el lado en que actúa la fuerza lateral y genera fuerza de compresión en las columnas opuestas.

Primero se calcula la estabilidad de, y se obtiene el momento de volteo en la base.

$$MV = FS * H; \quad ME = PT * L$$

Donde

MV = momento de volteo en ton-m

ME = momento estabilizante ton-m

S = sismo

H = altura desde la base (del pedestal hasta la mitad del depósito)

PT = peso total de la estructura

L = separación entre dos columnas consecutivas

La fuerza lateral provoca un momento de volteo el que a su vez provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje que soporta una distancia XU.

$$XU = MV/PT$$

Para que exista estabilidad se debe cumplir la condición siguiente.

$$XU < L \cdot I/6, \text{ Donde } I = \text{inercia}$$

L es el diámetro tomado centro a centro entre columnas, y también cuando la relación entre momentos estabilizante y de volteo sea mayor o igual a 1,5.

$$CE = ME / MV > 1,5$$

$$CE = \text{coeficiente de estabilidad} > 1,5$$

La presión máxima no debe sobrepasa la capacidad de valor soporte del suelo

Determinación de pesos total de toda la estructura

P = peso del pedestal = volumen*peso específico del concreto

$$P = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 1,20 \cdot 2\,400 = 720 \text{ Kg} = 0,72 \text{ ton}$$

PT = peso de la torre + peso del depósito + peso de pedestales

$$PT = 74,63 + 14 + 4 \cdot 0,70 = 74,63 + 0,288 \text{ ton}$$

$$PT = 75 \text{ ton}$$

2.1.11.2.13. Chequeo por volteo

La carga se analizará por el método SEAOC; $V_{\text{corte}} = Z \cdot I \cdot K \cdot C \cdot S \cdot W$ en este caso FS toma el valor de V_{corte} , y W es el peso total de la estructura al cual se ha llamado PT.

Donde Z es el factor de zona cuyos valores dependen del grado de sismicidad de la región primero habrá que encontrar el valor del periodo de vibración de la estructura

Período de vibración de la estructura

$$T = 0,05 \cdot h_{\text{centroidal}} / \sqrt{\text{distancia adyacente}}$$

$$T = 0,05 \cdot 26 \cdot 3,28 / \sqrt{9,7 \cdot 3,28}$$

$$T = 0,75$$

$$C = 1 / (15 \sqrt{0,75}) = 0,076$$

Condición si;

$$C \cdot S < 0,14$$

$$0,076 \cdot 1 < 0,14$$

$$0,076 < 0,14 \quad \text{se chequea}$$

Datos

$$Z = 0,5 \text{ daño moderado}$$

$$I = 1 \text{ factor de importancia}$$

$$K = 2,5 \text{ factor de marco de la estructura considerada}$$

$$FS = 0,076 \cdot PT$$

$$FS = 0,076 \cdot 75 \text{ ton} = 5,70 \text{ ton}$$

Momento de volteo

$$H = 21,8 + 1,71 + 2,5 = 26 \text{ m}$$

$$MV = FS \cdot H$$

$$MV = 26 \cdot 5,7 = 148,20 \text{ ton-m}$$

2.1.11.2.14. Momento estabilizante

$$ME = 75 \cdot 9,70 = 727,5 \text{ ton-m}$$

$$CE = ME / MV = 727,5 / 148,2 = 4,9 > 1,5 \text{ se chequea}$$

Entonces

$$XU = 148,20 \text{ tn-m} / 75 = 2,00$$

$$L / 6 = 13,72 / 6 = 2,28 \text{ se chequea}$$

2.1.11.2.15. Diseño de la zapata

El agua dentro del reservorio constituye la carga viva de 17,5 t se aproxima a 20 t, la carga muerta es debido al peso metálico del reservorio, el peso de las columnas, el peso de los tensores, el peso de los elementos horizontales, y el peso de los pedestales como se detalla a continuación

Datos de diseño

$$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vs = 12 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Columna de} = 0,50 \times 0,50 \text{ m}$$

Carga muerta

$$\text{Peso del acero del depósito} = 5\ 125,5 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de las columnas} = 3\ 789,29 \text{ kg}$$

Peso de los elementos horizontales = 3 345,45 kg

Peso de los tensores = 5 078,30 kg

Peso de los pedestales = 4 * 720 = 2 880 kg

Σ Pesos = 20 218,54 kg = 20,21 t

La carga muerta CM = 20,21 t/4 cols = 5,05 t

Estudio de suelos

Del estudio de suelos y del ensayo a compresión triaxial se tienen los parámetros siguientes:

Ángulo de fricción interna: 21,4°

Cohesión: 6,95 T/m²

Con el ángulo de fricción interna y la cohesión se encuentran los valores de capacidad.

N_c = 18,92

N_q = 8,26

N_γ = 4,31

Cálculo de valor soporte utilizando la fórmula de **Therzagui**

$q_u = 1,3 \cdot C_u \cdot N_c + D \cdot B \cdot N_q$

$0,4 \cdot B \cdot L \cdot N_\gamma$

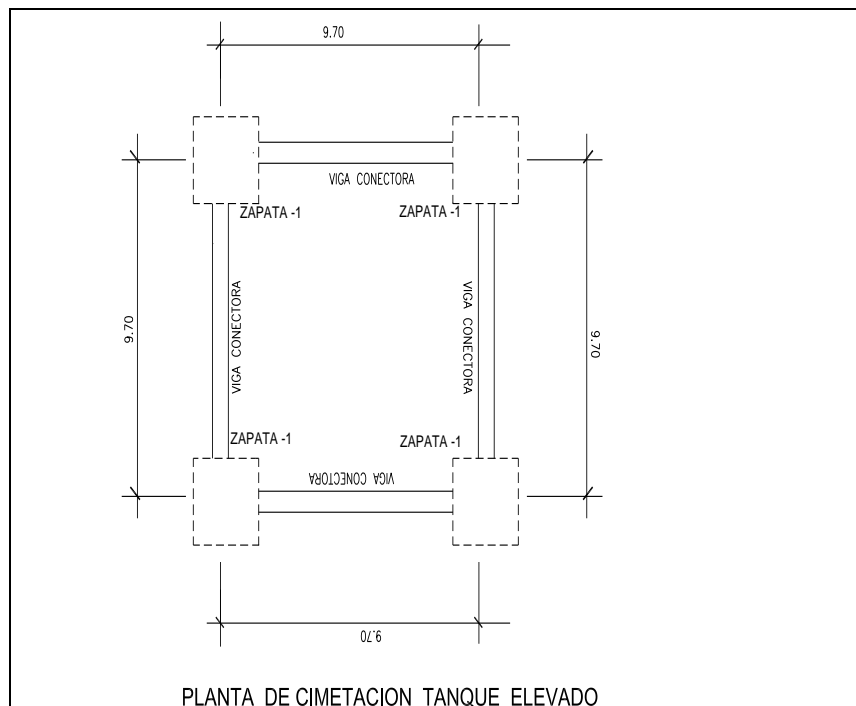
$q_u = 1,3 \cdot (7 \text{ ton/m}^2) \cdot (18,92) + (2,5 \text{ m} \cdot 2,16 \text{ m}) \cdot (8,26) + 0,4 \cdot 2,16 \text{ m} \cdot 4,31 = 216,77 = 23,30 \text{ ton/m}^2$

$$0,4 \cdot (2,16)(2,5 \text{ m})(4,31 \text{ m}) = 9,30$$

aplicando un factor de seguridad de 2

entonces $q_u = 23,30 \text{ ton/m}^2 / 2 = 11,65 \text{ ton/m}^2$ se toma un valor de $q_u = 12 \text{ ton/m}^2$

Figura 25. Dimensionamiento de la zapata



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

$$A_{\text{zapata}} = 1,2 \text{ (PT / Vs)}$$

PT = carga de trabajo

$$A_{\text{zapata}} = 1,20 \cdot (\text{CM} + \text{CV}) / \text{Vs} = 1,2(5,05\text{t} + 20\text{t}) / 12 = 2,50 \text{ m}^2$$

A zapata = área de zapata a dimensionar

A zapata = área de la zapata predimensionada

Factor = 1,20 es un porcentaje de incremento por flexión

A zapata = L^2

Donde $L = \text{Sqrt}(1,20 \cdot 2,09) = \text{Sqrt}(2,50) = 1,58 \text{ m}$ por seguridad se tomará $L = 2,50 \text{ m}$

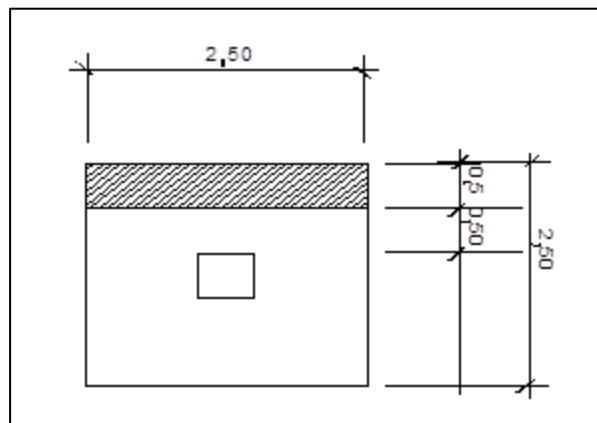
Carga de diseño $P_b = P_u / A \text{ zapata}^2$

P_b = carga de diseño

$P_u = 1,4 \cdot CM + 1,7 \cdot CV = 1,4 \cdot 5,05 + 1,7 \cdot 20 = 41,07 \text{ t}$

$P_b = P_u / A \text{ zapata} = 41,07 \text{ t.} / (2,5^2) = 6,57 \text{ t./m}^2$

Figura 26. **Carga de diseño**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Zapata z-1

Peralte efectivo de la zapata

$$d = 60 - 8 - 0,96 \text{ cms}$$

$$d = 51 \text{ cms}$$

2.1.11.3. Diseño por corte simple

$$V_u = P_d \cdot \text{área ashurada} = 6,57 \text{ ton/m}^2 \cdot (2,50 \cdot 0,5)$$

$$V_u = 6,57 \text{ ton/m}^2 \cdot 1,25 \text{ m} = 8,21 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 250 \cdot 50 / 100$$

$$V_c = 94,22 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u$$

94,22 ton > 8,21 ton se chequea

2.1.11.3.1. Diseño por punzonamiento

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b_o \cdot d$$

b_o = perímetro de punzonamiento

$b_o = 4$ (lado de la columna $a+d$)

A_{pz} = área punzonante

$$A_{pz} = (\text{Lado de la columna} + d/100)^2$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot (40+d) / 100$$

$$V_c = 0,85 \cdot 1,06 \cdot \sqrt{280} \cdot (40+50)$$

$$V_c = 271,38 \text{ ton}$$

$$V_u = 6,57 \cdot (2,5^2 + (0,4+50/100))$$

$$V_u = 35,74 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u$$

271,38 > 35,74 ton se chequea

2.1.11.3.2. Diseño de corte por flexión

$$t = D + \Theta/2 + \text{rec}$$

t = altura de la zapata

rec = recubrimiento

Θ = diámetro de la varilla de refuerzo

Entonces

$$t = \text{Asumido } 50 + 1,90 + 8 = 59,9 \text{ cms aprox} = 60 \text{ cms}$$

Diseño a flexión con P_b

Tomada a rostro para diseñar el refuerzo

$$M = P_b * L / 2$$

$$P_d = 6,57 \text{ ton}$$

$$L = 1,00 \text{ m}$$

Acero requerido

Datos

$$M = 6,57 * 1^2 / 2 = 3,28 \text{ ton -m}$$

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

$$d = 51 \text{ cm}$$

$$F'C = 281 \text{ kg/ cm}^2$$

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

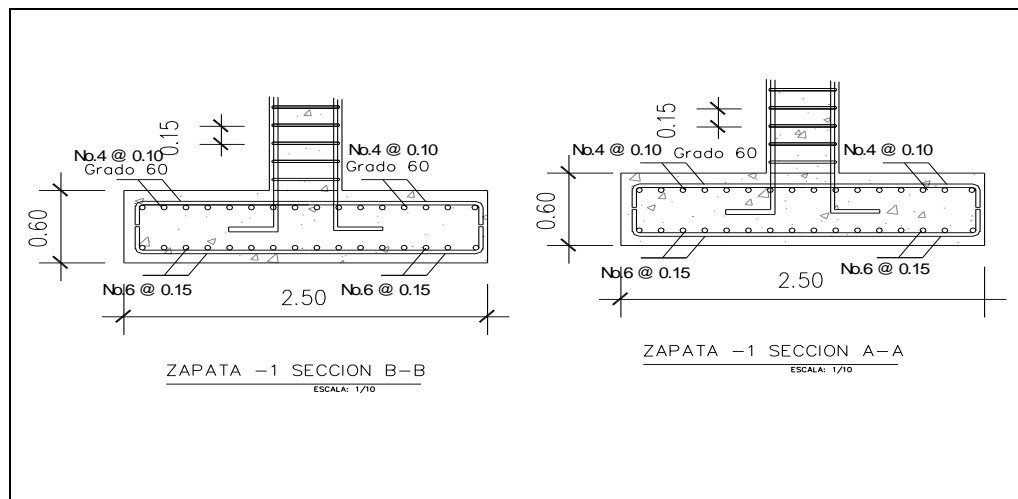
$A_s = \text{Área de acero requerida} = 1,72 \text{ cm}^2$

$\text{Acero mínimo Asmín} = 14,1 \cdot 100 \cdot 51 / 4 \cdot 200 = 17,13 \text{ cm}^2$

$A_{\text{temp}} = 0,002 \cdot 100 \cdot 50 = 10 \text{ cm}^2$ colocar N.04 @0,1 cama inferior

Como $A_s \text{ mín} = 17,13 \text{ cm}^2$ es $>$ a A_{req} , entonces colocar $A_s \text{ req. núm. 6}$
@ 15 m ambos sentidos en cama inferior.

Figura 27. Armado final de la zapata Z-1

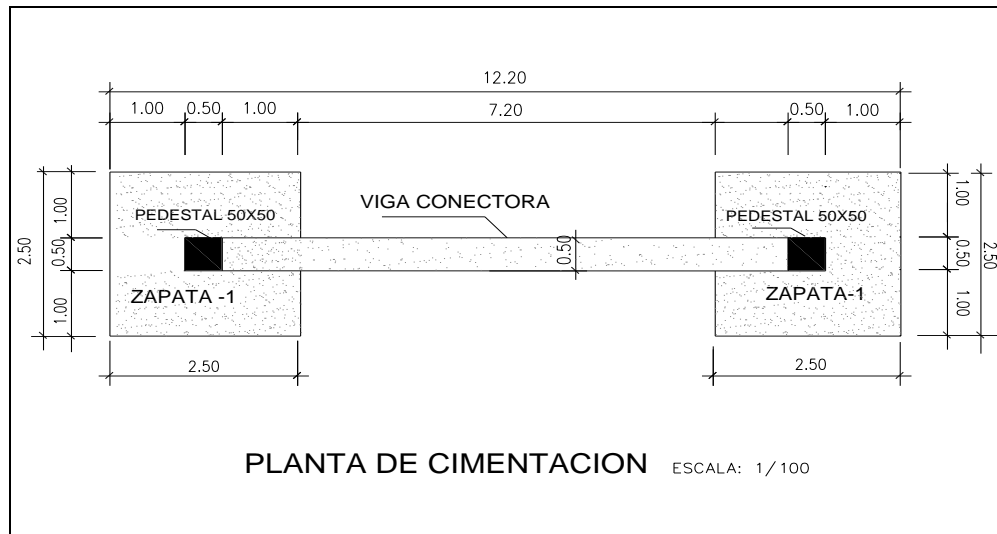


Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

2.1.11.4. Diseño del refuerzo de la viga conectora

A continuación se muestra el diseño del refuerzo de la viga conectora.

Figura 28. Planta de cimentación



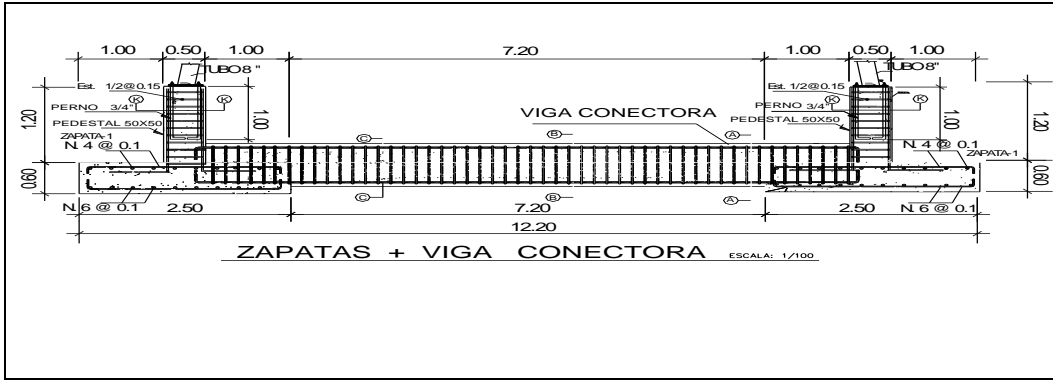
Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Se colocará viga conectora para impedir el movimiento horizontal de las zapatas z-1 a la que se le pondrá un armado mínimo.

Cálculo de acero mínimo

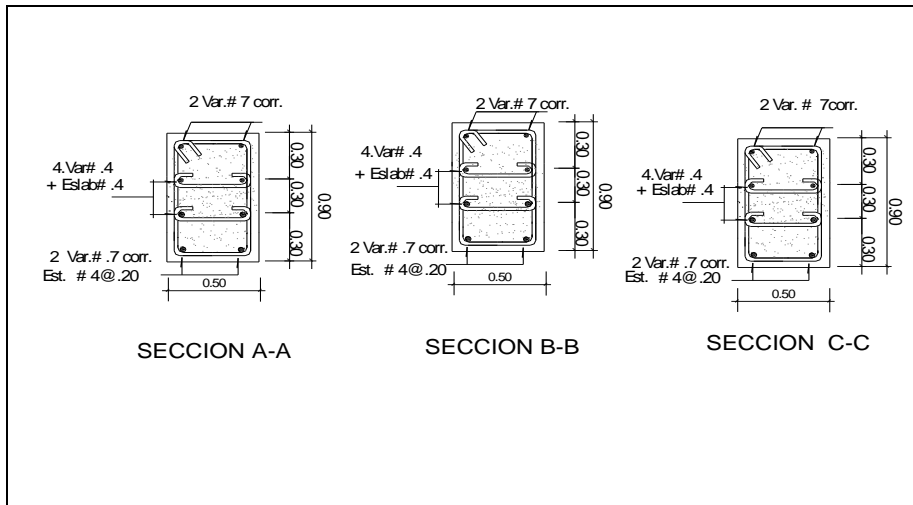
$$As_{\text{mín}} = 14,1 \cdot 50 \cdot 90 / 4 \cdot 200 = 15,1 \text{ cm}^2 \text{ equivale a } 4 \text{ var. núm.7.}$$

Figura 29. **Viga conectora**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Figura 30. **Sección A, B y C**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

La viga conectora tendrá estribos núm. 4 a $D / 4 = 90 / 4 = 22,5$ cms se pondrá a N.4 @ 20 cms. Como refuerzo adicional se colocan dos varillas núm. 4 para resistir esfuerzos de contracción.

Tabla VI. **Red de distribución de agua potable, San Carlos Canadá, Sectores 1 y 2 Escuintla**

Núm.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
	Red de distribución de agua potable 2 023, 16 m				
	MATERIALES				
	Tubo H.G D 4" de 6 m.	13,00	Tubo	Q 450,00	Q 5 850,00
	Tubo PVC de 4" 160 psi	85,00	Tubo	Q 220,18	Q 18 715,30
	Tubo PVC de 1 1/2" 160 psi	30,00	Tubo	Q 68,50	Q 2 055,00
	Tubo PVC de 2" 160 psi	48,00	Tubo	Q 94,50	Q 4 536,00
	Tubo PVC de 1 1/2" de 160	13,00	Tubo	Q 74,30	Q 965,00
	Tubos PVC de 3" DE 160 ps	50,00	Tubo	Q 165,00	Q 8 250,00
	Tubo H.G D 4" de 6 m.	39,00	Tubo	Q 68,00	Q 2 250,00
	Tubo PVC de 4" 160 psi	38,00	Tubo	Q 180,00	Q 2 652,00
	Tubo PVC de 1 1/2" 160 psi	1,00	U	Q 65,00	Q 6 840,00
	Tubo PVC de 2" 160 psi	1,00	U	Q 38,00	Q 65,00
	Tubo PVC de 1 1/2" de 160	1,00	U	Q 24,00	Q 38,00
	Tubo H.G D 4" de 6 m.	2,00	U	Q 35,00	Q 24,50
	Tubo PVC de 4" 160 psi	1,00	U	Q 23,00	Q 70,00
	Tubo PVC de 1 1/2" 160 psi	2,00	U	Q 22,50	Q 23,50
	Tubo PVC de 2" 160 psi	1,00	U	Q 34,00	Q 45,00
	Tubo PVC de 1 1/2" de 160	1,00	U	Q 68,50	Q 34,00
	Tubo H.G D 4" de 6 m.	2,00	U	Q 45,00	Q 68,50
	Tubo PVC de 4" 160 psi	1,00	U	Q 32,00	Q 90,00
	Tubo PVC de 1 1/2" 160 psi	1,00	U	Q 54,50	Q 32,00
	Tubo PVC de 2" 160 psi	28,50	U	Q 24,00	Q 54,50
	Tubo PVC de 1 1/2" de 160	1,00	U	Q 35,00	Q 24,50
	Tubo H.G D 4" de 6 m.	1,00	U	Q 28,00	Q 1 539,00
	Tubo PVC de 4" 160 psi	2,00	U	Q 24,00	Q 35,00
	Tubo PVC de 1 1/2" 160 psi	1,00	U	Q 23,00	Q 38,00
	Tubo PVC de 2" 160 psi	1,00	U	Q 550,00	Q 70,00
	Tubo PVC de 1 1/2" de 160	3,00	U	Q 225,00	Q 28,00
	Tee PVC DE4"	4,00	U	Q 350,00	Q 24,00
	Tee PVC de 2 1/2	2,00	U	Q 125,00	Q 70,50
	Red. PVC de 2 1/2 *1/4	1,00	U	Q 41,93	Q 2 200,00
	Red PVC de 2*1 1/4	6,00	U	Q 29,69	Q 450,00
	Válvula de compuerta de 4"	3,00	U	Q 7,87	Q 350,00
	Válvula de compuerta de 2 1/2	6,00	U	Q 425,00	Q 125,00
	Válvula de compuerta de 3"	3,00	U		Q 251,00
	Válvula de compuerta de 1 1/2	3,00	U		Q 59,38
	Adaptador PVC macho de 4"	6,00	U		Q 23,61
	Adaptador PVC macho de 3"	7,00	U		Q 4 675,00
	Adaptador PVC macho de 2"	11,00	Gis.		
	Subtotal materiales				Q 60 372,77
	Mano de obra				
	Trazo y estaqueo	2 023,16	MI	Q 5,00	Q 10 115,80
	Excavación de zanjas	1 135,97	M3	Q 25,00	Q 28 324,24
	Relleno compactado	1 213,90	M3	Q 35,00	Q 42 486,36
	Instalación de tubería pvc d	1 146,00	m.l	Q 7,50	Q 8 595,00
	Instalación de tubería pvc d	169,97	m.l	Q 8,50	Q 1 444, 73
	Instalación de tubería pvc d	469,00	m.l	Q 9,25	Q 4 338 24
	Instalación de tubería pvc d	214,50	m.l	Q 8,75	Q 1 875,88
	Instalación de tubería pvc d	272,92	m.l	Q 8,55	Q 2 333,46
	Instalación de tubería pvc 1	443,05	m.l	Q 4,50	Q 1 120,00
	Total costo directo red de distribución				Total 105 706,

Continuación de la tabla VI.

b)	CAJA PARA VÁLVULA	8	U	Costo unitario	Costo total
	Materiales	25,00	Bolsas	Q 68,00	Q 1 700,00
	Cemento	3,00	m3	Q 115,00	Q 345,00
	Arena	4,00	m3	Q 48,00	Q 700,00
	Piedrin	25,00	Varillas	Q 5,50	Q 1 200,00
	Hierro núm. 3	10,00	Lbs.	Q 4,80	Q 55,00
	Alambre de amarre	60,00	p.t.	Q 5,50	Q 288,00
	Madera p/formaleta	5,00	Lbs.	Q 4,80	Q 22,50
	Clavo de 3"			Q 4,50	
	Subtotal materiales				Q 4 310,50
	Mano de obra	8	U	Q 300,00	Q 6 710,50
	Conexión domiciliar				
	Materiales				
	Tubo pvc de ½ clase 3	190,00	U	Q 21,48	Q 4 081,20
	Válvula globo de ½	190,00	U	Q 58,20	Q 11 058,00
	Llave paso de ½ Br	190,00	U	Q 21,24	Q 4 037,50
	Adaptador macho PVC	380,00	U	Q 1,02	Q 387,60
	Codo PVC de ½	380,00	U	Q 1,25	Q 475,00
	Cemento solvente	4,00	Gls.	Q 419,41	Q 1 677,00
	Teflón	45,00	Rollo	Q 3,25	Q 243,00
	Cemento gris	54,00	Bolsas	Q 68,00	Q 3 672,00
	Arena de río	3,00	m3	Q 115,00	Q 345,00
	Piedrin	4,00	m3	Q 175,00	Q 700,00
	Hierro núm. 2	98,00	varillas	Q 15,00	Q 1 470,00
	Alambre amarre	30,00	lbs.	Q 6,50	Q 195,00
	Clavo 2	34,00	lbs.	Q 4,50	Q 157,00
	Formaleta	35,00	p.t	Q 4,80	Q 432,00
	Molde p/madera de ca	90,00	U	Q 25,00	Q 2 250,00
	Subtotal materiales				Q 29 057,19
	Mano de obra	1	Global	Q 6 000,00	Q 6,000,00
	instalación de válvula	65,00	m3	Q 20,00	Q 1 300,00
	instalación de llave	63,00	m3	Q 10,00	Q 630,00
	Relleno	155,00	U	Q 50,00	Q 7 750,00
	Instalación de la cone	155,00	U	Q 15,00	Q 2 325,00
	Construcción de caja				Q 12 005,00
	Subtotal mano de obra				Q 12 005,00

Continuación de la tabla VI.

d)	Caseta de bombeo	1	Unidad	Precio unitario	Total
	Materiales				
	Cimiento corr.20*45	21,24	ml	Q 68,00	Q 1 637,00
	cemento	24,09	sacos	Q 115,00	Q 1 938,94
	Arena de río	16,66	m3	Q 175,00	Q 350,00
	Piedrin	2,00	m3	Q 28,00	Q 318,60
	Hierro longitudinal	11,18	var.	Q 3,50	Q 249,00
	Estribos hierro núm. 4	16,62	var.	Q 45,00	Q 10,50
	Alambre amarre	3,00	lbs.	Q 175,00	
	Solera de humedad 15	16,54	sacos		
	Cemento	6,00	ml	Q 68,00	Q 1 637,00
	Arena de río	0,50	sacos	Q 115,00	Q 1 938,94
	Piedrin	0,50	m3	Q 175,00	Q 350,00
	Cimiento corr.20*45	11,61	m3	Q 15,00	Q 318,60
	cemento	26,12	var.	Q 3,50	Q 249,00
	Arena de río	5,00	var.	Q 15,00	Q 10,50
	Piedrin	21,24	lbs.		Q 1 637,00
	Hierro longitudinal	0,86	sacos	Q 68,00	
	Estribos hierro núm. 4	8,00	ml	Q 68,00	
	Alambre amarre	8,00	sacos	Q 115,00	Q 1 637,00
	Solera de humedad 15	14,91	m3	Q 175,00	Q 1 938,94
	Cemento	33,80	m3	Q 15,00	Q 350,00
	Arena de río	5,00	var.	Q 3,50	Q 318,60
	Piedrin	33,08	var.	Q 15,00	Q 249,00
	Cimiento corr.20*45	17,60	lbs.	Q 68,00	Q 10,50
	cemento	6,00	sacos		
	Arena de río	1,30	ml		
	Piedrin	0,93	sacos	Q 68,00	Q 1 637,00
	Hierro longitudinal	10,00	m3	Q 115,00	Q 1 938,94
	Estribos hierro núm. 4	1,30	m3	Q 175,00	Q 350,00
	Alambre amarre	17,41	var.	Q 15,00	Q 318,60
	Solera de humedad 15	6,00	var.	Q 3,50	Q 249,00
	Cemento	10,00	lbs.	Q 15,00	Q 10,50
	Arena de río	16,00	sacos	Q 68,00	Q 1 637,00
	Piedrin	10,00	ml		
	Cimiento corr.20*45	47,00	sacos	Q 68,00	Q 1 637,00
	cemento	8,00	m3	Q 115,00	Q 1 938,94
	Arena de río	74,00	m3	Q 175,00	Q 350,00
	Piedrin	8,21	var.	Q 15,00	Q 318,60
	Hierro longitudinal	1,00	var.	Q 3,50	Q 249,00

Continuación de la tabla VI.

	Estribos hierro núm.	4,00	lbs.	Q 15,00	Q 10,50
	Alambre amarre	21,24	sacos	Q 68,00	Q 1 637,00
	Solera de humedad	24,09	ml		
	Cemento	16,66	sacos	Q 68,00	Q 1 637,00
	Arena de río	2,00	m3	Q 115,00	Q 1 938,94
	Piedrin	11,18	m3	Q 175,00	Q 350,00
	Cimiento corr.20*45	16,62	var.	Q 15,00	Q 318,60
	cemento	3,00	var.	Q 3,50	Q 249,00
	Arena de río	16,54	lbs.	Q 15,00	Q 10,50
	Piedrin	21,24	sacos	Q 68,00	Q 1 637,00
	Hierro longitudinal	24,09	ml	Q 115,00	Q 1 938,94
e)	Mano de obra	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo total
	Descripción	21,24	ML	Q 35,00	Q 743,40
	Excavación de sanjas	21,24	ML	Q 60,00	Q 1 274, 40
	Cimiento corrido de 20	16,54	ML	Q 45,00	Q 744,30
	Solera de humedad 15	33,08	ML	Q 45,00	Q 955,00
	Solera de corona	10,00	ML	Q 175,00	Q 1 488,00
	Solera intermedia	28,20	ML	Q150,00	Q 1 750,00
	Zapata 10 unidades	5,84	ML	Q 25,00	Q 4 230,00
	Columnas de 20*20	30,02	ML	Q 1 300,00	Q 1 300,00
	Block de 50 kg./cm	27,83	ML	Q 65,00	Q 1 430,00
	Block de 25 kg/cm	1,00	ML	Q 850,00	Q 850,00
	Techo de lámina	22,06	ML	Q 2 200,00	Q 2 200,00
	Colocación de techo	1,00	M2	Q 55,00	Q 2 200,00
	Colocación de portón	1,00	M2	Q 95,00	Q 10 839,00
	Fundición de piso	21,24	M2		
	Colocación de estrucutra		Global		
	Subtotal mano de obra				Q 69 557,33
	Mano de obra	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo total
	Descripción	21,24	ML	Q 35,00	Q 743,40
	Excavación de sanjas	21,24	ML	Q 60,00	Q 1 274, 40
	Cimiento corrido de 20	16,54	ML	Q 45,00	Q 744,30
	Solera de humedad 15	33,08	ML	Q 45,00	Q 955,00
	Solera de corona	10,00	ML	Q 175,00	Q 1 488,00
	Solera intermedia	28,20	ML	Q150,00	Q 1 750,00
	Zapata 10 unidades	5,84	ML	Q 25,00	Q 4 230,00
	Columnas de 20*20	30,02	ML	Q 1 300,00	Q 1 300,00
	Block de 50 kg./cm	27,83	ML	Q 65,00	Q 1 430,00
	Block de 25 kg/cm	1,00	ML	Q 850,00	Q 850,00
	Techo de lámina	22,06	ML	Q 2 200,00	Q 2 200,00
	Colocación de techo	1,00	M2	Q 55,00	Q 2 200,00
	Colocación de portón	1,00	M2	Q 95,00	Q 10 839,00
	Fundición de piso	21,24	M2		
	Colocación de estrucutra		Global		
	Subtotal mano de obra	Q 69 557,33			
	Mano de obra	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo total

Continuación de la tabla VI.

	Descripción	21,24	ML	Q 35,00	Q 743,40
	Excavación de sanjas	21,24	ML	Q 60,00	Q 1 274, 40
	Cimiento corrido de 20	16,54	ML	Q 45,00	Q 744,30
	Solera de humedad 15	33,08	ML	Q 45,00	Q 955,00
	Solera de corona	10,00	ML	Q 175,00	Q 1 488,00
	Solera intermedia	28,20	ML	Q150,00	Q 1 750,00
	Zapata 10 unidades	5,84	ML	Q 25,00	Q 4 230,00
Resumen de renglones					
	Red de distribución de agua potable	2023,16	m.l		Q 166 078,88
	Caja para válvulas	8	u		Q 6 710,50
	Conexión domiciliar	190	u		Q 41 062,19
	Caseta de bombeo	1	u		Q 15 503,20
	Cimentación + viga conectora (tanque elevado)	1	global		Q 355 254,25
	Tanque elevado	1	u		Q 654 90,00
Total costo directo					Q 654 166,35
					Total costo indirecto
					Q 121 020,00
					Total costo imprevisto
					Q 77 518,71
					IVA
					Q 91 361,34
					Costo total de la obra
					Q 944 067,18

Fuente: elaboración propia.

El costo estimado de la red de distribución es Q 166 068,88 con un costo unitario de Q 82,088 por metro lineal, lo que hace viable su realización.

En el proyecto se tomó en cuenta el imprevistos, tomando para ello el valor de los costos directos más costos indirectos por alza en los materiales o cualquier situación no prevista.

3. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

3.1. Evaluación de impacto ambiental

En todo proyecto es necesario analizar cuáles serán los diferentes tipos de impactos ocasionados por la obra por realizar, así como su medida de mitigación para evitar daños al ecosistema, la vida humana, y la especie animal.

3.1.1. Estudio preliminar para determinar si los impactos son significativos

A continuación se muestra el estudio preliminar para determinar si los impactos son significativos.

3.1.2. Estudio preliminar

Se debe llevar a cabo un estudio preliminar y dependiendo de los hallazgos de estos estudios se pasa a la realización de impacto integral o simplemente se justifica que los hallazgos fueron tales, que no haría falta un estudio integral.

El estudio preliminar consiste en determinar si los impactos producto de la actuación tendría un efecto significativo sobre la calidad de medio humano.

Los impactos son consecuencia de las acciones propuestas pueden ubicarse dentro de una o varias de las siguientes categorías:

- Beneficioso
- Reversible mediante procesos naturales
- Recuperable mediante técnicas de gestión
- Recuperable a corto plazo
- Temporal o continuo
- Local, regional, o nacional
- Accidental o imprevisto
- Directo o indirecto
- Acumulado

3.1.3. Efectos o impactos

Estos términos pueden considerarse sinónimos. Dos amplias categorías de efectos son "efectos directos" y los efectos "indirectos". Son los que provocan la actuación y ocurren en el mismo sitio y al mismo tiempo.

Los provoca la actuación y se producen más tarde en el tiempo o a ciertas distancias en que son razonablemente predecibles. Los efectos indirectos pueden incluir impactos que inducen crecimiento y otros efectos relacionados con cambios inducidos.

3.1.4. Efectos o impacto acumulativo

El impacto sobre el medio que resulta cuando a los efectos de la actuación se añaden los de otras actuaciones pasadas, presentes, o futuras razonadamente previsibles.

3.2. Evaluación de impacto ambiental (EIA)

Thomson en 1990, valoró varias metodologías de EIA (matrices y tipos de listas de control) en términos de cómo trataban el establecimiento de la importancia, se observaron grandes variaciones. Una de las líneas que pueden hacerse en la identificación de impactos negativos significativos es considerar las medidas correctoras o adecuadas, que puedan aplicarse para reducir los impactos negativos dentro de las lógicas limitaciones ambientales y económicas.

3.2.1. La utilidad del proceso del EIA

Una incertidumbre en la planificación y dirección de estudios de impacto ambiental tiene que ver con los costos apropiados del estudio. No ha habido un desarrollo sistemático de fórmula que pudiera utilizarse para este cálculo, los costos de los estudios de impacto ambiental se da en un amplio margen en términos de costo del estudio como tanto por ciento.

3.3. Planificación y gestión de los estudios de impacto ambiental

A continuación se muestra la planificación y gestión de los estudios de impacto ambiental.

3.3.1. Planificación y gestión

La planificación y gestión de los estudios de evaluación de impacto ambiental para los proyectos propuestos, implica una serie de consideraciones sobre una amplia variedad de cuestiones. Es importante tratar los aspectos de la planificación y gestión del EIA.

3.3.2. Planteamiento conceptual

Propone un modelo o actividad para la planificación y conducción de los estudios que proporciona la base para considerar los procesos de EIA. Este modelo es flexible y se puede adoptar a diferentes tipos de proyectos para planificar y dirigir estudios de impacto.

Fases de la evaluación de impacto ambiental

Pre-impacto:

- Fase I Definir los objetivos del estudio
- Fase II Identificar los impactos potenciales
- Fase III Determinar que impactos son significativos
 - Revisar los conceptos
 - Ponderar las condiciones básicas
 - Predecir los efectos de las acciones
 - Estimar la posibilidad de las predicciones
- Fase IV Evaluar el significado de los hallazgos
- Fase V Modificar las acciones propuestas
 - Acciones alternativas
- Fase VI Comunicar hallazgos
 - Decidir sobre la acción propuesta

Posimpacto:

- Fase VII Controlar los efectos de la acción
 - Modificar las acciones

3.3.3. Fase I: Definir los objetivos del estudio

El objetivo del estudio es para establecer si existe algún impacto negativo que pueda afectar a la calidad de vida humana, dentro del área de influencia del proyecto.

3.3.4. Fase II: Identificar los impactos potenciales

Dado que el líquido a transportar es agua, por lo que no representa un daño a la salud de los habitantes, en caso de producirse derrames de este líquido, por lo tanto su impacto es nulo excepto por un manejo inadecuado de las sustancia encargadas de la desinfección del agua, la cual tendría que suministrarse en enormes cantidades para producir algún efecto indeseado, pero tal efecto es muy poco probable que llegue a suceder debido a que el sistema contará con un equipo dosificador de hipoclorito de calcio el cual estará suministrado de forma adecuada, por lo que se descarta un impacto negativo por derrames o sobredosis de este material desinfectante.

3.3.5. Fase III: Determinar que impactos son significativos

Por tratarse de un sistema que cuenta con un tanque elevado, esto tendrá algún impacto sobre el paisaje, lo cual representa un impacto poco significativo, salvo que durante su construcción se suscite un desplome de la torre elevada la cual llegara a afectar alguna propiedad cercana al sitio de construcción

Mitigación: construir el tanque elevado con materiales de buena calidad y con personal capacitado, a fin de evitar obra defectuosa que provoque daño a la propiedad privada.

En el momento de realizarse alguna acción que provoque algún impacto en la calidad de vida de los habitantes, se deben tomar las medidas correctivas a efecto de evaluar el significado del impacto y prever las medidas pertinentes a efecto de mitigar dicho impacto, modificar la acción propuesta a efecto de atenuar el impacto o evitar que se siga produciendo.

3.3.6. Fase IV: Modificar las acciones propuestas y tomar acciones alternativas

Cuando se prevé que la acción propuesta producirá un impacto significativo deberá tomarse acciones alternativas, en caso de que a la hora de montaje de la torre elevada podría producirse un derrame de líquido hidráulico que pudiera alterar la calidad de agua de la fuente (pozo).

Mitigación: construir la torre elevada al menos a unos diez metros de separación del brocal del pozo para evitar que posibles derrames puedan contaminar e vital líquido el cual yace dentro del pozo.

3.3.7. Fase V: Comunicar hallazgos y analizar la acción propuesta

Si en dado caso, durante las distintas fases de construcción del sistema de agua potable se encontrará alguna sustancia que pudiera provocar daño a la tubería de agua, se deberá dar aviso al encargado de obra a efecto de proteger dicha tubería, para impedir que se filtre elementos extraños al sistema de agua potable.

Mitigación: como en un extremo del ramal existe una bodega de combustibles, se debe supervisar los trabajos para que la tubería quede debidamente instalada a fin de evitar accidentes.

3.3.8. Fase VI: Comunicar hallazgos y decidir sobre la acción propuesta

Si por alguna razón ocurriera algún derrame de líquido (líquido hidráulico, diésel, aceite de motor, entre otros) que pueda alterar la calidad del agua dentro del pozo, se deberá comunicar de inmediato al encargado de la obra para que se realicen los trabajos relativos a la descontaminación del pozo, por los medios más adecuados .

Mitigación: elaborar un plan para limpieza y desinfección del pozo, de manera que recupere su condición inicial.

3.4. Posimpacto

A continuación se muestran la fase posimpacto.

3.4.1. Fase VII: Controlar los efectos de la acción y modificar las acciones

Dado que el pozo (fuente de agua) fue construido en un lugar apropiado, lejos de cualquier fuente de contaminación, por lo que no existe elementos contaminantes cercanos que puedan alterar la calidad del agua. Al menos que algún contaminante sea ingresado de forma intencional, lo que daría lugar a una evaluación por parte de un experto para proponer medidas a tomar, que

podrían ir desde no beber el líquido por algún tiempo mientras duren los trabajos de descontaminación si fuere posible,

Mitigación: en caso de existir algún elemento o sustancia que pudiera alterar la calidad del agua, se tendría que optar por utilizar una fuente alejada del área de influencia del proyecto, para evitar daños a la salud de los habitantes.

3.4.2. Planos

Los planos fueron elaborados con ayuda del programa AutoCAD, por la calidad requerida en el diseño, los cuales serán puestos a disposición en los anexos del presente trabajo.

3.4.3. Presupuesto

El presupuesto del proyecto abarca todos los renglones involucrados en la construcción del mismo, así como de los costos indirectos de la obra. Desglosándose de la siguiente manera:

Estimación de mano de obra calificada

En este proyecto se estimó el uso de 2 albañiles, 4 ayudantes y 2 fontaneros de la siguiente manera:

60 jornales * 2 albañiles = 120 jornales

120 jornales * Q 43,37 = Q 5 200,40

60 jornales * 4 ayudantes = 240 jornales

240 jornales * Q 23,13 = Q 5 551,20

60 jornales* 2 fontaneros = 120 jornales

120 jornales * Q 22,17 = Q 2 660,40

Total de mano de obra calificada = Q 13 416,00

Estimación de mano de obra no calificada

Para el presente proyecto se estima que cada beneficiario aportará 48 jornales y el costo estimado de cada jornal es de Q 18,00, por lo que el monto total del aporte de la comunidad es de:

48 jornales *40 jefes de familia = 1 920 jornales

1 920 jornales *Q 18,00 = Q 34 560,00

Resumen de mano de obra:

Mano de obra calificada +Mano obra no calificada

Total = Q 13 416,00 + Q 34 560,00

Total = Q 47 976,00

Tanque de distribución: (T.D): la función del tanque de distribución es mantener el buen funcionamiento hidráulico y mantener un servicio eficiente, debe cumplir con tres propósitos fundamentales:

- Compensar variaciones horarias
- Mantener las presiones de servicio en la red
- Almacenar cierta cantidad de agua para eventualidades

Como el sistema es nuevo y no se tienen registros de ningún tipo, no puede hacerse un diseño mediante diagrama gráfico, que permita determinar el volumen, por consiguiente se adoptan las normas que utiliza Unepar. El volumen de diseño estará entre el 25 y 40 % del caudal medio.

Volumen del tanque de distribución

$$V.t.d. = 0,308 * Q_m * 86\ 400/1\ 000$$

$$V.t.d = 0,308 * 2,63\text{lit}/\text{seg} * 86\ 400\ \text{seg}/\text{dia} * 1\ \text{m}^3/1\ 000\ \text{lit.} = 79\ 531,20\ \text{lt}/\text{dia}$$

$$V.t.d = 69,98\ \text{m}^3\ \text{Por lo tanto, el volumen es } 70\ \text{m}^3.$$

Hipoclorador

Es un dispositivo utilizado en la purificación del agua, cuya función principal es clorar apropiadamente los volúmenes de agua que provienen del tanque de distribución.

Línea de conducción (tubería ubicada dentro del pozo)

En este renglón no se consideró el costo de la línea de conducción del pozo mecánico porque ya se encuentra instalada dentro del mismo, y no tendría sentido considerarla al menos que se quisiera remplazar por una nueva..

3.4.3.1. Evaluación socioeconómica

Con la evaluación socioeconómica se pretende conocer los factores económicos que afectan a la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2.

3.4.3.2. Situación socioeconómica

Se observa un escaso desarrollo económico debido al abandono por parte de las autoridades de gobierno central y local; su economía se sustenta en los cultivos de maíz, frijol y arroz; así como de la crianza de animales de engorde (gallinas, patos, pollos, cerdos). Algunos han optado por dedicarse a la economía informal.

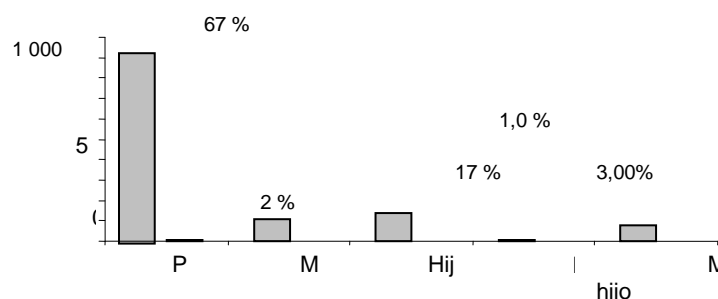
3.4.3.3. Fuentes de empleo

Aunque en la comunidad de San Carlos Canadá Sectores I y II la principal fuente de trabajo es el cultivo de la caña de azúcar, sus pobladores también se han dedicado a otras actividades como el establecimiento de tiendas, comedores, talleres de mecánica y árboles frutales, para su sustento.

3.4.3.4. Nivel de ingreso familiar

El aporte del padre de familia para el sustento familiar, es el más importante ya que en un 75 % de las familias son beneficiadas por, un 9 % es aportado directamente por la madre y un 11 % por los hijos. tal situación se muestra en la gráfica 5.

Figura 31. **Aporte al ingreso familiar**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

La gráfica anterior muestra el aporte al ingreso familiar, por cada uno de los miembros de la familia. El aporte al ingreso familiar es más notorio en el padre, tal como lo muestra el siguiente resumen:

Padre	Madre	Hijos	Madre e hijo	Mixto
67,00 %	12,00 %	17,00 %	1,00 %	3,00 %

3.4.3.4.1. **Nivel de pobreza**

La mayoría de la población es de clase pobre, debido al nivel de ingreso sumamente bajo, pese a vivir en lote propio los habitantes del lugar se ven en la necesidad de vender su fuerza de trabajo en las fincas cercanas las cuales la utilizan para siembra y cultivos propios de la región.

3.4.3.4.2. **Demografía**

Según los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (Ine) se tiene lo siguiente:

Tabla VII. **Datos demográficos**

Total Habitantes	Sexo		Grupos de edad		Grupo étnico		Alfabetismo		
	H	M	(0-6)	(7-14)	Indígena	No indígena	Alfabeta	Analfabeta	
1 310	979	331	125	141	128	1 173	932	369	
Escolaridad					PEA		Instalaciones		
Preprimaria	Primaria	Diversificado		Superior	H	M	Agua	Drenaje	Energía eléctrica
5	675	232		21	817	40	0	1	97

Fuente: elaboración propia.

3.4.3.4.3. **Servicios públicos**

Se observa la falta de servicios básicos en infraestructura, en ésta comunidad no existe centros de salud, centros de acopio, escuelas, hospitales, ni mercados de verduras; los pobladores deben desplazarse a la cabecera municipal para gozar de estos beneficios.

3.4.3.4.4. **Educación**

El único servicio gubernamental con que cuenta es el de educación a nivel preprimario, y primario y solo brinda instrucción hasta el sexto grado. Debido a ello los niños de la comunidad se ven obligados a acudir a la escuela de la cabecera municipal de Escuintla; las cuales distan 8,5 km., de la comunidad y cuenta además con servicio de electricidad y alumbrado público que brinda la empresa eléctrica.

3.4.3.4.5. Comunicación

Se llega a la comunidad de San Carlos Canadá Sectores I y II, por una carretera asfaltada a orillas de un camino de tercería, angosto que se deriva de la carretera departamental CA-2 Taxisco.

3.4.3.4.6. Salud

La comunidad no cuenta con servicio de salud, teniendo que recurrir a la cabecera municipal para gozar de este servicio.

3.4.3.4.7. Servicio básico de agua

Debido a la falta de un sistema de agua potable, la comunidad se ve forzada a abastecerse directamente de un río cercano de agua contaminada, el cual no posee ningún tipo de tratamiento para su purificación, pero las 253 familias utilizan cloro para desinfectar el agua que utilizan para beber.

Observaciones: la comunidad posee un pozo mecánico de reciente construcción, con un caudal de aforo de: 150 G.P.M.

3.4.3.4.8. Transporte

Existe un servicio de transporte que parte de la terminal de buses de Escuintla hacia San Carlos Canadá Sectores I Y II, valiéndose además de otro servicio de transporte que brindan los *pick-up*.

4. FASE DE INVESTIGACIÓN

4.1. Monografía de la comunidad de Los Olivos, Escuintla, Escuintla

A continuación se encuentra la descripción de la comunidad de Los Olivos.

4.1.1. Generalidades

Los Olivos es una comunidad que pertenece al departamento de Escuintla, ubicada a solo 72 km, de la ciudad capital, de clima húmedo, productivo, y apto para el cultivo, especialmente el de la caña de azúcar, también se cultiva maíz, frijól, arroz, entre otros, existe una variedad de árboles frutales, y abundante vegetación.

Su nombre se debe a que originalmente existía como labor agraria, cuyo nombre era Los Olivos, luego de algunos años, se logró el otorgamiento de parcelas con el mismo nombre, lo que dio origen a lo que hoy se conoce con el nombre de comunidad de Los Olivos del departamento de Escuintla.

4.1.2. Ubicación y localización

Se encuentra ubicada al este de la cabecera departamental de Escuintla, y según el monumento de elevación (B.M.) del Instituto Geográfico Nacional (IGN) ubicado en el parque central de la cabecera municipal está a 346,91 m.s.n.m, lat. 14 grado 18´ 03´´, longitud 90 grados 47´ 08´´ con una precipitación de 2 518,00 mm; temperatura mínima de 19 °C; temperatura máxima de 38 ° C, con 131 días de lluvia por año.

4.1.2.1. Extensión territorial

Los Olivos tiene una extensión de por lo menos 2 caballerías, según datos proporcionado por los habitantes de la comunidad.

Límites y colindancias

Norte: cabecera municipal de Escuintla

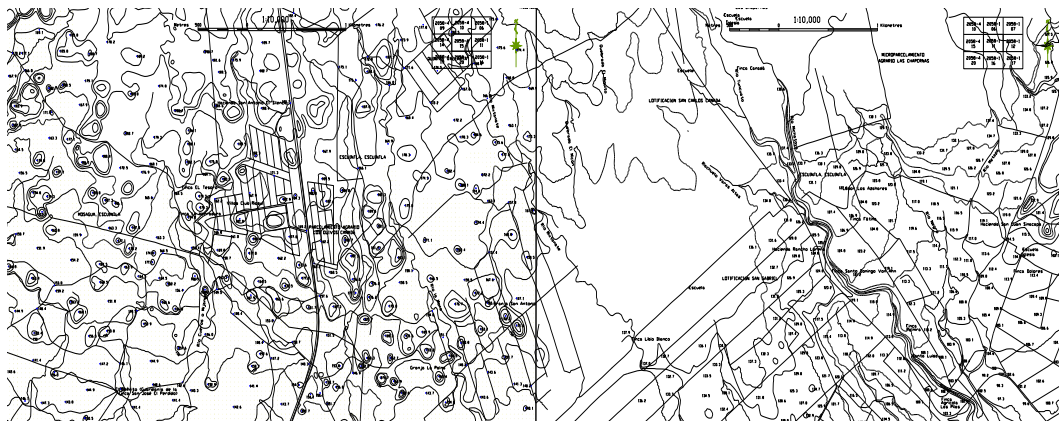
Sur: Puerto San José

Este: municipio de Palín

Oeste: municipio de Mazagua

Dentro de la información cartográfica se puede observar el ingreso principal a la comunidad de Los Olivos sobre el cual se construirá el puente vehicular. Proporcionado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) hojas núm. 2 058-4 y núm. 2 058-6 correspondiente.

Figura 32. **Mapa de ubicación de comunidad de Los Olivos Escuintla**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

4.1.3. Flora y fauna

Forma parte del ecosistema, por tal razón se menciona en el presente trabajo, mencionándolos de forma separada para poderlos conocer de mejor forma.

4.1.3.1. Flora

La fauna de la comunidad se caracteriza por ser predominante de las planicies costeras del Pacífico en los cuales domina la vegetación arbórea, que ofrece un apropiado conjunto de propiedades físicas para la implantación de cultivos, entre estos se encuentran: árboles frutales como: mango, jocote, limón, naranja, entre otros; árboles de laurel, maderables, cedro, conacaste, palo blanco y laurel.

4.1.3.2. Fauna

La fauna se caracteriza por ser predominante de climas cálidos tropicales encontrando las siguientes especies:

4.1.3.2.1. Clima

De acuerdo con el mapa climatológico de la República de Guatemala, según el Sistema Thornthwaite, el clima general de Guatemala va de meso a mega térmico y de húmedo a per húmedo, en el caso específico del área de estudio, predomina el clima que a continuación se escribe: temperatura, sin estación fría, bien definida (a) jerarquía de humedad muy húmedo (A) y tipo de distribución de la lluvia con invierno seco (i). El clima se muestra seco propio de clima tropical.

4.1.3.2.2. Suelo

Se caracteriza por ser muy fértil, apropiado para varios cultivos, especialmente caña de azúcar, con una humedad relativamente alta, propio de las planicies costeras del Pacífico.

4.1.3.2.3. Cultivos

Se cultiva maíz, frijol, caña de azúcar, legumbres y magníficas frutas, ajonjolí, y en algunos sectores se cultiva algodón.

4.1.4. Situación Socioeconómica

En el presente trabajo se realizó trabajo de campo y gabinete para conocer las condiciones socioeconómicas propias de la Comunidad de Los Olivos en el Departamento de Escuintla.

4.1.4.1. Fuentes de empleo

En la comunidad de Los Olivos la principal fuente de trabajo es el cultivo de la caña de azúcar, los pobladores, también se dedican a otras actividades, como el corte de algodón, cultivo de maíz, arroz, frijol, y crianza de animales domésticos.

4.1.4.2. Nivel de ingreso familiar

El aporte del padre de familia para el sustento familiar, es el más importante ya que en 74 % de las familias son beneficiadas por él, un 19,68 % es aportado directamente por la madre y un 0,7 % por los hijos.

4.1.4.3. Nivel de pobreza

A continuación en la tabla VIII el nivel de pobreza y el aporte al ingreso familiar.

Tabla VIII. **Aporte al ingreso familiar**

Padre	Madre	Hijos	Madre e hijo	Mixto	Total hogares
94	25	1	3	4	128
74,01 %	19,68 %	0,7 %	2,37 %	3,14 %	

Fuente: elaboración propia.

La mayoría de la población es de clase pobre, debido al nivel de ingreso sumamente bajo, pese a vivir en lote propio los habitantes del lugar se ven en la necesidad de vender su fuerza de trabajo en las fincas cercanas de producción de azúcar, las cuales la utilizan para siembra y cultivos propios de la región.

4.1.4.4. Demografía

Según los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (Ine) se tiene lo siguiente:

Tabla IX. **Datos demográficos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (Ine)**

Total	Sexo		Grupo étnico		Alfabetismo	
Habitantes	H	M	Indígena	No indígena	Alfabeto	Analfabeto
1 440	558	582	538	602	935	205
Escolaridad	Primaria		Media		Superior	
Preprimaria						
335,00	170,00		165,00		5,00	
PEA		Infraestructura				
H	M	Agua de pozo	Drenaje	Energía eléctrica	Agua potable	
500	130	30	0	126	0	

Fuente: elaboración propia.

4.1.5. Servicios públicos

Se observa total ausencia de servicios públicos, ya que carece de centros de acopio, centros de salud, entre otros. por falta de organización comunitaria, ya que durante muchos años se ha venido gestionando la construcción del puente por parte de algunos pobladores sin que hasta el momento se les atienda su solicitud.

4.1.5.1. Educación

El único servicio gubernamental con que cuenta es el de educación a nivel primario, y solo brinda instrucción hasta el sexto grado. Debido a ello los niños de la comunidad se ven obligados a acudir a la escuela de la cabecera municipal de Escuintla; las cuales distan 18 km, de la comunidad y cuenta además con servicio de electricidad y alumbrado público que les proporciona la empresa eléctrica.

4.1.5.2. Comunicación

Se llega a la cabecera municipal por una carretera de terracería, que luego bifurca hacia una carretera asfaltada departamental CA-2 Taxisco.

4.1.5.3. Salud

La comunidad no cuenta con centro de salud, teniendo que recurrir a la cabecera municipal para recibir atención médica.

4.1.5.4. Servicio básico de agua

Debido a la falta de un sistema de recolección de basura, la mayoría la entierran en lote propio o es quemado al aire libre.

4.1.5.5. Transporte

El único servicio de transporte con que cuenta es por medio de *pick-Up* que salen de la cabecera municipal hacia Los Olivos.

4.1.5.6. Vivienda

La mayoría de casas están formadas por uno o dos dormitorios y un amplio corredor que sirve de acceso a una pequeña cocina. Algunas viviendas son de mampostería y concreto reforzado, y el resto son de mampostería simple, los muros son de carga y los techos de tipo liviano. Se tiene la siguiente información:

Material	núm. de casas
Ladrillo tayuyo	3
Adobe	1
Bajareque	11
Construcción mixta	31
Concreto reforzado	<u>81</u>
Total	127

Tipo de techo	núm. casas
Lámina	3
Teja	57
Combinado (lámina+teja)	50
Paja	<u>17</u>
Total	127

4.1.5.7. Población y religión

Según los datos del censo de 2002 se tiene para ese año una población de 335 habitantes; de los cuales 137 tienen educación primaria y 11 nivel medio, se tiene información de religión.

4.2. Fuentes de agua

Los pobladores utilizan pozo artesanal, excavados a mano y algunos poseen bomba de hidroneumática para extraer agua del pozo, lo que requiere de mucho esfuerzo especial ente para las amas de casa.

4.3. Disposición de aguas servidas

Del total de hogares de la comunidad, solamente 10 cuentan con el servicio de letrina de pozo ciego para la disposición de las excretas, el resto hacen sus necesidades en lugares poco apropiados.

4.4. Actividades económicas

El medio para la obtención de ingresos es la agricultura, siendo los productos principales frijol, arroz, y granos. Una parte de la población se dedica a la venta de fuerza de trabajo a la industria azucarera, otros poseen tierras para sembrar cultivos de la época.

5. SEGUNDO PROYECTO, FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

5.1. Diseño de puente vehicular de concreto reforzado que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla

A continuación se muestra la descripción del diseño del puente vehicular de concreto reforzado que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla.

5.1.1. Descripción del proyecto

El puente vehicular será de concreto reforzado, con una luz de 12 metros diseñado con base a especificaciones AASHTO HS 20 -44 y de la Dirección General de Caminos (DGC) y se conforma de la siguiente manera:

- Subestructura
- Superestructura
- Aproxes y obras de protección

La subestructura del puente está conformada por los siguientes elementos.

- Cortina
- Viga de apoyo
- Estribo de concreto ciclópeo

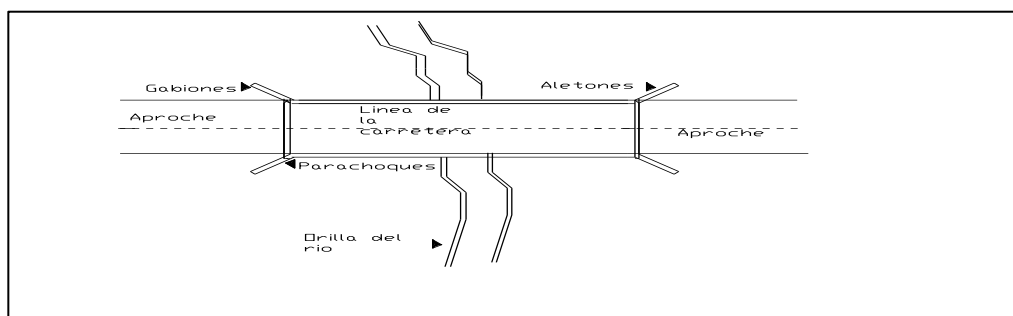
5.1.2. Localización de un puente

Es importante además hacer una inspección ocular del lugar donde se piensa ubicar el puente con el objetivo de localizarlo de la mejor manera posible. En el sitio escogido debe investigarse lo siguiente:

- Buscar el lugar menos socavable
- Elegir el lugar más estrecho del río
- Obtener información sobre anteriores crecidas del río
- Determinar la necesidad de obra de protección
- Determinar el comportamiento de los apoyos

Puente: es una estructura que permite el paso del tránsito a través de cualquier interrupción o trazo de una carretera, tal como un río, un cañón, o un barranco u otra línea de tránsito.

Figura 33. Localización de un puente



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Para la subestructura debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- Tipo y magnitud de las cargas
- Características topográficas
- Infraestructura adyacente
- Accesibilidad
- Obras de protección

Para la superestructura debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- Longitud total y alineamiento del puente
- Planta, elevación y anchura
- Condiciones del claro a salvar
- Accesibilidad al sitio

5.1.3. Levantamiento topográfico

Debe abarcar aproximadamente 100 m. aguas abajo y arriba de la estructura. Además, se deben determinar los niveles de crecienta máximo y todos los detalles posibles del lugar tales como carreteras, cercos, caminos, casas, entre otros.

5.1.3.1. Altimetría

Es una parte fundamental en la determinación de las del relieve del terreno, ya que con esta se podrá determinar si existe necesidad de obras de protección para la subestructura del puente. Para el puente vehicular se utilizó el método de nivelación compuesta, y el equipo utilizado es el siguiente:

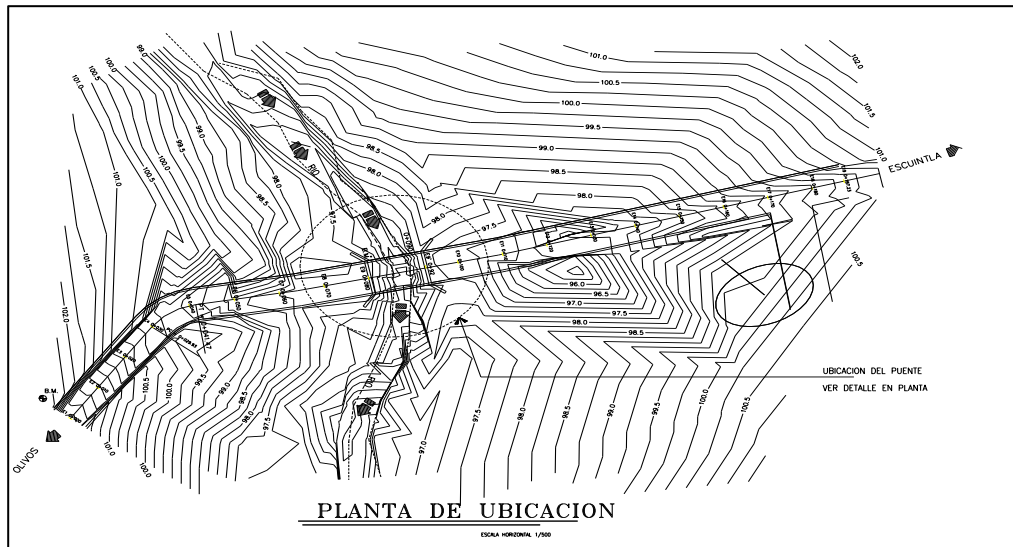
- 1 nivel de precisión marca
- 1 estadal de 3 mts
- 1 cinta métrica
- 2 plomadas
- 1 machete y varios juegos de estacas

5.1.3.2. Planimetría

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño del puente vehicular, porque proporciona datos necesarios para la determinación de las partes constitutivas del puente, permite conocer la sección del río, para el puente se utilizó una topografía de primer orden aplicando el método de conservación de azimut y nivelación. El equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 teodolito marca Sokisha TM20HS Japan series
- 1 estadal
- 1 cinta métrica
- 8 juegos de estacas
- 2 plomadas

Figura 34. **Planta topográfica del sitio donde se construirá el puente vehicular que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

5.1.4. Estudio hidrológico e hidráulico

El caudal de diseño constituye otro de los parámetros de gran importancia conjuntamente con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y subestructura del puente.

Existe gran cantidad de métodos para establecer los caudales máximos, pero para el diseño del puente se utilizó el método de curvas de intensidad y duración, por ser más preciso, además utiliza parámetros de lluvias de años anteriores lo que lo hace más confiable.

5.1.4.1. Áreas tributarias

El cálculo de áreas tributarias para la cuenca del río, se obtuvo directamente de la hoja digital del Instituto Geográfico Nacional (IGN), cuya referencia es 2058-4-20 a escala 1:50,000 cuya información se visualiza utilizando el programa AutoCAD, para determinar el caudal máximo que será empleado en el diseño del puente que comunica a Los Olivos.

Figura 35. **Mapa geográfico de la cuenca del río Varales, sobre el cual se construirá el puente**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Cuenca: en el mapa se observa la forma de la cuenca hidrográfica del río Varales, la cual posee un área de cuenca total: $A_t = 605,11$ hectáreas. Según mapa 2058-4 y 2058-1 del IGN la longitud del río es de 8,00 kms.

Figura 36. **Cuenca del río Varales**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

5.1.4.2. Análisis hidrológico de la cuenca

De las curvas de intensidad-duración y frecuencias del Instituto Nacional de Hidrología Meteorología y Vulcanología (Insivumeh) titulada Estudio para la obtención de curvas de intensidad – duración del departamento de Escuintla del año 2006. Se tiene la estación la Sabana grande, Escuintla, Gráfica 4.2 pág 45 y para un período de retorno de 20 años se tiene $I = 63,23 \text{ mm / hora}$.

Datos:

Área tributaria = 605,11 hectáreas

Coeficiente de escorrentía $c = 0,19$, tomando en cuenta la vegetación y el tipo de suelo de la cuenca (areno-arcilloso).

Parámetros del diseño hidrológico: dentro de los parámetros utilizados en el diseño hidrológico se tiene:

Ancho del río es = 8,00 mts.

T_c = tiempo de concentración

hdif cotas = cota más alta de la cuenca del río – cota más baja de la cuenca del río.

L = longitud del río en kms.

S = pendiente del río, según estudio topográfico su pendiente es 4 %

N = 0,05 debido a que el lecho del río posee roca de mediano tamaño.

Cálculo del tiempo de concentración (Tc):

$$Tc = ((0,866 \times L^3) / h \text{ dif,cotas})^{0,385}$$

$$Tc = ((0,866 \times 8 \text{ kms}^3 / ((293 - 158)))^{0,385}$$

$$Tc = 1,5806 \text{ mm /hora} = 1,58 \times 60 \text{ seg} = 94,83 \text{ seg}$$

Cálculo de la intensidad de lluvia: I

Se tomó un período de retorno de $Tr=50$ años por ser un camino vecinal, ya que para puentes se utiliza un rango de 50-100 años dependiendo de su importancia.

Cunetas	5 a 10 años
Alcantarillados	10 a 20 años
Bóvedas	25 a 50 años
Puentes	50 a 100 años
Ruta departamental	$Tr = 100$ años
Ruta Nacional	$Tr = 110$ años
Camino vecinal	$Tr = 50$ años

Intensidad

$$I = 30\,070 / (Tc + 40)^{1,257}$$

$$I = (30\ 070 / (94,83 + 40))^{1,257}$$

$$I = 63,23 \text{ mm/hora.}$$

5.1.4.3. Cálculo de caudales máximos

$$Q = C * I * A / 360$$

$$Q = 0,19 * 63,23 * 605,11 \text{ Ha} / 360$$

$$Q = 20,19 \text{ M}^3/\text{Seg}$$

Cálculo del tirante hidráulico

Ancho del río = 8.00 m.

h = tirante de agua

A = h * Ancho del río = h * 8 Mts.

De la fórmula del caudal se puede despejar el tirante h, despejándolo de la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{1}{N} \frac{(h * \text{Ancho río})^{2/3} * S^{0,5} * (h * \text{ancho del río})}{(2h + \text{ancho río})^{2/3}}$$

Sustituyendo el valor del caudal Q= 20,19 me/seg. En la fórmula siguiente:

$$Q = 20,19 \text{ m}^3/\text{seg} = \frac{1 * (h * 8,00 \text{ mts})^{2/3} * (0,04)^{0,50} * (h * 8,00 \text{ mts})}{(N=0,05) * (2h + 8,00)^{2/3}}$$

Por tanteo, se despeja h asignándole valores que proporcionen un valor aproximado del caudal Q = 20 m³/seg.

Para h = 1,00	Q = 27,57 m ³ /seg
Para h = 0,85	Q = 21,46 m ³ /seg
Para h = 0,80	Q = 20,19m ³ /seg

De modo que el tirante hidráulico es h = 0,80 mts y se recomienda dar una altura adicional, comprendida entre 1,5 m y 2,00 m, sobre el nivel del río para evitar que las ramas golpeen los elementos estructurales del puente, tales como: vigas, diafragmas, entre otros, para evitar que causen taponamientos al área de descarga del puente.

Cálculo de velocidad de creciente (V)

Radio hidráulico

$$R = \frac{h \cdot \text{ancho río}}{2h + \text{ancho río}} = \frac{0,82\text{mts} \cdot 8,00\text{mts}}{(2 \cdot 0,82 \text{ mts} + 8,00 \text{ mts})} = 0,680 \text{ mts}$$

Velocidad de creciente (V)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{0,50} = \frac{1}{0,05} \cdot (0,68)^{2/3} \cdot (0,04)^{0,5} = 3 \text{ m /s}$$

5.1.5. Estudio de suelos

El estudio de suelos permite conocer los parámetros de corte utilizados en la estimación del valor soporte del suelo, tales como: ángulo de fricción interna, peso específico, cohesión desplante, entre otros. Además, brinda información importante para la clasificación del mismo.

Figura 37. **Extracción de muestras de suelo**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

5.1.5.1. **Ensayo triáxial**

Al principio se propuso este ensayo, pero al hacer una exploración del subsuelo se encontró un manto rocoso a una profundidad comprendida entre 1,20 a 1,6 metros en los pozos de extracción de muestras, tanto para el estribo de entrada como para el de salida. Se obtuvo un total de cuatro muestras rocosas, las que se analizaron y ensayaron con el método: ensayo a compresión de muestras; en el laboratorio del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), cuyos valores de resistencia se muestran en la tabla-1.

Tabla X. **Resultados de ensayo a compresión de muestra no confinada (Tipo de muestra: roca)**

Testigo	Peso	Diámetro	Altura	Altura	Carga	Esfuerzo	Factor de	Esfuerzo	Esfuerzo
			Nivelada				Corrección	Corregido	Corregido
	(g)	(cm)	(cm)	(cm)	(lb)	(Kg/cm ²)		(Kg/cm ²)	(Lb/plg ²)
1-E	540,50	4,390	8,70	9,21	8 800,00	263,71	1,00	263,71	3 750,88
2-E	538,20	4,390	6,24	6,99	900,00	26,97	0,9673	26,09	371,06
1-S	576,40	5,870	5,36	6,90	2 800,00	46,93	0,9121	42,81	608,85

Continuación de la tabla X.

2-S	551,90	4,390	6,22	6,66	20 400,00	611,34	0,9619	588,05	8 364,05
Para la realización del ensayo se utilizó la norma ASTM C - 42.									

Fuente: elaboración propia.

De la tabla -1 de resultados del ensayo de muestras se puede apreciar un valor Crítico de esfuerzo corregido = 26,09 Kg /cm², el cual equivale a 260,90 Ton/m² Y debido a la importancia de la estructura se utilizó un factor de seguridad igual a 3,00; por lo que valor de esfuerzo admisible del suelo es:

$$E \text{ esfuerzo admisible} = 260,9 \text{ ton/m}^2 / 3 = 86,96 \text{ Ton/m}^2$$

Figura 38. **Ensayos de muestras Laboratorio CCI**



Fuente: Laboratorio CII Facultad de Ingeniería.

5.1.5.2. Sondeo dinámico

Este ensayo no fue necesario debido al tipo de suelo analizado, y en su lugar se realizó el ensayo a compresión de muestras de roca.

5.2. Diseño del puente

El diseño del puente comprende todos los elementos que lo conforman tales como:

- Subestructura (cimientos, muro ciclópeo, cortina, entre otros.)
- Superestructura(vigas, losa, diafragmas)
- Elementos de apoyo (viga de apoyo)

5.2.1. Datos y especificaciones de diseño

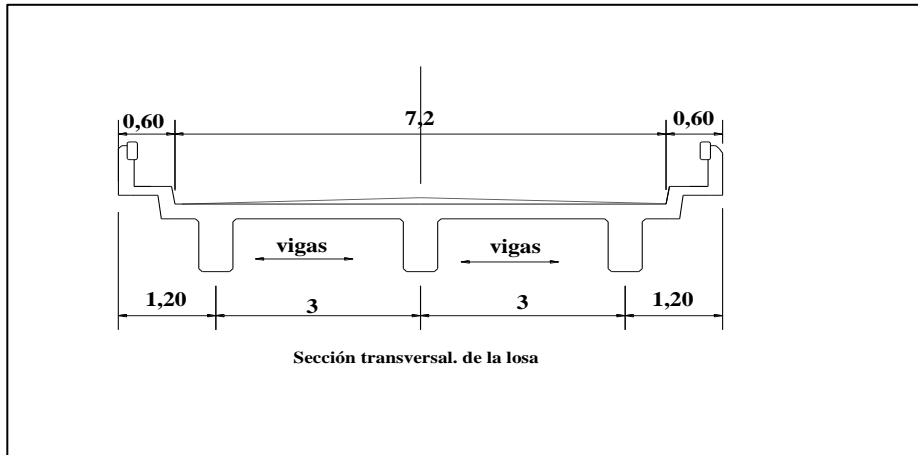
Para el diseño del puente se tomó en consideración el tipo de camino, ancho de sección, tipo de tráfico y desarrollo de la comunidad. Teniendo las características siguientes:

Tipo de proyecto	=	puente vehicular de concreto reforzado de dos vías
Tipo de carga viva	=	se consideró la carga viva HS – 20 - 44
Sección transversal total	=	8,40 m
Ancho útil	=	7,20 m
Ancho de aceras	=	60 cm
Longitud del puente (luz)	=	12 m

Las características del puente vehicular son las siguientes:

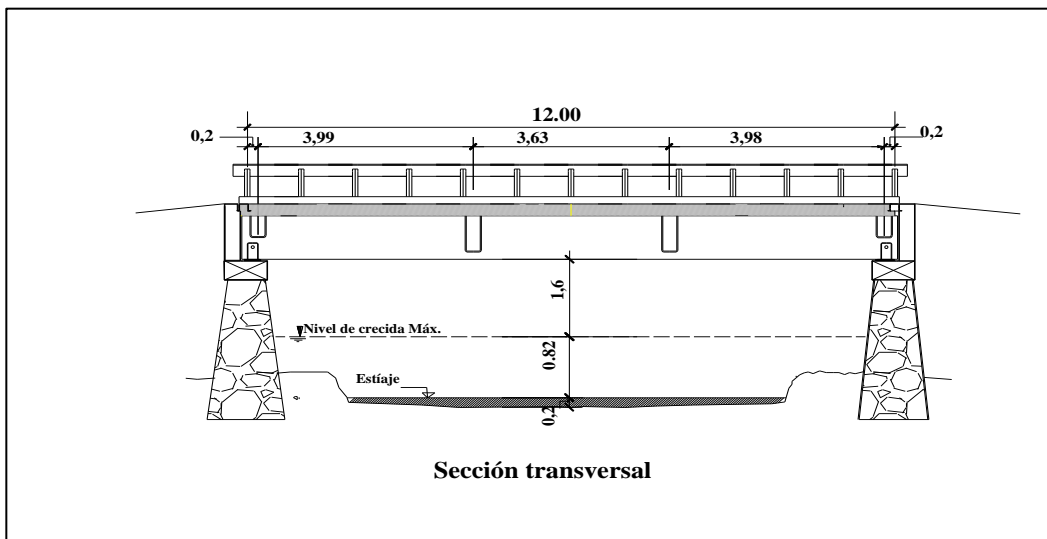
Está compuesto por elementos de apoyo de concreto ciclópeo, y vigas de concreto reforzado que transmiten el peso de la carga muerta y carga viva a los apoyos.

Figura 39. **Sección transversal de la losa**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Figura 40. **Sección longitudinal del puente**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

5.2.2. Diseño de la superestructura

La superestructura es la parte del puente que soporta la carga viva y carga muerta y sismo que a la vez transmite estas cargas a la subestructura.

Las partes que la conforman son las siguientes:

- Vigas longitudinales
- Losas
- Diafragmas

5.2.2.1. Diseño de la losa

Por economía y facilidad, se optó por la losa plana de concreto reforzado, y para su diseño se utilizó norma American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) HS 20 -44.

5.2.2.1.1. Cálculo del peralte

Para el cálculo del peralte se asumió un grosor de 20 cm, ya que la Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) sugiere que este debe estar dentro del rango de: 20 – 15 cm.

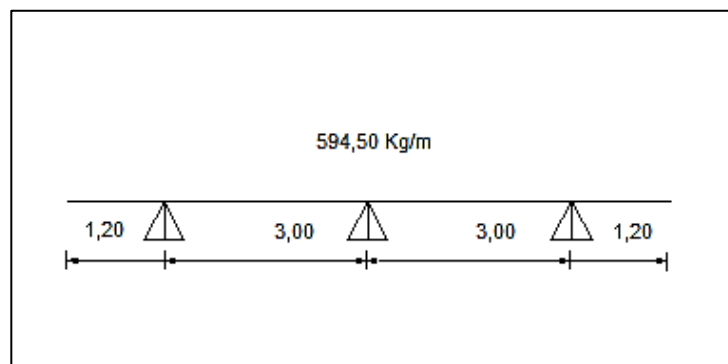
5.2.2.1.2. Cálculo de momentos

Se analizó un modelo matemático de dos tramos con apoyos simples, tanto para carga muerta como para carga viva.

Integración de carga muerta

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Losa}} &= 0,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} * 2\,400 \text{ Kg/m}^3 = 480 \text{ Kg/m} \\
 W_{\text{Asf}} &= 0,05 \text{ m} * 2\,100 \text{ Kg/m}^3 = 105 \text{ Kg/m} \\
 W_{\text{Barand}} &= 40 \text{ Kg/m} * (1/8,4 \text{ m}) = 9,50 \text{ Kg/m} \\
 \text{Carga muerta total : } &W_t = 594,50 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Figura 41. **Carga muerta uniformemente distribuida**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.2.2.1.3. Momentos por carga muerta

Son producidos por el peso propio de la losa, tubería, carpeta de rodaje, entre otros.

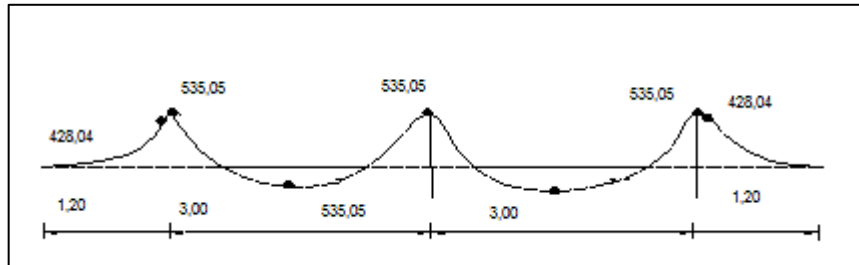
Momento en voladizo:

$$M_v = W_t * L^2 / 2 = (594,50 \text{ Kg/m} * 1,20 \text{ m})^2 / 2 = 428,04 \text{ Kg-m}$$

Momento en la Losa:

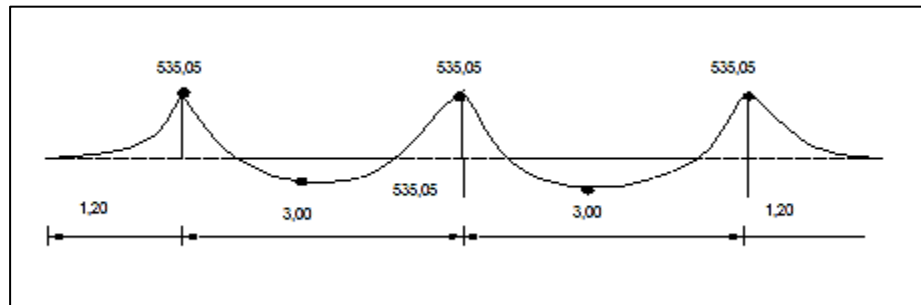
$$M_{cm} = W_t * S^2 / 10 = (594,50 \text{ Kg/m} * 3,00 \text{ m})^2 / 10 = 535,05 \text{ Kg-m}$$

Figura 42. **Diagrama de momentos actuantes**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

Figura 43. **Diagrama de momento balanceado**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.2.2.1.4. **Momentos por carga viva**

Según la norma AASHTO HS 20 -45 los momentos por carga muerta se calculan de la siguiente fórmula:

$$M_{cv} = [0,80 \cdot (s+2)/32] \cdot P$$

Donde:

P = peso de eje del camión en (lbs.)

Mcv = momento por carga viva.

$$Mcv = [0,80*(8,20'+2)/32] *16\ 000\ lbs$$

$$Mcv = 4\ 080,00\ lbs\text{-pie}$$

$$Mcv = 565,41\ Kg\text{-m}$$

5.2.2.1.5. Factor de impacto

Se calculan como una fracción de la carga viva según la AASHTO el valor del impacto es el siguiente:

$$I = 50/(S+125)$$

$$I = 50/(8,20+125)$$

$$I = 0,37$$

El valor del impacto teórico excede a 0,30 que es el valor de impacto máximo permitido por lo que su valor se suma igual a 0,30.

5.2.2.1.6. Cálculo del momento último en la losa

Según la AASHTO, el momento último queda dado por la fórmula:

$$Mu = 1,30 [Mcm+5/3*(Mvc*I)]$$

$$Mu = 1,30 [535,05\ Kg\text{-m}+5/3(565,41\ Kg\text{-m}*1,30)]$$

$$Mu = 2\ 288,13\ Kg\text{-m}$$

5.2.2.1.7. Cálculo del refuerzo

Datos: $M_u = 2\,288,13 \text{ Kg-m}$ $F'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$ $F_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$
 $d = 20 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 1 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$

Acero requerido: $A_s = 4,45 \text{ cm}^2$

Acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = 0,002 * 100 * 14 = 2,8 \text{ cm}^2$$

Se toma el acero requerido por ser mayor $A_{s \text{ req}} = 4,45 \text{ cm}^2$, colocar hierro núm. 5 @ 0,40. G.60

Refuerzo en cama opuesta de la losa:

$$A_{s \text{ mín}} = 14,1 * b * d / F'_c$$

$$A_{s \text{ mín}} = 14,1 * 100 \text{ cm} * 14 \text{ cm} / 4\,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_{s \text{ mín}} = 4,70 \text{ cm}^2$$

5.2.2.1.8. Cálculo del refuerzo longitudinal

Factor longitudinal:

$$FL = 2,20 / \text{SQRT}(8,25)$$

$$FL = 0,76$$

El factor longitudinal FL= 0,76 excede el valor máximo permitido, por lo que se asume su valor máximo FL=0,67

Refuerzo longitudinal:

$$Asl = 4,45 * FL$$

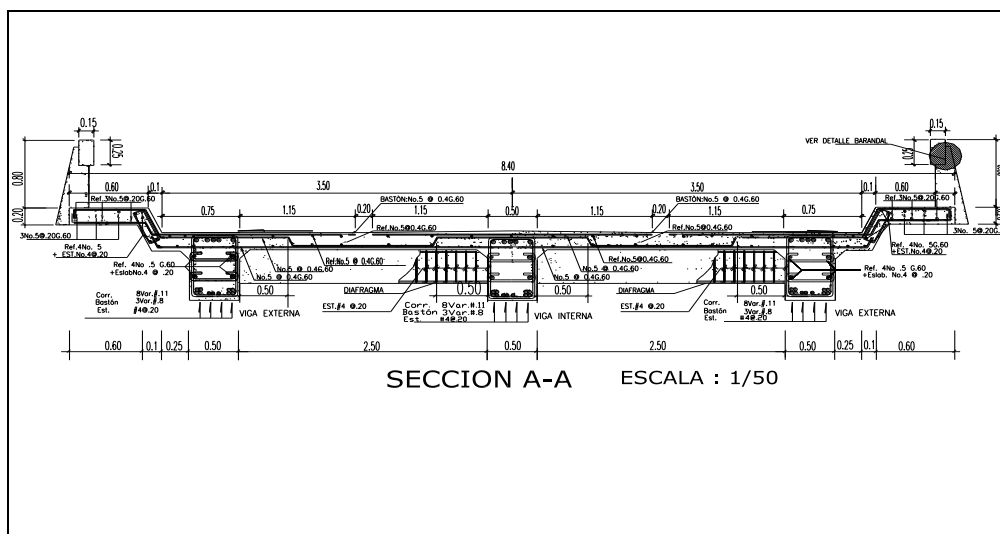
$$Asl = 4,45 * 0,67 = 2,98 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo para refuerzo de la losa:

$$As_{min} = 14,1 * 100 * 14 / 4 * 200 \text{ kg/cm}^2 = 4,70 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero longitudinal Asl es menor al acero mínimo, se toma el valor de acero mínimo: $As_{min} = 4,70 \text{ cm}^2$.

Figura 44. Armado final en la losa



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

5.2.2.2. Análisis y diseño de vigas longitudinales

Las vigas longitudinales soportan la acción de la carga muerta, carga viva y sismo y para su diseño se utilizó la norma AASHTO HS 20 -46 (American Association for Highway and Transportation Officials) optándose por la sección rectangular por proveer mayor eficiencia estructural.

5.2.3. Diseño de viga intermedia o viga interna

El espaciamiento entre vigas queda a criterio del diseñador, una práctica muy usual es espaciar 10 o 12 pies.

La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones se recomienda un peralte no menor de $L/16$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3,5 para no chequear alabeo en el entendido de que las vigas con forma I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión $H \leq 3,5B$.

5.2.3.1. Cálculo del peralte y base

Se analizó un modelo matemático de dos tramos con apoyos simples y carga vertical; el peralte se estimó con la relación $L/16$.

Peralte: $d = 12 / 16 \text{ m}$

$d = 0,75 \text{ m}$ Se opta por un peralte $d = 0,80 \text{ m}$

Cálculo de la base:

$$B_w = 2/5 * d$$

$$B_w = (2/5) * 0,8$$

$$B_w = 0,32 \quad \text{se tomó } B_w = 40 \text{ cm}$$

5.2.3.2. Cálculo de momentos

Carga muerta: W_p = Peso propio de la viga principal

$$W_p = 1,10\text{m} * 0,50\text{m} * 2\,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_p = 1\,320 \text{ Kg/m}$$

Carga muerta uniformemente distribuida:

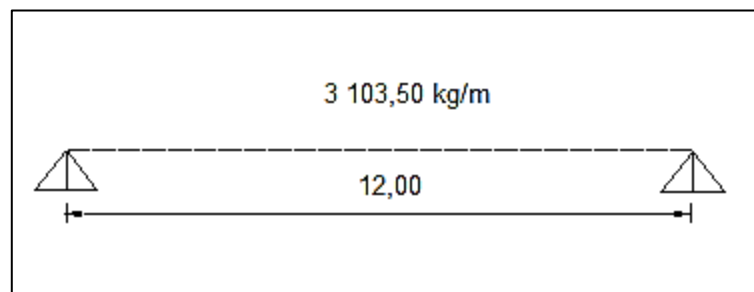
W_t = Carga muerta total.

$$W_t = (594,50 \text{ Kg/m}) * 3,00 \text{ m} + 1\,320 \text{ Kg/m}$$

$$W_t = 3\,103,50 \text{ Kg/m}$$

En la figura se observa la carga muerta uniformemente distribuida actuando sobre la viga intermedia o viga externa.

Figura 45. Diagrama de carga muerta



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.2.3.2.1. Cálculo de momentos por carga muerta:

$$M_{cm} = (3\ 103,50 \text{ Kg/m}) \cdot (12,00 \text{ m})^2 / 8 + 432 \cdot 2,50 \cdot 4 = 55,863 \text{ Kg-m} + 4\ 320 \text{ Kg-m}$$

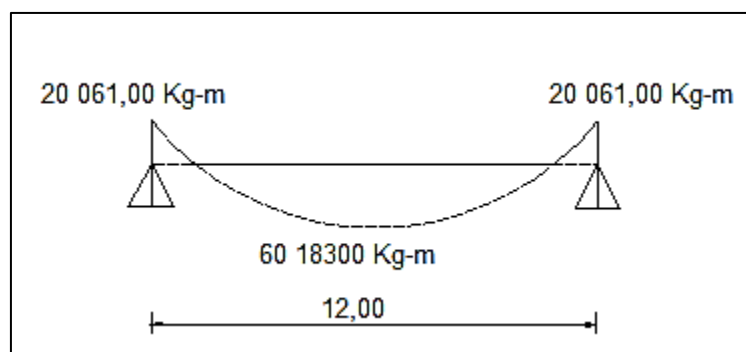
$$M_{cm} = 60\ 183 \text{ Kg-m}$$

Se considera una tercera parte para momento negativo.

$$M(-) = 60\ 183 / 3$$

$$M(-) = 20\ 061 \text{ Kg-m}$$

Figura 46. Diagrama de momentos por carga muerta

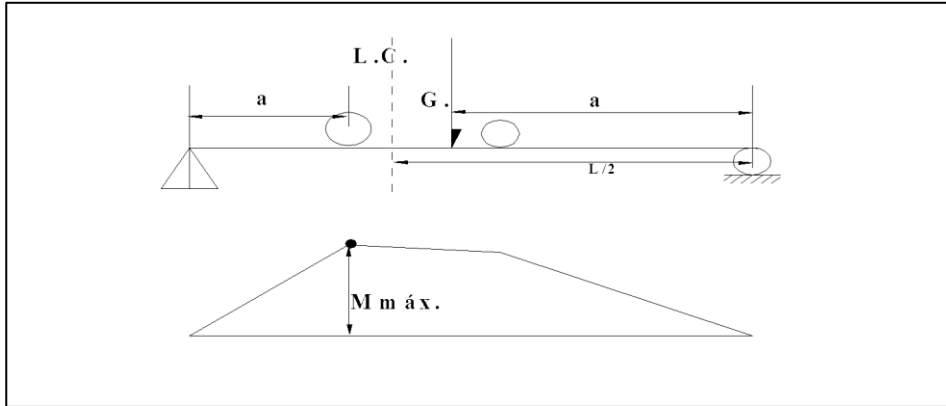


Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.2.3.2.2. Cálculo de los momentos por carga viva

El momento máximo por carga viva ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando esta se encuentra tan lejos del apoyo, como su centro de gravedad del otro.

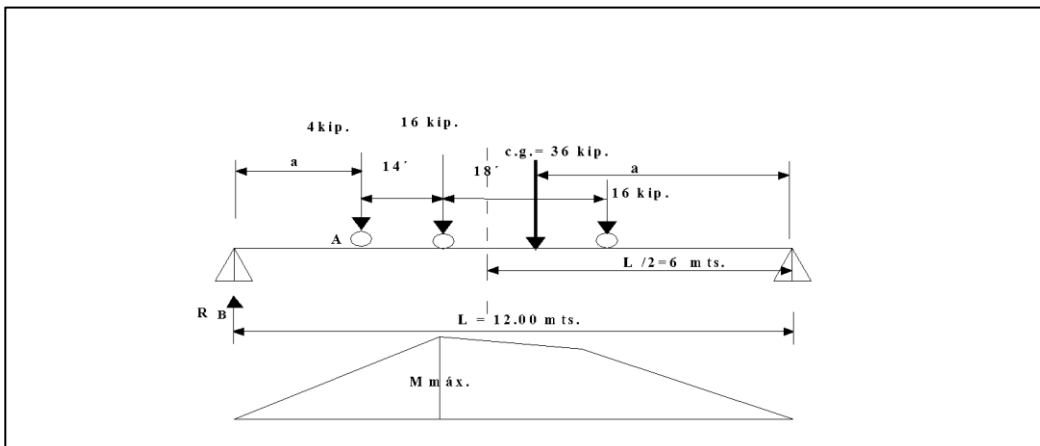
Figura 47. Teorema de carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

Las fórmulas de la AASHTO están en el sistema inglés, por lo que las cargas se trasladan a Kip. Se utilizó la carga HS - 20-44.

Figura 48. Carga viva actuando sobre la viga



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Sumando momentos en el punto A

$$+ \sum MA = 0; 16 \text{ k} \cdot 14' + 16 \text{ k} \cdot 32' - 36 \text{ k} \cdot Xc.g$$

Por lo tanto: $Xc.g = 20,44$ pies

Como: $2 \cdot a + 6,44' = 39,36$ resolviendo se encuentra el valor de a: $a = 16,46'$

Cálculo de la reacción: en B:

$$39,36' \cdot RB - 36 \text{ Kip} \cdot 16,46' = 0 \quad RB = 15,05 \text{ Kips}$$

Cálculo de momento por carga viva:

$$M_{cv} = 15,05 \text{ Kip} \cdot 16,46' - 4 \text{ kip} \cdot 14'$$

$$M_{cv} = 191,72 \text{ Kip-pie} = 26\,568,73 \text{ Kg-m}$$

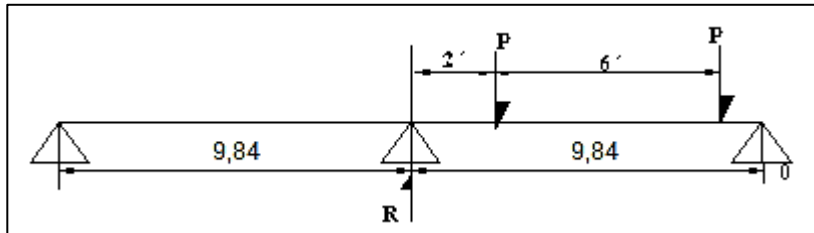
5.3. Factor de impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por camiones en los puentes provocan esfuerzos adicionales a la estructura, dado que la carga no aplica de manera gradual, sino violenta lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de las vigas, por esta razón se debe conspirar cargas adicionales denominadas cargas de impacto las cuales se calculan como una fracción de la carga viva, que la incrementa en un porcentaje que según la AASHTO, se calcula así:

La norma AASHTO en el sistema Inglés establece lo siguiente:

$$I = 50 / (S + 125) = 50 / (39,48' + 125) = 0,3039 > 0,30 \quad \text{tomar } I = 0,30$$

Figura 49. **Subsistema de cargas vivas**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

Haciendo sumatoria de momentos en "O" se tiene:

$$R \cdot 9,84' - P \cdot 7,84 - P \cdot 1,84 = 0 \quad R = 0,93 P$$

Por lo que el factor de distribución interna es: $FD_{Int} = 0,93 \cdot 2 = 1,96$

5.3.1. **Cálculo del momento último**

El momento último según la AASHTO se calcula así:

$$M_u = 1,3 \cdot (M_{cm} + 5/3 \cdot (M_{cv} \cdot I \cdot FD_{Int}))$$

$$M_u = 1,3 \cdot (60\,183 \text{ Kg}\cdot\text{m} + 5/3 \cdot (26\,568,73 \text{ Kg}\cdot\text{m} \cdot 1,30 \cdot 1,96))$$

$$M_u = 224\,915,00 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

5.3.1.1. **Cálculo del acero de refuerzo a flexión**

Datos: $M_u = 224\,915,00 \text{ Kg}$; $BW = 0,5 \text{ m.}$; $d = 0,72 \text{ m}$

$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$; $F_Y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

Según análisis de la viga, la viga interna o viga externa es del tipo de viga doblemente reforzada, por lo que necesita acero a tensión y a compresión, para poder resistir momento máximo. Luego de analizar la sección se tiene que el acero a tensión es: $A_{s \text{ req}} = 89,77 \text{ cm}^2$ y el acero a compresión $A_s = 49,00 \text{ cm}^2$ presenta un $\rho_{\text{máx}} = 0,0145$ y un $\rho_{\text{mín}} = 0,00336$; de modo que su área de acero mínima es $A_{s \text{ mín}} = 12,25 \text{ cm}^2$. El ACI requiere un incremento de un 33 % del área de acero longitudinal superior para resistir el momento negativo máximo.

5.3.1.1.1. Cálculo del acero de refuerzo negativo

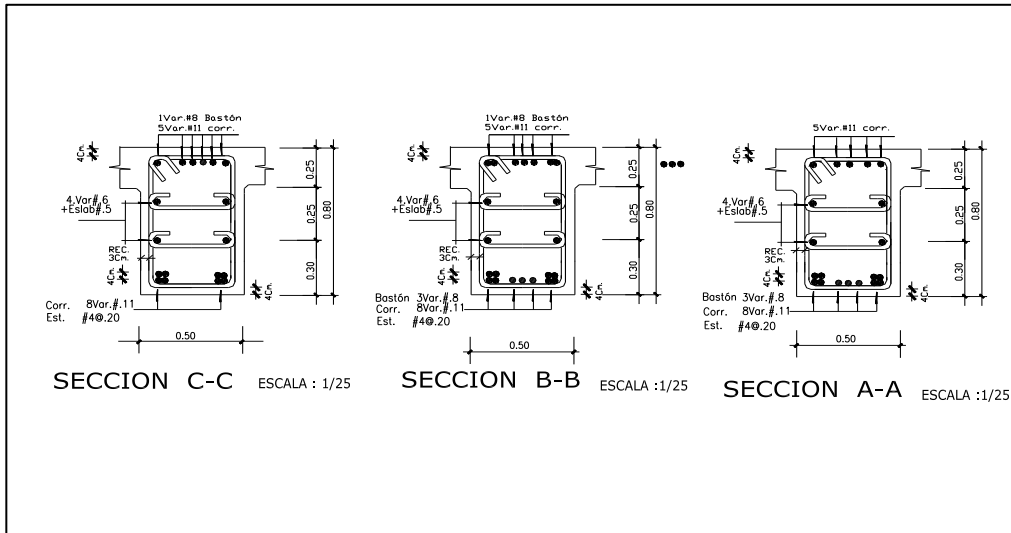
Por ser doblemente reforzada se toma en consideración una parte del refuerzo a compresión; y la otra a tensión.

$$A_{\text{sup}} (+) = 0,33 * 89,77 \text{ cm}^2 = 27 \text{ cm}^2. \text{ Acero a tensión}$$

$$A_{\text{sup}} (-) = 0,33 * (49,00 \text{ cm}^2) = 17 \text{ cm}^2 \text{ Acero a compresión}$$

Colocar 5 var. núm. 11 + 1núm. 8 = 47,9 cm^2 + 5,07 cm^2 extremo superior a compresión.

Figura 50. Armado final de viga intermedia o viga interna



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

5.3.1.2. Cálculo del acero de refuerzo adicional

$A_{s\text{adic}} = \text{área de acero adicional}$

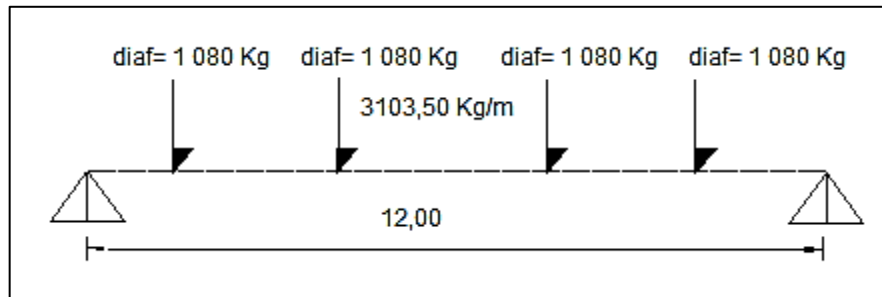
$A_{s\text{adic}} = 5,29 * H = 5,29 * 1,1$

$A_{s\text{adic}} = 5,82 \text{ cm}^2$ Colocar 4 var. Núm. 5

5.3.1.3. Diseño por corte

El corte máximo es producido por la carga muerta más carga viva; y ocurre en el apoyo, cuando el eje trasero se encuentra sobre el.

Figura 51. **Carga muerta sobre la viga interna**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.3.1.3.1. **Cálculo del corte por carga muerta**

Donde:

Vcm = corte por carga muerta

P = peso de diafragma

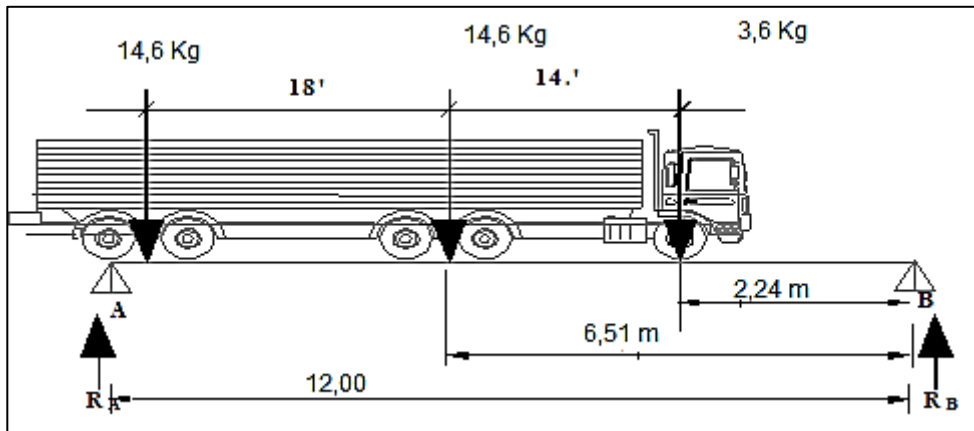
$$V_{cm} = W_{cm} \cdot L/2 + \sum P'/2 = 3\,103,50 \text{ Kg/m} \cdot 12/2 + 2 \text{ Kg/m} \cdot 2,50 \cdot 4/2$$

$$V_{cm} = 20\,781 \text{ Kg.}$$

5.3.1.3.2. **Cálculo del corte por carga viva**

El corte máximo por carga viva ocurre sobre el apoyo cuando la carga mayor se encuentra sobre el.

Figura 52. Cargas por eje, Norma AASHTO HS-20-44



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.3.1.3.3. Cálculo de la fuerza de cortante

La condición crítica se da cuando la rodadura del camión se encuentra sobre el apoyo, de tal manera que ocurre el corte máximo de la siguiente manera:

Condición: $V_{cv} = \text{camión entrando (corte máx)}$

$$+ \sum MA = 0 = 12 \cdot VA - 14,60 \cdot 12 - 14,6 \cdot 6,51 - 3,6 \cdot 2,24$$

$$VA = 23\ 192,5 \text{ kg}$$

Los momentos se tomaron positivos en el sentido horario.

Cálculo del corte último

$$Vu = 1,3 \cdot (V_{cm} + 5/3 (V_{cv} \cdot l)) = 1,3 (20\ 781 \text{ Kg} + 5/3(23\ 192,5 \text{ Kg} \cdot 1,30))$$

$$V_u = 92\,340,84 \text{ Kg}$$

El estribo debe estar dentro del rango $3 < S < d/4$ y como mínimo varilla núm. 3.

Diseño por corte:

Datos:

$$V_u = 92\,340,84 \text{ Kg}$$

$$F_Y = 2\,810 \text{ g/cm}^2$$

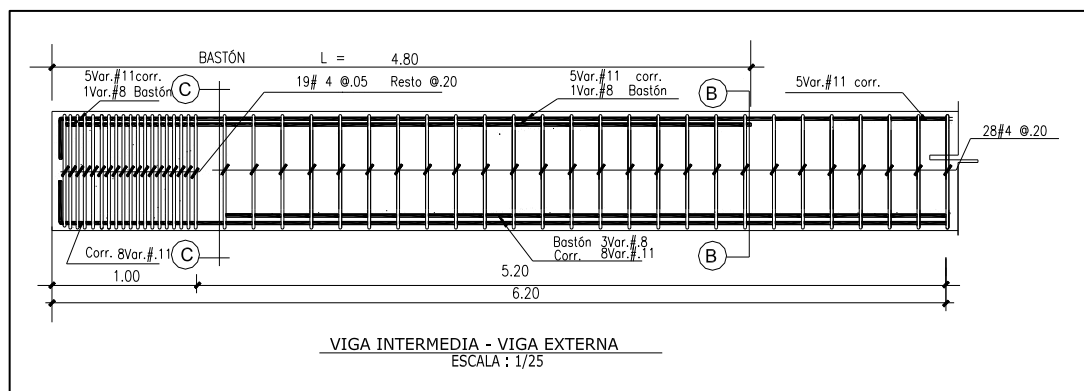
$$F'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B_w = 0,50 \text{ m}$$

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

Entonces, colocar: 19 Estribos #. 4 @ 0,05 m, el resto #.4 @ 0,20

Figura 53. Armado por corte viga interna



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Cálculo de la contraflecha

Para el cálculo de la contraflecha se utilizó la especificación ACI - 318-83 por ser conservador.

$$\text{Contra flecha máx:} = (5/384) * W * L^4 / EI$$

Donde:

W = carga muerta más carga viva

L = longitud de viga (12 M)

EC = módulo de elasticidad del concreto (EC=15100SQRT (281 Kg. /cm²))

I = inercia de viga (I = (1/12) b*h³)

VU = 92 383,57 Kg

Cálculo de la inercia

$$I = (1/12) (50) (80^3) = 0,017 \text{ m}^4.$$

$$\text{Contraflecha} = (5/384) * (92\ 383,57 \text{ kg}) * 12,00^4 / (1\ 5100 * \text{sqrt}(281) * 0,017)$$

Contraflecha = 5,80 para fines prácticos se aproxima a: 6 cms

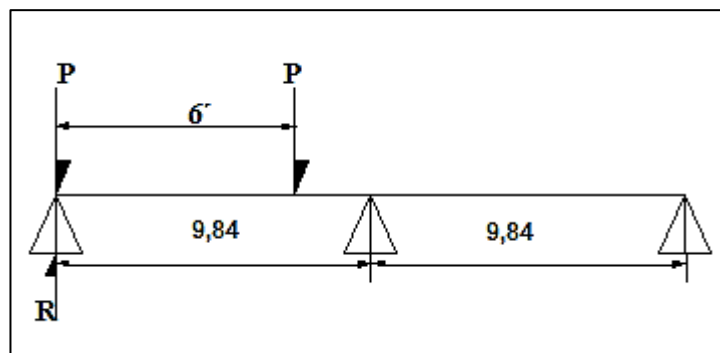
5.4. Análisis y diseño de viga externa

La viga externa al igual que la viga interna trabaja por flexión, debiendo resistir tanto la carga muerta como viva.

5.4.1. Factor de distribución externa

Se puede decir que el factor de distribución interna es un porcentaje de carga transmitida a por la acción de la rueda adyacente.

Figura 54. Subsistema de carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

Haciendo momentos al centro se tiene:

$$\sum M=0; R \cdot 9,84 - P \cdot 9,84 - P \cdot (3,84) = 0$$

Entonces $R = 1,39 P$; por lo que $F_{DExt} = 1,39$

5.4.1.1. Momento último

El momento último para la viga externa, según la AASHTO se calcula así:

$$M_u = 1,3 \cdot (M_{cm} + 5/3 \cdot (M_{cv} \cdot I \cdot F_{DExt}))$$

$$M_u = 1,3 \cdot (60\,183 \text{ Kg-m} + 5/3 \cdot (26\,568,73 \text{ Kg-m} \cdot 1,30 \cdot 1,39))$$

$$M_u = 182\,258,91 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del acero a flexión

Datos:

$$M_u = 182\,258,91 \text{ Kg-m} \quad F_Y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$B_W = 0,5 \text{ m} \quad F'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2;$$

$$d = 0,72 \text{ m}$$

Al analizar la viga externa esta trabaja con doble refuerzo, y requiere acero a compresión y tensión para resistir momento máximo.

El acero a tensión $A_s \text{ req:} = 73,65 \text{ cm}^2$ y el acero a compresión $A_s = 27,56 \text{ cm}^2$, además presenta un $\rho_{\text{máx}} = 0,0145$ y un $\rho_{\text{mín}} = 0,00336$ así como área de acero mínimo $= 12,25 \text{ cm}^2$.

Debido a que el momento en la viga interna es mayor que el de la viga externa; por seguridad se asume el mismo armado en la viga externa.

5.4.1.2. Diseño de los diafragmas

Los diafragmas son elementos estructurales que proveen rigidez a la losa del puente, y el diseño es el siguiente:

5.4.1.2.1. Diafragma interior

El diafragma interior va colocado al centro de la luz de las vigas longitudinales del puente, llamadas comúnmente viga intermedia o viga externa, y para su dimensionamiento se utiliza la norma AASHTO de manera siguiente:

Peralte H1 = 75 % d = 0,75 % * 0,80 = 0,60 por lo que: Bw = 2/5 * 40 = 30

Refuerzo mínimo

$$As_{min} = 14,1 * bd / fy$$

$$As_{min} = 14,1 * 30 * 60 \text{ cm}^2 / 4 * 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As_{min} = 6,04 \text{ cm}^2 \text{ colocar } 4 \text{ núm. } 5 \text{ G.60} + \text{estribos } \underline{\text{núm. } 4 @ .20}.$$

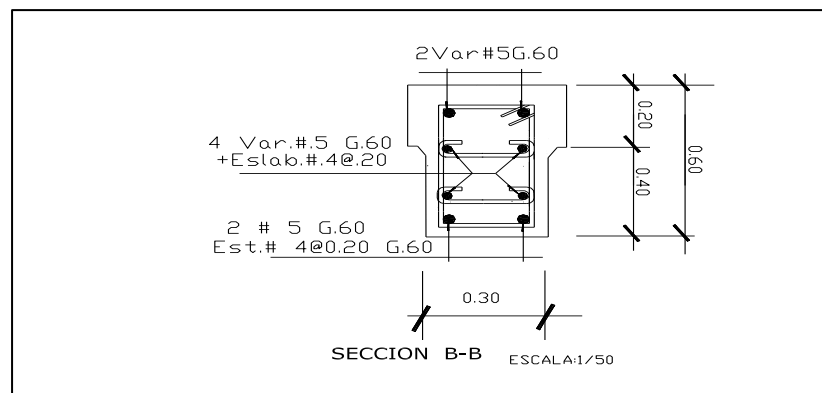
Además la norma AASHTO permite un refuerzo adicional el cual se calcula de la manera siguiente:

Donde: H = peralte del diafragma

$$As_{adic} = 5,29 * H = 5,29 * 0,60 = 3,20 \text{ cm}^2$$

El refuerzo adicional es de 3,20 cm², entonces colocar 4 varillas núm.4 G60. y eslabones núm. 4 @ 0,20

Figura 55. **Armado final del diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

5.4.1.2.2. Diafragma exterior

El diafragma exterior va colocado en los extremos de las vigas longitudinales o viga intermedia y proporcionan rigidez en el extremo de la losa.

$$\text{Peralte } H_2 = 0,50 * d = 0,50 * 0,80 = 0,40$$

$$\text{entonces: } B_w = 2/5 * d = 2/5 * 0,60 = 24 \text{ se opta por } B_w = 0,30$$

Acero mínimo

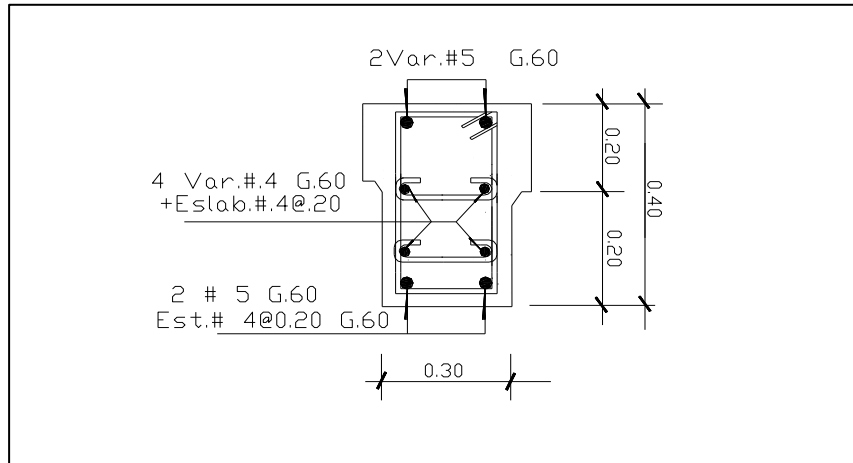
$$A_s \text{ min} = 14,1 * b d / f_y$$

$$A_s \text{ min} = 14,1 * 30 * 40 \text{ cm}^2 / 4 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ Colocar } 4 \text{ num.5 G.60} + \text{estribos } \underline{\text{núm.4@.20.}}$$

Además se debe proporcionar refuerzo adicional. $A_s \text{ adic} = 5,29 * 0,40 = 2,12 \text{ cm}^2$ entonces colocar 4 varillas núm.4 G 60. Y eslabones núm.4 @ 0,20.

Figura 56. Armado final del diafragma exterior



Fuente: elaboración propia, Adobe Illustrator.

5.5. Diseño de la subestructura

Para el diseño de la subestructura se utiliza la norma AASHTO y para el diseño del refuerzo el ACI. Los elementos de la subestructura son los siguientes:

- Viga de apoyo
- Muros o estribos
- Cortina
- Pilotes o zapatas

5.5.1. Diseño de la estructura de apoyo

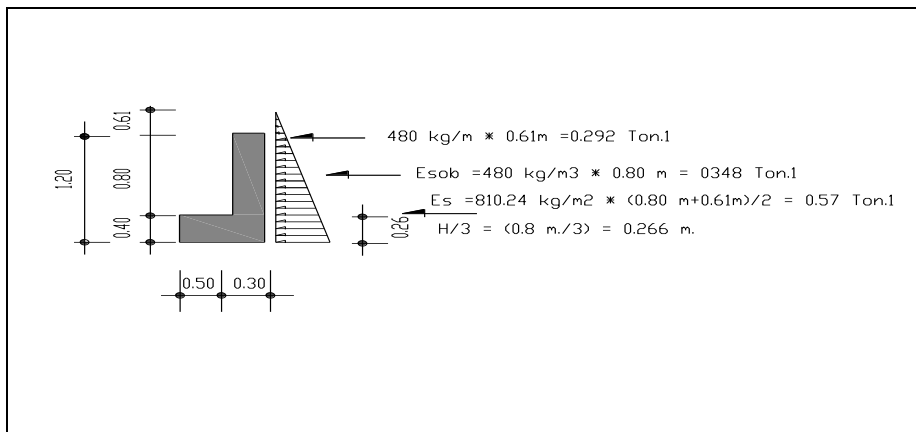
La función primordial de la estructura de apoyo es transmitir las cargas producidas por el tráfico y la carga muerta al suelo, y está formada por los siguientes elementos:

- Cortina
- Viga de apoyo
- Muro ciclópeo
- Zapatas
- Pilotes

5.5.2. Diseño de la cortina

Según la AASHTO. 3.2 se debe considerar una sobrecarga del suelo al equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión equivalente = 480 kg/m^3 .

Figura 57. Cargas actuantes en la cortina



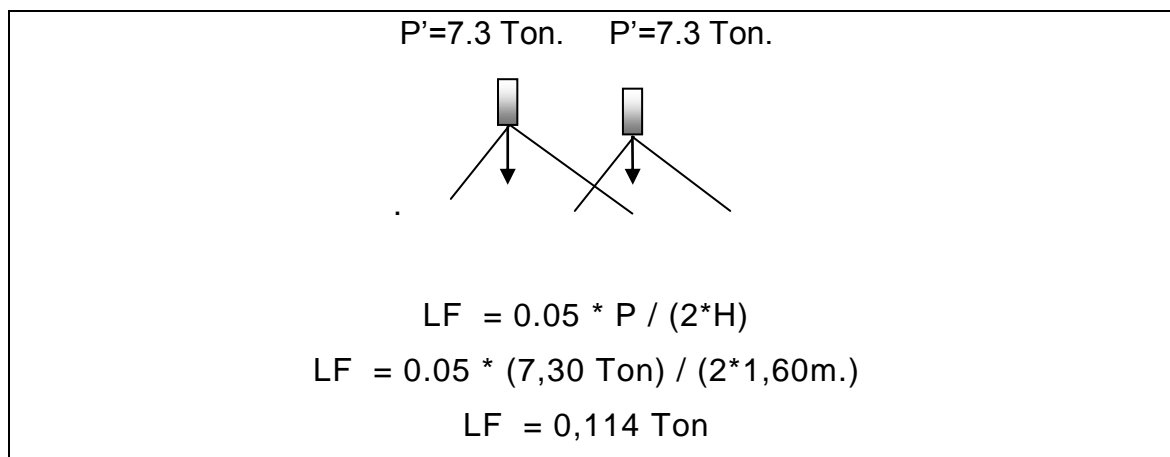
Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Fuerza longitudinal:

La fuerza longitudinal es la producida por los ejes sobre la cortina, teniendo que calcularla de la manera siguiente:

Donde: P es la descarga por eje: P = 14.60 ton. Se puede ver entonces que:

Figura 58. **Fuerzas producidas por los ejes**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

Fuerza de sismo:

Peso de la cortina: W = 0,30m. * 1,20 m * 2 400 Kg /m3 *1,4

$$W = 1 209,60 \text{ Kg/m}$$

Por lo que la fuerza de sismo es:

$$S = 0,10 W$$

$$S = 0,10 * (864,00 \text{ Kg/m})$$

$$S = 0,1209 \text{ Ton}$$

Los momentos actuantes sobre la cortina son:

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

Donde: Esob = E s la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina

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

LF = fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina

S = fuerza del sismo aplicada al centro de la cortina

$$\text{Grupo III } M = 1,3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{LF})$$

$$\text{Grupo III } M = 1,3 * [(0,384 * 0,55) + (0,70 * 0,366) + (0,11 * 2,93)]$$

$$\text{Grupo III } M = 1,13 \text{ Ton-m}$$

$$\text{GrupoVII } M = 1.3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{S})$$

$$\text{GrupoVII } M = 1.3 ((0,58 * 0,55) + (0,70 * 0,366) + (0,1209 * 1,2/2))$$

$$\text{GrupoVII } M = 0,84 \text{ Ton-m}$$

Después de analizar y comparar los grupos III Y VII se tiene que el momento máximo es : $M = 1.13 \text{ Ton-m}$

Cálculo del área de acero a flexión

Datos:

$$M = 1.13 \text{ Ton-m}$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

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

$$F'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

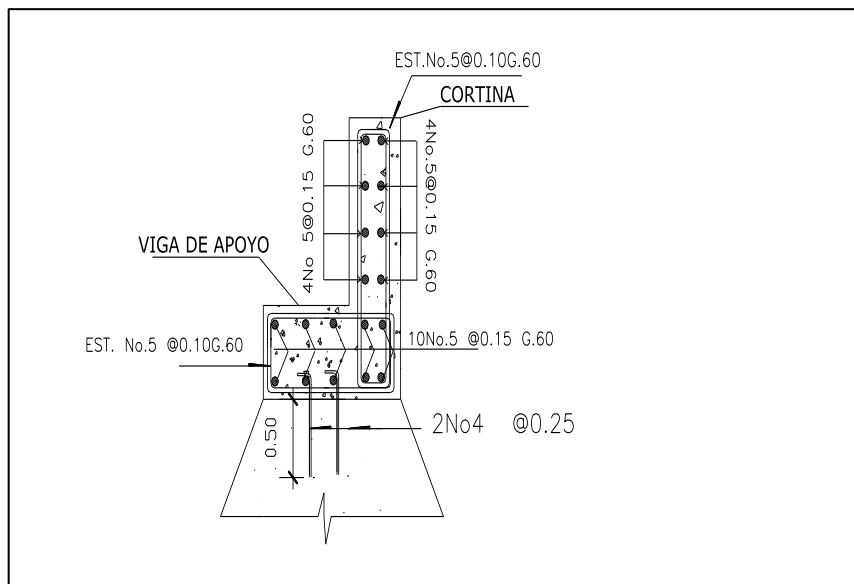
$$A_{s \text{ req}} = 8.39 \text{ cm}^2;$$

Acero de refuerzo mínimo:

$$A_{smin} = 14,1 * 100 * 25 / 281 = 5,01 \text{ cm}^2$$

Se toma el área de acero por flexión $A_s = 8,39 \text{ cm}^2$, colocar refuerzo
núm. 5 @ 0,15 + Est. núm. 5 @ 0,10

Figura 59. **Armado final de la cortina**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Chequeo por corte: se analizan los grupos III y VII

Grupo III $V_u = 1,3 (F + LF)$

Grupo VII $V_u = 1,3 (F + S)$

Donde: F = empuje

LF = fuerza longitudinal

S = sismo

Fuerza de empuje:

$$F = \text{Empuje} = E_s + E_{sob} = 0,384 + 0,70 \text{ Ton.} = 1,084 \text{ Ton}$$

$$\text{GRUPO III } V_u = 1,3 (F+LF)$$

$$\text{GRUPO III } V_u = 1,3 (1,084\text{Ton} + 0,114 \text{ Ton})$$

$$\text{GRUPO III } V_u = 1$$

$$\text{GRUPO VII } V_u = 1,3 (F+S)$$

$$\text{GRUPO VII } V_u = 1,3 (1,084 \text{ Ton} + 0,1209 \text{ Ton})$$

$$\text{GRUPO VII } V_u = 1,57 \text{ Ton.}$$

Al analizar los dos grupos III Y VII se tiene que el valor de la fuerza de empuje crítico es $V_u = 1.57 \text{ Ton}$. Por ser el mayor.

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$V_r = 0,85 * V_c * 0,53 * \text{SQRT}(F'c) * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \text{SQRT}(281 \text{ Kg/cm}^2) * 100 * 21$$

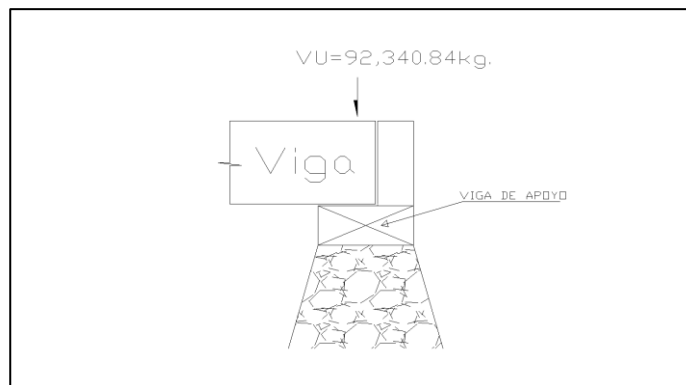
$$V_r = 15\ 858,68 \text{ Kg}$$

Como $V_r = 15,86 \text{ Ton} \gg V_u = 1,57 \text{ Ton}$. ok.

5.5.2.1. Diseño de la viga de apoyo (del muro ciclópeo)

En el diseño de la viga de apoyo, se utilizó la carga última obtenida en el análisis de viga longitudinal (intermedia), como primer paso se realiza una revisión de los esfuerzos a compresión en viga de apoyo.

Figura 60. Viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Neopreno: elemento elastómero ubicado entre las vigas longitudinales y la viga de apoyo. Para obtener el área de neopreno se utilizó la fórmula siguiente:

$$A_p = V_u / (0,70 * F'_c)$$

Donde:

A_p = área de aplastamiento debajo de la viga

V_u = corte último

$$A_p = 92\,340,84 \text{ Kg.} / (0,70 * 281 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$A_p = 469,45 \text{ cm}^2.$$

Neopreno: sus dimensiones se calculan del modo siguiente:

$$b = \text{Sqrt}(469,45 \text{ cm}^2) = 21,67 \text{ cm}$$

Colocar neopreno de 25 * 25 cm shore 50. entre la viga de apoyo y la viga longitudinal.

Cálculo del corte resistido por la viga de apoyo:

$$V_r = 0,85 * VC * 0,53 * \text{SQRT}(F'_c) * b * 100$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \text{SQRT}(281 \text{ Kg/cm}^2) * 40 * 100$$

$$V_r = 30\,207 \text{ Kg}$$

1 750 kg. << $V_r = 30,207 \text{ kg}$. Dado que el corte actuante es resistido por el concreto, únicamente se colocará acero de refuerzo mínimo.

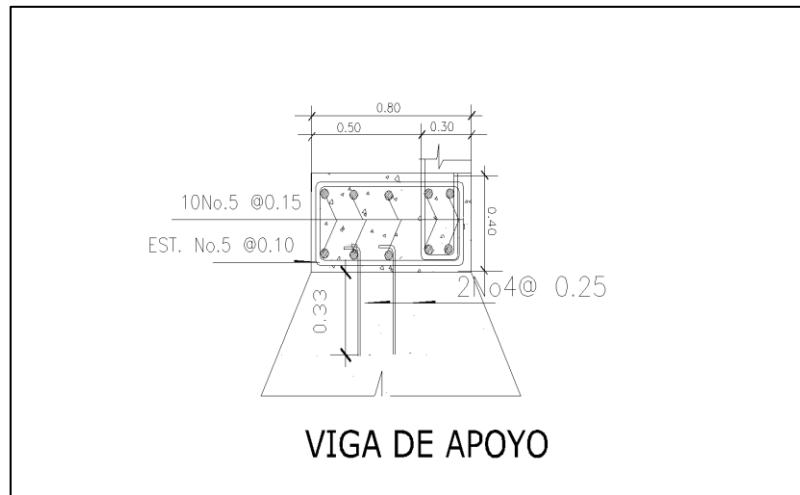
Acero mínimo en viga de apoyo

$$A_{smin} = 0,002 * 100 * 50$$

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

Colocar varillas de refuerzo longitudinal núm. 5 grado 60 @ 0,15 m de separación; estribos núm. 5 @ 0,10m.

Figura 61. **Armado final de viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

5.5.2.2. **Diseño de los estribos de concreto ciclópeo**

El muro de concreto ciclópeo tendrá un ancho en su extremo superior igual a 0,8m y 2,5m, en su base. La geometría para ambos estribos (de entrada y salida) es la misma.

Carga muerta

Donde:

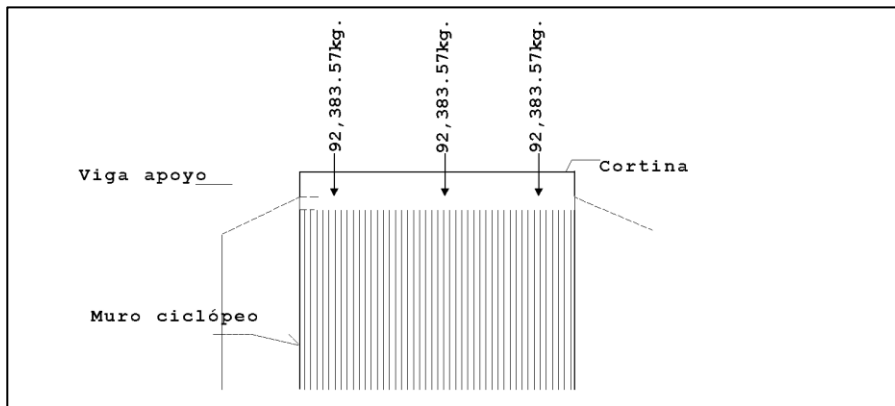
Peso de la viga apoyo: $W \text{ viga apoyo} = 0,40\text{m} * 0,80\text{m} * 2\ 400 \text{ Kg/m}^3$

Peso de la viga apoyo: $W \text{ viga apoyo} = 768 \text{ Kg / m}$

Sistema de cargas actuantes, sobre muro ciclópeo:

La figura muestra, el sistema de cargas puntuales actuando sobre el muro ciclópeo.

Figura 62. **Sistema de cargas actuantes**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

El sistema de cargas puntuales, se convierte a carga uniformemente distribuida.

$$W \text{ equiv.} = 3 * Vu / 8,4$$

$$W \text{ equiv.} = 3 * 92\,383,57 \text{ Kg} / 8,40$$

$$W \text{ equiv.} = 32\,994,13 \text{ Kg/m.}$$

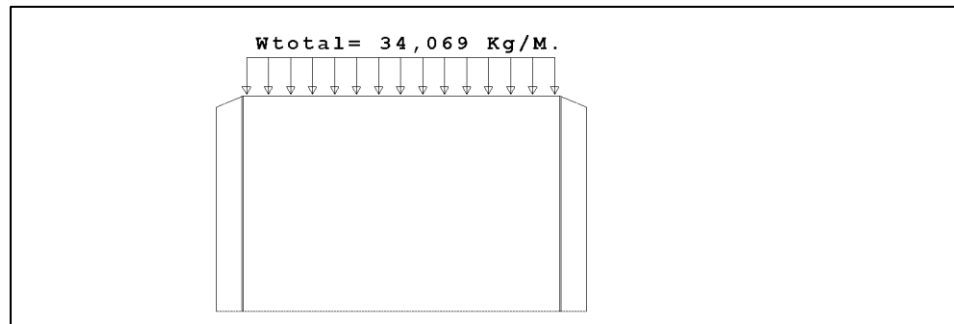
Carga total, actuando sobre la franja unitaria del muro es:

$$W \text{ total} = W_{\text{viga apoyo}} + W \text{ equiv.}$$

$$W \text{ total} = 1075,20 \text{ Kg/m} + 32,994,13 \text{ Kg/m}$$

$$W \text{ total} = 34,069,33 \text{ kg/m}$$

Figura 63. Diagrama de carga uniformemente distribuida



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Chequeos en el muro:

El esfuerzo de trabajo en el muro ciclópeo es:

$$F' \text{ ciclópeo} = (34\ 069,33 \text{ kg/m}) / (100 * 80 \text{ cm})$$

$$F' \text{ ciclópeo} = 4,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo en el muro no sobrepasa el esfuerzo máximo permisible 150 kg/cm^2 sus dimensiones son adecuadas para resistir los esfuerzos de compresión.

Diseño del muro de concreto ciclópeo

El muro de concreto ciclópeo se diseña para resistir los esfuerzos producidos por la carga muerta, viva y sismo; se chequea por volteo, sismo, y esfuerzos de compresión.

Diagrama de presiones activas y peso muerto del muro ciclópeo:

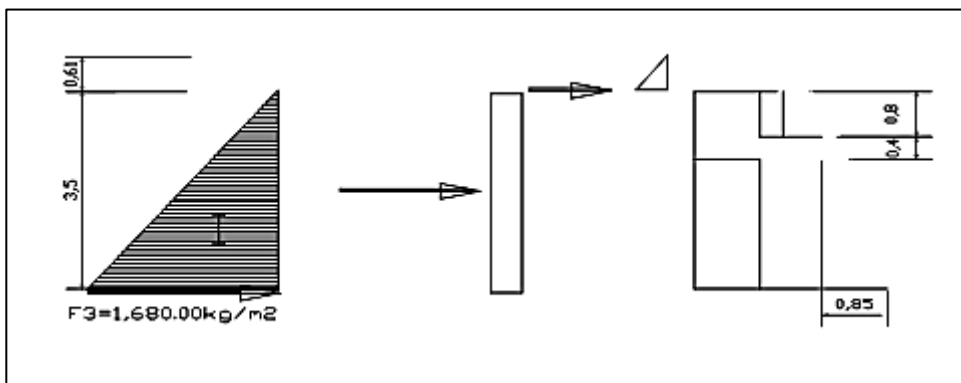
Para cálculo de las presiones del suelo, según la AASHTO se toma el equivalente líquido de 480 kg/m^3

$$F1 = 480 \text{ kg/m}^3 * (0,61 \text{ m}) = 292,8 \text{ kg/m}^2.$$

$$F2 = 480 \text{ kg/m}^2 * (3,50 \text{ M} / 2) = 840,00 \text{ kg/m}^2.$$

$$F3 = 480 \text{ kg/m}^3 / (3,50 \text{ M}) = 1\ 680,00 \text{ kg/m}^2$$

Figura 64. **Diagrama de cargas activas sobre muro ciclópeo**



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Momento activo:

$$F'3 = 1\ 680 \text{ kg/m}^2 * (3,50 \text{ M} / 2) = 2\ 940,00 \text{ kg/m. actuando a } H/3 = 3,5 / 3 = 1,17 \text{ m}$$

$$F'2 = 1\ 024,80 \text{ kg/m actuando a } H/2 = 3,5/2 = 1,75 \text{ m}$$

Tabla XI. **Momento activo**

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento respecto a B
I	2 940,00	1,17	3 439,80
II	1 024,80	1,75	1 793,40
$\Sigma E = 3 964,80$		$\Sigma MV1 = 5 233,20$	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Momento producido por peso propio**

Sección	Área (m ²)	W Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,24	576,00	1,75	1 008,00
2	0,32	768,00	1,25	960,00
3	0,89	2 142,00	2,22	4 748,10
4	1,68	4 536,00	1,25	5 670,00
5	1,79	4 819,50	0,57	2 731,05
6	1,02	2 203,20	2,08	4 571,64
7	0,60	1 285,20	2,22	2 848,86
$\Sigma W = 16 329,90$		$\Sigma ME = 22 537,65$		

Fuente: elaboración propia.

Chequeo del muro (sin superestructura):

Volteo:

$$\Sigma ME / \Sigma MV1 = 22 537,65 / 5 233,20 = 4,30 > 1,5 \text{ ok}$$

Deslizamiento:

$$D = (0,5 * \sum W / \sum E) = (0,5 * 16\,329,90) / 3\,964,80 = 2,06 > 1,5 \text{ ok}$$

Valor de a:

$$a = (\sum ME - \sum MV1) / \sum W = (22\,537,65 - 5\,233,20) / 16\,329,90 = 1,05$$

Excentricidad:

$$b / 3 = 2,5 / 3 = 0,833 < 1,05 \text{ Ok. Entonces: } e = b / 2 - a = (2,5 / 2) - 1,05 = 0,20$$

Presiones:

$$P \text{ máx: } = (16\,329,90 / 2,5) * (1 + 6 (0,20/2,5)) = 9\,667,30 \text{ Kg/m}^2 < \text{ VS}$$

$$P \text{ máx} = 9\,66 \text{ ton / m}^2 < 86,96 \text{ ton/m}^2 \text{ Ok.}$$

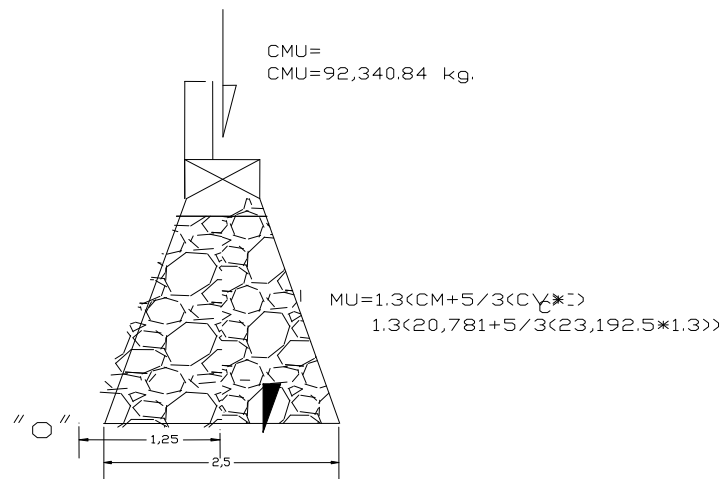
$$P \text{ mín: } = (16\,329,90 / 2,5) * (1 - 6 (0,20 / 2,5)) = 3\,396,61 \text{ Kg/m}^2 > 0,00 \text{ ok.}$$

$$P \text{ mín: } = 3,39 \text{ ton / m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2 \text{ ok.}$$

Debido a que las presiones actuantes por debajo del muro ciclópeo son inferiores al valor soporte del suelo, se tiene que las dimensiones del muro son correctas.

Comprobación del muro (con superestructura y carga viva):

Figura 65. Cargas últimas sobre muro ciclópeo



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

$$CMU = 1,30 * (20\ 781) = 27\ 015,30 \text{ kg. Ver pag. 59}$$

$$CVU = VU = 1,3 * (5/3) (23\ 192,5 \text{ Kg} * 1,3) = 65\ 325,54 \text{ kg ver pag. 60.}$$

Corte último:

$$VU = CMu + CVu = 92\ 383,57 \text{ kg}$$

Dado que la carga se supone actuando al centroide de la viga de apoyo, tenemos que el brazo es: =1,25m (punto medio de la base)

Haciendo momentos respecto del punto "o" se tiene:

$$ME1 = 92\ 383,57 \text{ kg.} * (\text{Brazo}=1,25\text{m}) = 115\ 479,46 \text{ kg}$$

ME1 = momento producido por la carga ultima. ME 1= 115 479,46 kg-m,

ME = momento estabilizante producido por el propio peso del muro ciclópeo.

$$ME t = ME1 + ME = 115\,479,46 \text{ kg} + 22\,537,65 = 138\,017,11 \text{ kg}$$

Revisión de presiones:

$$a = (MEt - \sum MV1) / (CMu + CVu + \sum W)$$

$$a = (138,017.11 \text{ kg} - 5,233.20) / (92,383.57 + 16,329.90) = 1.22$$

$$\text{Entonces: } e = 2,5/2 - 1,22 = 0,03 \text{ y } 2,5/3 = < 1,22. \quad 0,83 < 1,22 \text{ ok}$$

Presiones:

$$P \text{ máx} = (16\,329,90 + 92\,383,57 \text{ kg}) / 2,50 * (1 + 6 * 0,03 / 2,5)$$

$$P \text{ máx} = 46\,616,33 \text{ kg/m}^2 < 86,96 \text{ ton/m}^2 \text{ ok}$$

$$P \text{ min} = (16\,329,90 + 92\,383,57 \text{ kg}) / 2,50 * (1 - 6 * 0,03 / 2,5)$$

$$P \text{ min} = 40\,354,44 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ ok}$$

Las presiones bajo el muro son menores al valor soporte ($86,96 \text{ ton/m}^2$), por lo que suelo resiste las presiones:

Verificación del muro de concreto ciclópeo con sismo (pero sin carga viva):

Se toman los momentos de volteo en sentido horizontal.

W1 = Peso de muro + carga muerta última

$$W1 = \sum W + CMU$$

$$W1 = 16\,329,90 + 27\,015,30 \text{ Kg}$$

$$W1 = 43\,345,20 \text{ kg}$$

$$ME2 = ME + (W1 * \text{brazo})$$

$$ME2 = 22\,537,65 + (43\,345,20 \text{ kg} * 1,25)$$

$$ME2 = 76\,719,15 \text{ Kg-m.}$$

Fuerza horizontal (FH)

Son las fuerzas que ejercen presión horizontal sobre el muro ciclópeo, entre ellas tenemos la fuerza de sismo y empuje de tierra.

$$FH = (1,08 * E) + (0,08 * W1)$$

$$FH = (1,08 * 3\,964,80) + (0,08 * 43\,345,20 \text{ kg.})$$

$$FH = 7\,029,60 \text{ kg.}$$

Tabla XIII. **Momento de volteo en el sentido horizontal**

Sección	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
1,00	576,00	2,90	1 670,40
2,00	768,00	2,30	1 766,40
3,00	2 142,00	0,70	1 499,40
4,00	45,36	1,05	47 628,00
5,00	4 819,50	0,70	3 373,65
6,00	2 203,20	1,40	3 084,48
7,00	1 933,20	2,70	5 219,64
$\Sigma MV2=$			16 661,58

Fuente: elaboración propia.

$$MEQ = 0,08 * \Sigma MV2$$

$$MEQ = 0,08 * 16\,661,58$$

$$MEQ = 1\,332,92 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$MV3 = 1,08 \cdot MV1 + W1 \cdot 0,08 \cdot h + MEQ$$

$$MV3 = (1,08 \cdot 5\,233,20) + (43\,345,20 \text{ kg} \cdot 0,08 \cdot 2,3) + (1\,332,92 \text{ kg}\cdot\text{m})$$

$$MV3 = 14\,960,29 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Comprobación de volteo::

$$V = ME2 / MV3$$

$$V = (76\,719,15 / 14\,960,29)$$

$$V = 5,12 > 1,5 \text{ OK}$$

Deslizamiento:

$$D = 0,5 \cdot w1 / FH$$

$$D = 0,5 \cdot 43\,345,20 \text{ kg} / 7\,029,60 \text{ kg}$$

$$D = 3,08 > 1,5 \text{ OK}$$

Comprobación de presiones:

$$a = (ME2 - MV3) / W1 = (76\,719,15 - 14\,960,29) / 43\,345,20 \text{ kg} = 1,42$$

$$e = 2,5/2 - 1,42 = 0,17$$

Presiones:

$$w1 = 43\,345,20$$

$$P = (43\,345,20 \text{ kg} / 2,5) \cdot (1 \pm 6 \cdot (0,17/2,5))$$

$$P \text{ máx} = 25\,660,35 \text{ kg}/\text{m}^2 < V_s = 86,96 \text{ ton}/\text{m}^2 \text{ ok}$$

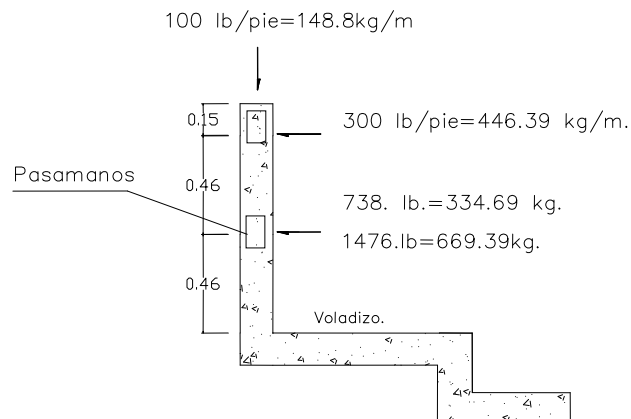
$$P \text{ min} = 7\,073,93 \text{ kg}/\text{m}^2 > 0 \text{ ok}$$

Como ambas presiones están dentro de los parámetros de diseño, la estructura resiste las presiones.

5.5.2.3. Diseño del barandal

La dimensión variable es la separación centro a centro de los postes, con el objetivo de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura, dicha separación varía de un mínimo de 1,5 m, a un máximo de 2,4 m para el diseño de este proyecto se utilizó es de 1,5m. Además de la carga de camión estandarizada, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 l/pie = 148,8 kg /m y una carga horizontal de 300 l/pie = 446,39 kg /m

Figura 66. Cargas actuantes sobre el barandal



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

Diseño del refuerzo:

El diseño del barandal se hará con base en las cargas actuantes sobre el mismo, de la siguiente manera:

Datos:

$$M = 612.06 \text{ Kg-m}$$

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

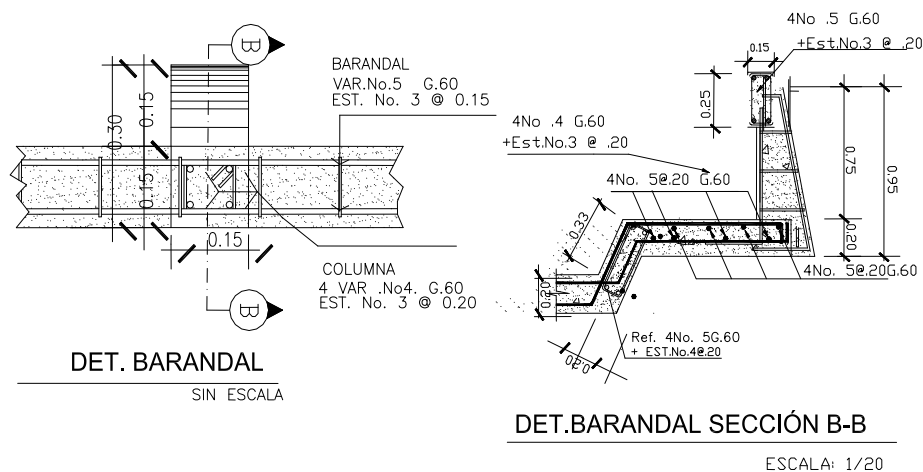
$$F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 15 \text{ cm y } d = 12 \text{ cm}$$

$A_s = 2.24 \text{ cm}^2$ El acero mínimo es $A_{s \text{ min.}} = 0,90 \text{ cm}^2$ entonces colocar refuerzo

$$\text{Núm.5 @0,60}$$

Figura 67. Armado final del barandal



Fuente: elaboración propia, con programa Adobe Illustrator.

El objetivo de un barandal es proveer seguridad tanto al transeúnte como a los a automovilistas que transitan por el lugar a fin de evitar que estos caigan accidentalmente al río.

Costos del puente vehicular

Se hizo una integración de costos desglosado para conocer el valor de cada renglón, tomando de base los precios del mercado local, no hay que olvidar que los mismos pueden estar sujetos a cambios de última hora por variaciones de la moneda nacional o alza en los combustibles.

Tabla XIV. Precios del mercado local

Proyecto : Puente vehicular que comunica a la Comunidad de Los Olivos, Escintla.					
a) MATERIALES					
Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo Total	Por renglón
Muros de concreto ciclópeo	63.84	M3	Q50.00	Q3,192.00	
Cemento gris	357.50	Sacos	Q68.00	Q24,310.27	
Arena	22.34	M3	Q115.00	Q2,569.56	
Piedrón de 1/2"	23.62	M3	Q175.00	Q4,133.64	
Madera tabla de 1piesX 1pulg,X10 pies	8.00	Doc.	Q450.00	Q3,600.00	
Parales de 3"X4"X10 pies	8.00	Unidad	Q25.00	Q200.00	
Clavos de 4"	25	Lbs.	Q5.50	Q137.50	
Viga de apollo de concreto 40x80 cms.	7.15	M3			Q38,142.97
Cemento de 4000 psi	114.40	Sacos	Q68.00	Q7,779.29	
Arena de rio	5.15	M3	Q115.00	Q592.03	
Piedrín de 1/2"	5.29	M3	Q175.00	Q925.94	
Hierro de 5/8" G.60	107.46	Var.	Q68.00	Q7,307.02	
Alambre amarre	50	Lbs.	Q6.50	Q325.00	
Alcotes de concreto ciclópeo	34.31	M3			Q16,929.27
Cemento gris	219.59	Sacos	Q68.00	Q14,931.83	
Arena de rio	9.61	M3	Q115.00	Q1,104.79	
Piedrín de 1/2"	7.36	M3	Q175.00	Q1,287.92	
Piedra bola	11.32	M3	Q90.00	Q1,019.02	
Losa de concreto Ref. de 20 cm espesor	22.46	M3			Q18,343.56
Cemento 4000 psi	404.35	Sacos	Q68.00	Q27,495.94	
Arena de rio	15.28	M3	Q115.00	Q1,756.68	
Piedrín de 1/2"	16.17	M3	Q175.00	Q2,830.46	
Hierro de 5/8" G.60	224.63	Var.	Q58.00	Q13,028.63	
Madera tabla de 1piesX 1pulg,X10 pies	8.00	Unidad	Q25.00	Q200.00	
Clavos de 3"	15	Lbs.	Q6.50	Q97.50	
Banqueta de concreto armado	4.03	M3			Q45,409.22
Cemento de 4000 psi	64.51	Sacos	Q68.00	Q4,386.82	
Arena de rio	2.74	M3	Q115.00	Q315.30	
Piedrín de 1/2"	2.82	M3	Q175.00	Q493.92	
Hierro de 5/8" G.60	33.68	Var.	Q58.00	Q1,953.68	
Mordientes de 30x20 cms.de concreto	2.02	M3			Q7,149.72
Cemento de 4000psi	28.22	Sacos	Q68.00	Q1,919.23	
Arena de rio	1.41	M3	Q115.00	Q162.29	
Piedrín de 1/2"	1.49	M3	Q175.00	Q261.07	
Hierro de 5/8" G.60	16.84	Var.	Q58.00	Q976.84	
Hierro 1/2" G.60	23.16	Var.	Q50.00	Q1,157.89	
Tabla de 10 piesx1"x1pie	2.00	Doc.	Q450.00	Q900.00	
Clavos de 3"	5.00	Lbs.	Q6.25	Q31.25	
Alambre de amarre	20.00	Lbs.	Q6.50	Q130.00	
Cortina de 30 x 80 cms, de cocnreto	5.51	M3			Q5,538.58
Cemento de 4000psi	88.17	Sacos	Q68.00	Q5,995.32	
Arena de rio	3.75	M3	Q115.00	Q430.91	
Piedrín de 1/2"	3.86	M3	Q175.00	Q675.02	
Hierro de 5/8" G.60	56.98	Var.	Q68.00	Q3,874.81	
Tabla de 10 piesx1"x1pie	2.00	Doc.	Q450.00	Q900.00	
Clavos de 3"	10.00	Lbs.	Q6.25	Q62.50	
Alambre de amarre	35.00	Lbs.	Q6.50	Q227.50	
Vigas de 80x50 cms. de concreto	18.72	M3			Q12,166.06
Cemento de 4000psi	299.52	Sacos	Q58.00	Q17,372.16	
Arena de rio	13.10	M3	Q115.00	Q1,506.96	
Piedrín de 1/2"	13.85	M3	Q175.00	Q2,424.24	
Hierro de No.11" Grado 60 de 12 m.	52.75	Var.	Q245.00	Q12,923.75	
Hierro No.8 Grado 60 de 12 m.	4.00	Var.	Q225.00	Q900.00	
Hierro de 3/4" Grado.60 de 12m.	14.00	Var.	Q150.00	Q2,100.00	
Hierro 1/2" Grado.60 m.	113.68	Var.	Q55.00	Q6,252.63	
Tabla de 10 piesx1"x1pie	2.00	Doc.	Q450.00	Q900.00	
Clavos de 3"	10.00	Lbs.	Q6.25	Q62.50	
Neopreno 2" X 12" shore 50	1.00	Unidad	Q6,000.00	Q6,000.00	
Alambre de amarre	25.00	Lbs.	Q6.50	Q162.50	
Diafragma interno 40x30 cms	1.12	M3			Q50,604.74
Cemento de 4000psi	17.97	Sacos	Q68.00	Q1,222.04	
Arena de rio	0.73	M3	Q115.00	Q83.96	
Piedrín de 1/2"	0.79	M3	Q175.00	Q137.59	
Hierro de 5/8" G.60	5.05	Var.	Q58.00	Q293.05	
Hierro 1/2" G.60	16.42	Var.	Q55.00	Q903.16	
Tabla de 10 piesx1"x1pie	2.00	Doc.	Q450.00	Q900.00	
Clavos de 3"	5.00	Lbs.	Q6.25	Q31.25	
Alambre de amarre	5.00	Lbs.	Q6.50	Q32.50	
Diafragma externo 40x30 cms.	2.25	M3			Q3,603.55
Cemento de 4000psi	35.94	Sacos	Q68.00	Q2,444.08	
Arena de rio	1.46	M3	Q115.00	Q167.92	
Piedrín de 1/2"	1.57	M3	Q175.00	Q275.18	
Hierro de 5/8" G.60	10.11	Var.	Q58.00	Q586.11	
Hierro 1/2" G.60	32.84	Var.	Q55.00	Q1,806.32	
Alambre de amarre	15.00	Lbs.	Q6.50	Q97.50	
Relleño estructural material base	200.00	M3			Q5,377.11
Relleño estructural material base	200	M3	Q155.00	Q31,000.00	
Baranda	1.93	M3			
Cemento de 4000psi	30.82	Sacos	Q68.00	Q2,095.49	
Arena de rio	1.35	M3	Q115.00	Q155.04	
Piedrín de 1/2"	1.25	M3	Q175.00	Q219.08	
Hierro de 5/8" G.60	16.84	Var.	Q58.00	Q976.84	
Hierro 3/8" G.60	18.95	Var.	Q42.00	Q795.79	
Tabla de 10 piesx1"x1pie	2.00	Doc.	Q450.00	Q900.00	
Clavos de 3"	10.00	Lbs.	Q6.25	Q62.50	
Alambre de amarre	15.00	Lbs.	Q6.50	Q97.50	Q5,302.25
COSTO TOTAL DE MATERIALES:				Q208,567.02	

alquiler de una excavadora 320 CL se cotiza en el mercado nacional a \$ 97,40 la hora sin incluir el pago del transporte de ida y vuelta.

Es necesario considerar un 10 % para los imprevistos del proyecto para poder cubrir eventualidades que pudieran presentarse debido a mal tiempo, alza en los materiales, principalmente hierro o combustibles.

El costo total del puente se estima en Q 432 224,72 con un costo unitario por metro lineal de Q 36 018,726.

5.5.3. Evaluación de impacto ambiental para puente vehicular de concreto reforzado que comunica a la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla

A continuación se encuentra la evaluación del impacto ambiental para puente vehicular de concreto reforzado que comunica a la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla.

5.5.3.1. Localización del proyecto

El puente se ubica en un camino municipal de terracería que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera municipal de Escuintla.

5.5.3.2. Características biofísicas

Ciencia que estudia la biología con los principios y métodos de la física.

5.5.3.3. Geología y fisiografía

El área se caracteriza por estar ocupada con materiales del período geológico cuaternario, entre los cuales se encuentran rocas volcánicas en suelos poco profundos, lo que incluye coladas de lava, material lahárico, tobas y edificios cuaternarios, según el mapa de clasificación de suelos del Ministerio de Agricultura Ganadería y Alimentación (Maga) de la República de Guatemala, escala 1:500,000.

El área se encuentra ubicada en la región fisiográfica denominada "Llanura Costera del Pacífico", la que tiene, aproximadamente, 50 km, de ancho y está formada por los productos de erosión de las tierras altas volcánicas del período geológico cuaternario, como: arenas, gravas, pómez y depósitos laháricos de espesor desconocido. Debido al volumen de detritus en abanicos fluviales y a un posible hundimiento, el drenaje de las áreas es deficiente. Los aluviones cuaternarios son producto del aporte de deslizamiento, avalanchas volcánicas y flujos de barro. La mayor concentración de estos se encuentra en la parte sur del departamento de Escuintla.

5.5.3.4. Zona de vida

Con base en datos de biotemperatura, precipitación y especies indicadores, es posible ubicar el área dentro de la zona de vida económica denominada: Bosque muy húmedo subtropical cálido (bm h-S(c)).

5.5.3.5. Bosque muy húmedo subtropical cálido (bmh-S(c))

Es la zona más extensa en el país y en la costa sur, cubre una franja de 40-50 kms. de ancho sobre el nivel del mar, con elevaciones de 80 a 1,600 metros. Se distribuye, principalmente, dentro de la pendiente volcánica reciente, en la parte norte del departamento de Escuintla.

5.5.3.6. Condiciones climáticas

El patrón de lluvias varía entre 2,136 y 4,327 mm anuales en la costa sur, promedio 3 284 mm de precipitación total anual. Las biotemperaturas van de 21 a 25 grados centígrados, con una evapotranspiración potencial promedio de 0,45.

Condiciones generales sobre su uso apropiado del suelo

Esta zona en la costa sur es la más indicada para dedicarla a fitocultivos, pues posee uno de los mejores suelos del país; los cultivos principales son: caña de azúcar, banano, café, hule, cacao, cítricos, maíz, y otros; la ganadería también ocupan lugar muy importante.

5.5.3.7. Clima

De acuerdo con el mapa climatológico de la República de Guatemala, según el sistema Thornwaite, el clima general de Guatemala va de meso a megatérmico y de húmedo per húmedo, en el caso específico del área de estudio, predomina el clima que a continuación se describe: jerarquías de

temperatura, sin estación fría, bien definida (a) jerarquía de humedad muy húmedo (A) y tipo de distribución de la lluvia con invierno seco (i).

5.5.3.8. Hidrología

De acuerdo con el mapa del Instituto Geográfico Nacional (IGN) Escala 1/50,000 la) el puente atraviesa el río Varales con vertiente en el río Michatoya, su cauce principal y áreas tributarias, son cruzados transversalmente por el puente, cuyo río se ha caracterizado por ser caudalosos en época lluviosa.

5.5.3.9. Suelos

Genéticamente son suelos desarrollados sobre material fluvio volcánico recientemente elevaciones medianas. Según el mapa del Ministerio de Agricultura Ganadería y Alimentación (Maga), en el área próxima al puente predominan los suelos Areno-arcillosos, así como también existe una capa de roca dura moderadamente profunda, bien drenados, desarrollados sobre ceniza volcánica cementada, gruesa de color claro, en un clima húmedo seco, ocupan relieves ondulados a altitudes bajas, son de color café oscuro a muy oscuro, de textura franco arcillosa, de estructura granular poco desarrollada.

5.5.3.10. Pérdidas de suelo

Como consecuencia de la construcción del puente, se prevé la tala de árboles en las áreas de mayor influencia del proyecto, lo que podría provocar erosión debido a lo inclinado del terreno cercano al puente, dichas áreas deben ser reforestadas, para evitar daño al ecosistema.

5.5.3.11. Situación forestal

El área de influencia muestra deterioro de los recursos naturales, como producto de una explotación inmoderada de árboles.

La deforestación es causada por varios factores como el uso del suelo, tala de árboles para confeccionar todo tipo de muebles, plagas forestales, pastoreo intensivo y colonización.

5.5.3.12. Fauna silvestre

Como resultado del deterioro que han sufrido los ecosistemas en la región sur, también la fauna ha sido depredada en gran medida al extremo de que existen varias especies en peligro de extinción.

5.5.3.13. Flora

En Escuintla se localizan pequeñas porciones de bosques densos en los municipios de Mazagua, muy cercanos al sitio del proyecto.

5.6. Características socioeconómicas

Las actividades económicas más importantes en la zona la constituyen la agricultura y la ganadería (ganado bovino), ocupando un alto porcentaje de la población económicamente activa en actividades agrícolas del cultivo de caña de azúcar, principalmente, y, en actividades pecuarias que corresponden al mantenimiento de potreros de ganado mayor (bovino principalmente).

5.6.1. Población beneficiada

Por la localización del proyecto se considera que la población beneficiada en forma directa es de 4 335 habitantes.

Población beneficiada		
Núm.	Comunidad	Habitantes
1.	Los Olivos	335,00
2.	Finca Venecia	2 500,00
3.	otras fincas	<u>1 500,00</u>
	Total	4 335,00

5.7. Impactos en la vegetación

Por tratarse de un puente vehicular que se construirá sobre un área descarpada directamente no impactará sobre la vegetación, ya que el mismo se construirá sobre un río que carece de vegetación aledaña.

Mitigación: evitar la tala inmoderada, para lo cual se sugiere acondicionar el campamento en lugares donde exista poca vegetación.

5.8. Impacto a zona cultivada

A lo largo del proyecto no se observa presencia de áreas cultivadas por lo tanto no se afectará zona de cultivo alguno. Ya que la pocas que existen se encuentran muy alejadas de este.

5.9. Impactos en la extracción y procesamiento de materiales en las riveras de ríos

La actividad de extracción en el cauce y rivera del río, no se hará debido a que los materiales serán traídos de los distintos bancos de material que se ubican lejos del proyecto.

5.10. Impacto en la calidad del agua

La calidad del agua puede ser afectada desde el punto de vista físico y químico: desde el punto de vista físico la alteración es detectada a simple vista, dado que por la remoción de materiales constitutivos pueden tener efecto apreciable sobre la calidad de la misma, y depositarse en el lecho mismo del río, tales como las partículas finas (limo, y arcilla) pueden pasar directamente al agua y ser un contaminante físico. Desde el punto de vista químico: pueden darse derrames potenciales de combustibles y lubricantes durante el trabajo de la maquinaria y los camiones de acarreo de materiales; de ocurrir este tipo de accidentes el agua se contaminaría, lo cual afectaría a las comunidades acuáticas del río.

Mitigación: colocar los talleres lejos de las fuentes de agua o de ríos y almacenarlos sobre un piso de concreto de diez centímetros de espesor, para que en caso de derrame este no se filtre al agua subterránea.

5.11. Impactos en el suelo

Entre los impactos al suelo pueden mencionarse: compactación y erosión debido a la construcción del puente.

Mitigación: evitar el exceso de vibrado en casas cercanas al proyecto.

5.12. Impactos por ruido

El ruido producido en la construcción de aproches del puente y el mezclado y procesamiento de los materiales, es un impacto adverso que produce la maquinaria y equipo. Se genera ruido de relativa intensidad, aunque tolerable para el ser humano. Los más afectados en este sentido, son los operadores de maquinaria utilizada en la compactación del terreno, ya que en el área aledaña existe una población que podría resultar relativamente afectada por esta actividad.

Mitigación: si los niveles de ruido superan los ochenta decibeles, dentro del área de proceso, entonces se debe dotar al personal con equipo audio protector.

5.13. Impactos en la calidad del aire

Debido a que el proceso desarrollado en su mayor parte, es húmedo, no se originarán partículas que pudieran afectar la calidad del aire, aunque la emisión de la combustión de los derivados del petróleo causan deterioro pequeño y pasajero a la calidad del aire, asimismo la maquinaria de procesamiento de materiales es otra fuente de contaminación al aire ya que contribuye con la liberación de dióxido de carbono y las partículas sólidas a la atmósfera por ser producto de la combustión de diésel.

Mitigación: mantener los materiales que serán utilizados como relleno con cierto grado de humedad, y dotar al personal con máscaras de protección.

5.14. Impactos en la seguridad humana y vial

Al momento de su construcción maquinaria pesada entrará en funcionamiento, lo cual hace necesario que se adopten medidas de prevención de accidentes en el área cercana al puente.

Mitigación: colocar señales de tránsito en áreas pobladas para advertir a los transportistas, y transeúntes.

5.15. Impactos en el medio socioeconómico

Entre estos impactos se consideran como los más importantes los siguientes:

5.15.1. Impactos positivos

- Reducción de tiempos de recorrido
- Mejor acceso a los mercados para la producción agrícola
- Generación de empleo, ante la contratación de mano de obra local
- Fortalecimiento de la economía nacional

5.16. Impactos negativos

- Mayor contaminación al aire, ruido y desechos a los lados del río
- Daños físicos o muerte a animales y personas que intentan cruzar la vía
- Daños ambientales a raíz de posibles accidentes con materiales
- peligrosos en tránsito

5.16.1. Contaminación visual, debido a la colocación de vallas publicitarias

Para prevenir accidentes de trabajo o mal manejo de los recursos empleados durante la construcción, se hace mención a las disposiciones generales de la Dirección General de Caminos (DGC) 2006.

5.16.1.1. Disposiciones especiales ambientales

Exigidos por la Dirección General de Caminos (DGC) del Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda.

5.16.1.1.1. Protección a la vegetación

- El contratista protegerá toda la vegetación (árboles, arbustos, grama, y las áreas adyacentes), que no necesita ser removida o que no interfieran razonablemente con la ejecución de la obra, en el sitio de trabajo.
- El contratista eliminará los árboles y arbustos únicamente cuando le sea específicamente autorizado, por la autoridad forestal del país (Instituto Nacional de Bosques). El contratista tomará las medidas necesarias para la protección de los árboles y arbustos que quedaran en pie, lo cual incluye el corte necesario y profesional de la vegetación y el tratamiento de los cortes, para que la vegetación pueda resistir a los impactos de la construcción. En caso de que haya necesidad de remover especies vegetales que formen parte del “Listado de Especies Amenazadas” emitida por el Consejo Nacional de Áreas Protegidas, se deberá informar al supervisor de la obra y hacer los trámites pertinentes para la obtención de los permisos correspondientes.

5.16.1.1.2. Protección a la fauna

- Se prohíbe la caza de animales silvestres y la extracción de la fauna.

Ruido

En áreas donde haya viviendas, no se podrán ejecutar trabajos que generen ruidos mayor de 80 Db, entre las ocho de la noche (8 pm) y las seis de la mañana (6.00 am). El ruido producido en el derecho de vía, el ruido producido en los otros sitios de trabajo (campamento, taller mecánico, trituradora, entre otros.) se medirá sobre la línea de propiedad respectiva.

- El contratista debe proporcionar protectores de audición a los empleados, cuando los mismos estén expuestos a sonidos fuertes (mayores a 80 Db) y deberá exigirles el uso de los mismos.
- Desecho sólidos.
- Los desechos sólidos no deberán ser arrojados ni en los ríos ni en los drenajes naturales.
- El contratista debe tomar las medidas necesarias respecto a los depósitos de desechos sólidos, para evitar la erosión y contaminación química y física de los suelos y los cuerpos de agua.

5.16.1.1.3. Productos y desechos de petróleo

Se prohíbe el vertimiento de aceites, combustibles, kerosene u otros productos de petróleo y químicos en el suelo, agua subterráneas y superficial, así como en los sistemas de recolección de aguas servidas.

No se deberán descargar aguas contaminadas con productos de petróleo, sin previa separación de los contaminantes (instalación de los separadores de aceite y petróleo).

Se deberá recoger los desechos de productos de petróleo, según su composición química en recipientes seguros, que tendrán la rotulación respectiva indicando su contenido. Los recipientes de combustible y lubricantes deben ser instalados en tal forma que no se cause ningún peligro de contaminación.

5.16.1.1.4. Generadores de electricidad

El generador de electricidad deberá ser aislado acústicamente hasta lograr un nivel de 80 dB a una distancia de 10 m de la pared de la casa protectora del generador.

5.16.1.1.5. Taller mecánico

Es prohibido construir y mantener un taller mecánico en un área protegida.

El área de taller deberá tener un piso impermeable para impedir la entrada de sustancias de petróleo al suelo. Las pendientes deberán concurrir hacia los colectores y finalizar en un separador de sustancias de petróleo.

5.16.1.1.6. Campos

- Es prohibido construir un campamento en áreas protegidas.
- El contratista evitará establecer campamentos cerca de los ríos o fuentes de agua.
- Los desechos domésticos de los campamentos recibirán un tratamiento previo antes de la descarga.
- Los desechos domésticos del campamento recibirán un tratamiento previo a la descarga.
- Después del abandono, el área del campamento deberá ser integrada nuevamente al paisaje natural. En caso de que las medidas a implementar no se describan en detalle, el delegado residente indicará cuales deben tomarse.

5.16.1.1.7. Caminos temporales

Se prohíbe la construcción de caminos auxiliares temporales por las áreas protegidas. Antes de construir un camino temporal, deberá garantizarse que no será afectado ningún sitio arqueológico. El contratista está en la obligación de tomar las medidas que sean necesarias para la renaturalización de los caminos temporales. Si no hay mayores indicadores en las especificaciones las medidas de renaturalización comprendan:

- La remoción de tierra hasta una profundidad de 25 cm
- La fertilización de la tierra con material orgánico

- El cierre de la entrada al camino antiguo con cerco

5.16.1.1.8. Banco de materiales

No deberá explotarse bancos de materiales ubicados en las áreas protegidas. Antes de la explotación deberá confirmarse, con el Instituto de Antropología e Historia, si no existe ningún peligro para el patrimonio cultural.

- En los bancos de materiales de los ríos, deberán implementarse las medidas para disminuir la turbiedad del agua.
- En un banco de materiales de río se deberá tener equipamiento para la limitación de daños por accidentes y derrames con productos de petróleo (por ejemplo flotador para evitar que el combustible se expanda aguas abajo).
- Los bancos de materiales de cortes de montaña, deberán protegerse por canaletas y trampas de sedimentación, para disminuir los impactos de este sobre ríos.
- Después del abandono, deberá deshacerse las estructuras levantadas en los ríos.
- Después del abandono el contratista realizará las medidas de renaturalización; si no hay mayores indicaciones en las especificaciones las medidas de naturalización que corresponda.

- Dar al terreno una pendiente para facilitar un escurrimiento regular del agua superficial evitarse estancamientos de la misma.
- Crear barreras de sedimentación en caso de que exista erosión.
- La remoción de la tierra hasta una profundidad de 25 cm.
- La fertilización de la tierra con material orgánico.
- Sembrar arbustos y árboles pioneros.
- El cierre de la entrada al sitio del banco.

5.16.1.1.9. Protección del suelo fértil

- La capa del suelo fértil deberá apartarse y depositarse en un lugar señalado al efecto, para reutilizarlo sobre suelos crudos.

5.16.1.1.10. Suelos contaminados

- Es prohibido enterrar suelos contaminados.
- El contratista deberá informar inmediatamente al delegado residente cuando encuentre suelos contaminados.
- El delegado residente indicará el tratamiento que se dará al suelo contaminado y donde se depositará el mismo.

5.16.1.1.11. Control de sedimentos

Los trabajos de construcción, especialmente el movimiento de tierra y al lado de los ríos requieren la aplicación del método de control de erosión.

- Los taludes deben ser protegidos contra la erosión lo más pronto posible.
- Depósitos intermedios.
 - Los depósitos intermedios de suelo, deberán ser protegidos de tal forma que no afecten arroyos por sedimentos.

5.16.1.1.12. Obstáculos en la carretera

Los trabajos (por ejemplo, cambio de drenajes transversales en la carretera) deberán ejecutarse lo más rápido posible, para disminuir el riesgo de accidentes.

5.16.1.1.13. Sistema de protección de obras

Se prohíbe la aplicación de sistemas de protección de la obra (por ejemplo tabla con clavos puesta en el pavimento o rocas en el pavimento), que causen daños a vehículos y personas o sean riesgo potencial de accidentes.

5.16.1.1.14. Protección de objetos arqueológicos

El contratista no deberá iniciar ninguna actividad sin que el Instituto de Antropología e Historia haya efectuado el recorrido sistemático del área de trabajo y acción (por ejemplo: derecho de vía, los futuros sitios del campamento, la planta asfáltica, depósitos intermedios y finales, banco de materiales entrada a los bancos de materiales, entre otros).

- En el radio de acción de la maquinaria, y especialmente en las áreas de movimiento de tierra, se deberá proceder con cuidado para no destruir posibles objetos arqueológicos.
- Se deberá suspender cualquier actividad en el área correspondiente cuando exista la posibilidad de que se descubrió un lugar arqueológico.
 - Debe informarse inmediatamente al delegado residente y al Instituto de Antropología e Historia.
 - No se proseguirá con las actividades antes de obtener el permiso correspondiente.

5.16.1.1.15. Señalización vial

Las carreteras permanentes y provisionales deberán contar con el señalamiento vial horizontal y vertical, antes de entrar en uso. Durante el proceso de construcción se deberá brindar el mantenimiento y protección necesaria al señalamiento existente.

5.16.1.1.16. Limpieza general

Durante la construcción de las obras, el contratista tiene la obligación de mantener en todo momento las áreas de trabajo y de almacenamiento, libres de acumulación de basuras, materiales de desperdicio producto de los trabajos.

5.16.1.1.17. Prevención de accidentes

La localización de todos los polvorines o áreas de almacenamiento de gases y líquidos explosivos, estará sujeta a la aprobación de delegado residente. Estas áreas de almacenamiento de explosivos, deberán estar adecuadamente vigiladas en todo tiempo. Deberá existir facilidades de almacenamiento de gas u otros tipos de combustibles o productos químicos o de agua que sean necesarios para prevenir o apagar incendios.

El contratista designará un miembro responsable de su personal, destacándolo en el sitio de obra, cuya obligación será la prevención de accidentes.

5.16.1.1.18. Comisión de las especificaciones generales ambientales

La comisión de lo dispuesto en los artículos anteriores comprometerá al contratista a subsanar los daños ocasionados.

5.16.1.1.19. Matriz de impacto ambiental

A continuación en la figura 68 se muestra la matriz ambiental (relación de causa y efecto).

Figura 68. Matriz ambiental (relación causa y efecto)

FASES	ACTIVIDADES	SUELO		AGUA SUPERFICIAL		AIRE		BIOLOGICOS		PAISAJE		SOCIOCULTURALES		RIESGO		P	N										
		Contaminación	Alteración de características edificadas	Cambio de perfil topográfico	Alteración de la calidad	Alteración del flujo de cuerdal superficial	Incremento de Niveles Sonoros	Introducción de olores	Deposición de polvos y humos	Alteración de la flora	Alteración de la fauna	Alteración del habitat	Alteración de la calidad	Impacto visual	Desarrollo económico social	Generación de empleos	Incremento de transporte y servicios	Generación de desechos sólidos	Generación de aguas residuales	Accidentes humanos	Deslizamientos de taludes de corte y relleno	IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS				
PREPARACION	1.Preparación del sitio	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P							2	15				
	2.Construcción de plantales e instalaciones provisionales	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P								2	15			
CONSTRUCCION	1. Remoción de cubierta vegetal(derecho de vía)	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P								2	11			
	2.Terracería (Cortes y Rellenos)	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P								N	2	13		
	3.Mejoramiento de la subrasante y base existente	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P									2	11		
	4.Obras de drenaje	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P	P								3	9		
	5.Desalojo(material de desperdicio)	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P	P	P							5	9		
	6.Pavimentos (Estructura,base negra y concreto asfáltico)	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P	P								3	9		
	7.Finalización de la obra (miscelaneos)	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	P	P	P								3	1		
FUNCIONAMIENTO	1.Circulación vehicular									N	N			N	P	P	P	N					3	5			
	2.Circulación vehicular												N	P	P	P								3	2		
IMPACTOS POSITIVOS																								30			
IMPACTOS NEGATIVOS		7	5	6	8	3	8	8	8	7	5	2	3	9	6	1	3	11	11	4			2	1	10	2	100

Observación: La Matriz se elaboró en base a los términos de referencia para estudios de Impacto Ambiental del Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda M.I.C.I.V.I.

Fuente: Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda.

Dentro de los impactos positivos se tienen: generación de empleo, desarrollo económico, incremento de transportes y servicios, entre otros. Dichos impactos tienen un efecto positivo en el desarrollo socioeconómico de la región por lo que el proyecto es técnica y ambientalmente viable.

En cuanto impactos negativos se tienen: contaminación por el humo producido por los automotores, contaminación auditiva, así como accidentes

viales pero existen medidas de mitigación para disminuir el efecto sobre las personas.

5.16.2. Evaluación socioeconómica

La situación socioeconómica de la comunidad de Los Olivos es un tanto precaria debido a la falta de fuentes de empleo, teniéndose que valer de la siembra de cultivos como frijol, maíz, arroz, entre otros, los que posteriormente son puestos a la venta en el mercado local.

5.16.2.1. Fuentes de empleo

En la comunidad de Los Olivos la principal fuente de trabajo es el cultivo de la caña de azúcar. Los pobladores, también se dedican a otras actividades, como el corte de algodón, cultivo de maíz, arroz, frijol y crianza de animales domésticos.

5.16.2.2. Nivel de ingreso familiar

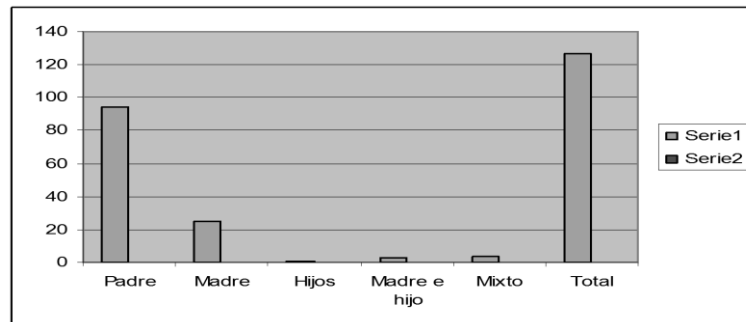
El aporte del padre de familia para el sustento familiar es el más importante, ya que en 74 % de las familias son beneficiadas por él, un 19,68 % es aportado directamente por la madre y un 0,7 % por los hijos, tal situación se muestra en la siguiente gráfica

Tabla XV. Aporte al ingreso familiar

Padre	Madre	Hijo	Madre e hijo	Mixto	Total
94,00	25,00	1,00	3,00 %	4,00	127,00
74 %	19,68 %	0,7 %	2,37 %	3,14 %	100 %

Fuente: elaboración propia.

Figura 69. **Aporte al ingreso familiar**



Fuente: elaboración propia, con programa Microsoft Visio.

5.16.2.3. Nivel de pobreza

La mayoría de la población es de clase pobre, debido al nivel de ingreso sumamente bajo, pese a vivir en lote propio los habitantes del lugar se ven en la necesidad de vender su fuerza de trabajo en las fincas cercanas de producción de azúcar, las cuales la utilizan para siembra y cultivos propios de la región.

5.16.2.4. Demografía

Según los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (Ine) se tiene lo siguiente

Tabla XVI. **Datos demográficos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (Ine)**

Total habitantes	Sexo		Grupo de edad	Grupo étnico		Alfabetismo	
	M	F		Indígena	No indígena	Alfabeta	No alfabeta
335	170	165	00-06	7-14			
			82	72	5	330	152
Escolaridad				PEA			
Preprimaria	Primaria	Diversificado	Superior	H		M	
0	137	11	3	85		17	

Fuente: elaboración propia.

5.16.3. Servicios públicos

A continuación se muestran los servicios públicos.

5.16.3.1. Educación

El único servicio gubernamental con que cuenta es el de educación a nivel primario y solo brinda instrucción hasta el sexto grado. Debido a ello los niños de la comunidad se ven obligados a acudir a la escuela de la cabecera municipal de Escuintla; las cuales están a una distancia de 18 km de la comunidad y cuenta además con servicio de electricidad y alumbrado público que les proporciona la empresa eléctrica.

5.16.3.2. Comunicación

Se llega a la cabecera municipal por una carretera de terracería, que luego bifurca hacia una carretera asfaltada departamental CA-2 Taxisco.

5.16.3.3. Salud

La comunidad no cuenta con centro de salud, teniendo que recurrir a la cabecera municipal para recibir atención médica.

5.16.3.4. Servicio básico de agua

Debido a la falta de un sistema de recolección de basura, la mayoría la entierran, .en lote propio o es quemado al aire libre.

5.16.3.5. Transporte

El único servicio de transporte con que cuenta es por medio de pick Up que salen de la cabecera municipal hacia Los Olivos.

5.16.3.6. Vivienda

La mayoría de casas están formadas por uno o dos dormitorios y un amplio corredor que sirve de acceso a una pequeña cocina. Algunas viviendas son de mampostería y concreto reforzado y el resto son de mampostería simple, los muros son de carga y los techos de tipo liviano, se tiene la siguiente información:

MATERIAL	Núm. de casas
Ladrillo tayuyo	3
Adobe	1
Bajareque	11
Construcción mixta	31

Concreto reforzado 81
127

Tipo de techo	Núm. casas
Lámina	3
Teja	57
Combinado (Lámina + Teja)	50
Paja	<u>17</u>
	Total 127

5.16.3.7. Población y religión

Según los datos del censo de 2002 se tiene para ese año una población de 335 habitantes, de los cuales 137 tienen educación primaria y 11 nivel medio, se tiene información de religión.

En 2007 se obtuvieron los siguientes datos:

Adultos	Niños	Educación primaria	Educación media
161	174	137	11
Religión	Católica	Evangélica	Ninguna
140	85	110	

5.16.3.8. Fuentes de agua

Los pobladores utilizan pozo artesanal, excavados a mano y algunos poseen bomba de hidroneumática para extraer agua del pozo.

5.16.3.9. Disposición de aguas servidas

Del total de hogares de la comunidad, solamente 10 cuentan con el servicio de letrina de pozo ciego para la disposición de las excretas, el resto hacen sus necesidades en lugares poco apropiados.

5.16.3.10. Actividades económicas

El medio para la obtención de ingresos es la agricultura, siendo los productos principales frijol, arroz, y granos. Una parte de la población se dedica a la venta de fuerza de trabajo a la industria azucarera, otros poseen tierras para sembrar cultivos de la época.

5.16.3.11. Cronograma de la obra

Dentro de los trabajos preliminares se tiene: limpia, chapeo y destronque; seguido del trazo de los muros cabezales (estribos) que son los que darán apoyo a las vigas longitudinales del puente.

Tabla XVII. Cronograma de la obra

Cronograma: construcción de puente vehicular comunica a la comunidad de Los Olivos, con cabecera municipal de Escuintla.												
Núm.	REGLONES	1 Mes	2 Mes	3 Mes	4 Mes	5 Mes						
1,0	PRELIMINARES											
1,1	Limpia , chapeo y detronque											
2,0	Construcción de muros cabezales cortinas											
2,1	Trazo formaleteado y fundición de muros y cortinas											
3,0	Construcción de vigas de apoyo											
3,1	Encofrado de vigas de apoyo											
3,2	Formaleteado , fundición de vigas apoyo											
4,0	Desencofrado											
4,1	Colocación de anclajes											
5,0	Construcción de losa											
5,1	Encofrado de la losa											
5,2	Colocación de armadura y fundición											
5,3	Curado											
5,4	Desencofrado											
6,0	Construcción de vigas longitudinales											
6,1	Encofrado											
7,0	Colocación del refuerzo											
7,1	Fundición											
8,0	Desencofrado											
8,1	Construcción de barandales											
8.1.1	Colocación de refuerzo											
8,0	Encofrado y fundición											
8,1	Colocación de carpeta de rodadura											
8,1	Revisión Final											
9,0	Finalización del Proyecto.											

Fuente: elaboración propia.

Se debe tener mucho cuidado al momento de trazar los muros cabezales tanto de entrada como de salida, estos deben quedar debidamente alineados con el eje central de la carretera o camino según sea el caso.

CONCLUSIONES

1. El costo total estimado de la red de distribución de agua potable es Q 944 067,18 que en forma directa representa Q 828,129 por habitante, lo que hace viable su ejecución.
2. La red de distribución cuenta con un pozo mecánico cuya producción es 125 G.P.M (7,88 lts/seg), caudal suficiente para proveer del vital líquido a los Sectores 1 y 2 de San Carlos Canadá.
3. La red de distribución posee una longitud total de 2 023,18 metros lineales, lo que hace posible implementar un sistema por gravedad.
4. El diseño de la red de distribución por bombeo y gravedad provee la documentación necesaria para su construcción con lo que se estará beneficiando de forma directa a 1 140 habitantes.

RECOMENDACIONES

A los Cocodes de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 y Los Olivos realizar las gestiones ante la Municipalidad de Escuintla y Consejo Departamental de Desarrollo (Codede), para la aprobación y construcción de los proyectos de agua potable y puente vehicular.

1. Al Cocode de San Carlos Canadá, capacitar a las personas encargadas de dar mantenimiento a la red de distribución, en cuanto a operación y mantenimiento.
2. Orientar a la comunidad sobre temas de salud, higiene, medio ambiente y participación comunitaria como medio para mejorar sus condiciones de vida.

BIBLIOGRAFÍA

1. ESCOBAR GUZMÁN, Ernesto Salvador. *Guía técnica para diseño de puentes vehiculares de concreto reforzado*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 2000. 98 p.
2. MERRIT, Frederick. *Manual del Ingeniero Civil*. 5a ed. México: McGraw-Hill, 2001. Vol. 2.
3. Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. *Guía Técnica para Evaluación de Impacto Ambiental*. Guatemala: MARN, 1996.
4. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de Guatemala. *Guía Técnica para Elaboración de Impacto Ambiental en Carreteras*. Guatemala: Departamento de Gestión Ambiental Ministerio de Comunicaciones Transportes y Obras Públicas. (Documento técnico) Gobierno de Guatemala C.A. 2003.

ANEXOS

En esta sección se incluye los informes de los proyectos que se realizaron.

1. Evaluación económica financiera del proyecto de agua potable.
2. Libreta topográfica de la red de distribución de agua potable, comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2 Escuintla.
3. Planos del sistema de la red de distribución de agua potable, comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2.
4. Planos del puente vehicular de concreto reforzado que comunica la comunidad de Los Olivos con la cabecera departamental.

1. Evaluación económica financiera

Tramo	Longitud	Diam.	Clase	HWC	Velocidad	Pérdidas	Demanda	Cota	Terreno
E-1.AE-2.	21,8	4	H.G	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300

Tramo	Longitud	Diam.	Clase	HWC	Velocidad	Pérdidas	Demanda	Cota	Terreno
E-1.AE-2.	21,8	4	H.G	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300

OPCION- 1

CALCULO DE EGRESOS

PREFACTIBILIDAD FINANCIERA DE RED DE AGUA POTABLE SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA

EGRESOS	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año
Concepto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Operación	32,730.00	35,237.12	37,936.28	40,842.20	43,970.72	47,338.87	50,965.03	54,868.96	59,071.91	63,596.82
Administración	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00	10,935.00
Mantenimiento	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00	8,861.00
Totales	52,526.00	55,033.12	57,732.28	60,638.20	63,766.72	67,134.87	70,761.03	74,664.95	78,867.91	83,392.82

EGRESOS	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año
Concepto	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Operación	68,468.34	73,713.01	79,359.43	85,438.36	91,982.94	99,028.83	106,614.44	114,781.11	123,573.34	133,039.06
Administración	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08	22,875.08
Mantenimiento	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45	18,536.45
Totales	109,879.86	115,124.53	120,770.95	126,849.88	133,394.46	140,440.35	148,025.96	156,192.63	164,984.86	174,450.58

	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SALDO		119,314.00	122,435.97	130,393.19	139,493.71	151,913.72	172,005.23	191,526.41	219,153.99	249,770.63
INGRESOS	171,840.00	58,155.09	65,689.50	69,738.72	76,186.73	87,226.37	90,282.21	102,292.53	109,484.55	119,045.60
EGRESOS	52,526.00	55,033.12	57,732.28	60,638.20	63,766.72	67,134.87	70,761.03	74,664.95	78,867.91	83,392.82
SALDO	119,314.00	122,435.97	130,393.19	139,493.71	151,913.72	172,005.23	191,526.41	219,153.99	249,770.63	285,423.41
	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año	Año
	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
SALDO	285,423.41	303,162.49	329,883.28	362,446.15	402,288.28	447,884.19	501,094.77	562,733.42	633,370.46	716,492.82
INGRESOS	127,618.94	141,845.32	153,333.83	166,692.00	178,990.37	193,650.94	209,664.61	226,829.66	248,107.23	269,707.31
EGRESOS	109,879.86	115,124.53	120,770.95	126,849.88	133,394.46	140,440.35	148,025.96	156,192.63	164,984.86	174,450.58
SALDO	303,162.49	329,883.28	362,446.15	402,288.28	447,884.19	501,094.77	562,733.42	633,370.46	716,492.82	811,749.56

Tramo	Longitud	Diam.	Clase	HWC	Velocidad	Pérdidas	Demanda	Cota	Terreno
E-1.AE-2.	21,8	4	H.G	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300

Tramo	Longitud	Diam.	Clase	HWC	Velocidad	Pérdidas	Demanda	Cota	Terreno
E-1.AE-2.	21,8	4	H.G	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300

BENEFICIOS SOCIALES EN SALUD
 PREFACTIBILIDAD FINANCIERA
 SISTEMA DE AGUA POTABLE
 PARA SAN CARLOS CANADA, SECTORES 1 Y 2
 ESCUINTLA

AÑO	NO. FAMILIAS	COSTO		BENEFICIOS	
		MENSUAL		ANUALES	
		PROMEDIO			
1	190	Q	56.00	Q	127,680.00
2	202	Q	56.00	Q	135,744.00
3	207	Q	56.00	Q	139,104.00
4	213	Q	56.00	Q	143,136.00
5	220	Q	56.00	Q	147,840.00
6	226	Q	56.00	Q	151,872.00
7	233	Q	56.00	Q	156,576.00
8	240	Q	56.00	Q	161,280.00
9	247	Q	56.00	Q	165,984.00
10	255	Q	56.00	Q	171,360.00
11	263	Q	56.00	Q	176,736.00
12	270	Q	56.00	Q	181,440.00
13	288	Q	56.00	Q	193,536.00
14	279	Q	56.00	Q	187,488.00
15	287	Q	56.00	Q	192,864.00
16	296	Q	56.00	Q	198,912.00
17	304	Q	56.00	Q	204,288.00
18	314	Q	56.00	Q	211,008.00
19	333	Q	56.00	Q	223,776.00
20	343	Q	56.00	Q	230,496.00
BENEFICIOS TOTALES VIDA UTIL 20 AÑOS					
					Q 3,501,120.00

1 Gastos de Operación

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unit	Total
Energia electrica	1	jornal	Q2,400.00	Q2,400.00
Hipoclorito (tab)	300	mes	Q5.00	Q1,500.00
			Costo total	Q3,900.00

2 Gastos de Administracion

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unit	Total
Encargado	1	mes	1500	1500
Fontanero	1	jornal	Q1,200.00	Q1,200.00
ayudantes	2	jornal	Q1,200.00	Q2,400.00
			Costo total	Q3,600.00

3 Mantenimiento

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unit	Total
Teflón Rollo	5	Rollo	Q10.00	Q50.00
Sierras acero plata	5	Unidad	Q50.00	Q250.00
			Costo total	Q300.00

2. Libreta topográfica de red de distribución de agua potable, San Carlos Canadá 1 y 2

EST.	P.O.	DIST.	GRA.	AZIMUT MIN.	SEG.	COTA Z.
	E.1	NORTE				95.65
E-1	1.1	35.3000	247.0000	2.3000	25.0000	96.7800
	1.2	32.5000	337.0000	37.0000	10.0000	96.8200
	1.3	5.4000	298.0000	10.0000	40.0000	96.7000
	1.4	5.7000	3.0000	57.0000	35.0000	95.0500
E-1	E-.2	138.9800	59.0000	40.0000	35.0000	95.3000
	2.1	14.1300	201.0000	56.0000	40.0000	95.0000
	2.2	7.8000	224.0000	52.0000	45.0000	95.7500
E.2	E.3	137.9400	59.0000	9.0000	20.0000	91.7600
E.3	E.4	67.9200	61.0000	0.0000	5.0000	89.6900
	4.1	6.4800	268.0000	30.0000	20.0000	89.7000
	4.2	4.6400	213.0000	57.0000	10.0000	89.6500
	4.3	3.1300	46.0000	42.0000	15.0000	89.8000
E.4	E.5	106.9400	318.0000	6.0000	5.0000	94.7500
E.5	E.6	118.8700	316.0000	54.0000	30.0000	95.0400
	6.1	8.2600	220.0000	0.0000	20.0000	95.1000
	6.2	9.5800	259.0000	10.0000	5.0000	95.2500
E-6	E-6,3	42.5300	317.0000	16.0000	17.0000	95.5000
	6.4	45.4600	310.0000	38.0000	8.0000	95.5800
	6.5	38.7800	309.0000	25.0000	39.0000	95.7200
	6.6	57.2100	280.0000	37.0000	39.0000	96.5000
	6.7	51.8000	276.0000	22.0000	25.0000	96.5500
E-6,3	E-6,8	102.7700	317.0000	16.0000	17.0000	95.2000
E-6,3	E-6,9	54.4700	278.0000	36.0000	21.0000	96.2500
E.6	E.7	157.3500	239.0000	37.0000	20.0000	97.2800
	7.1	23.0000	137.0000	54.0000	10.0000	97.6000
E-7	E-7,2	23.0000	152.0000	0.0000	40.0000	97.7000
	7.3	4.7000	93.0000	57.0000	30.0000	97.5000
	7.4	4.5500	15.0000	37.0000	20.0000	97.4500
E.7	E.8	47.9500	325.0000	8.0000	10.0000	98.8200
	8.1	4.7000	104.0000	25.0000	15.0000	98.8000
	8.2	4.7000	11.0000	25.0000	40.0000	98.8500
	8.3	4.7000	61.0000	29.0000	20.0000	96.8000
E-8	8.4	33.0000	55.0000	30.0000	10.0000	96.8400
E.8	E.9	62.0000	322.0000	14.0000	5.0000	99.5700
	9.1	4.2500	191.0000	27.0000	15.0000	99.4500
	9.2	4.1500	97.0000	20.0000	20.0000	99.3500
E-9	E-9,3	141.9700	50.0000	12.0000	40.0000	95.3800
	9.4	7.3000	338.0000	50.0000	15.0000	99.3700
E.9	E.10	65.9800	231.0000	28.0000	20.0000	100.9600
	10.1	4.1000	97.0000	15.0000	5.0000	100.8500
	10.2	4.2000	191.0000	20.0000	15.0000	100.7300
	10.3	118.0400	143.0000	41.0000	20.0000	99.6700
	10.4	118.0400	140.0000	47.0000	30.0000	99.5800
E.10	E.11	67.8000	231.0000	20.0000	10.0000	101.6400
	11.1	4.1300	97.0000	7.0000	20.0000	101.0000
	11.2	4.1800	191.0000	12.0000	10.0000	101.0000
E-11	11.3	118.0400	143.0000	30.0000	40.0000	101.2000
	11.4	118.0400	140.0000	45.0000	20.0000	101.0300
E.11	E.12	60.8000	231.0000	20.0000	10.0000	101.4800
	12.1	4.0500	97.0000	10.0000	30.0000	101.5500
	12.2	4.1500	191.0000	15.0000	5.0000	101.4000
E-12	12.3	118.0000	143.0000	29.0000	0.0000	101.0300
	12.4	118.0200	140.0000	40.0000	30.0000	101.1500
E.12	E.13	73.9700	231.0000	20.0000	25.0000	98.2200
	13.1	5.0000	321.0000	5.0000	10.0000	98.1000
	13.2	4.1000	97.0000	8.0000	15.0000	98.1500
	13.3	4.1500	191.0000	30.0000	20.0000	98.2500
	13.4	100.2500	137.0000	31.0000	4.0000	97.4000
E-13	13.5	99.7000	139.0000	5.0000	2.0000	97.2000

**Libreta topográfica del puente vehicular que comunica Los Olivos
con la cabecera municipal de Escuintla.**

EST.	PO	DIST	AZIMUT			COTA
			GRAD	MIN	SEG	Z
Inicio	E-1 0+00					101.35
E-1	E-2 0+10	10.00	36.00	39.00	0.00	100.57
E-2	E3 0+20	20.00	36.00	39.00	0.00	99.71
E-3	E-4 0+30	30.00	36.00	39.00	0.00	99.11
E-4	E-4' 0+36	36.00	36.00	39.00	0.00	98.90
E-4'	E-5 0+40	4.00	80.00	43.00	0.00	98.65
E-5	E-6 0+50	14.00	80.00	43.00	0.00	98.16
E-6	E-7 0+60	14.00	80.00	43.00	0.00	97.75
E-7	E-7' 0+64.7	28.70	80.00	43.00	0.00	97.61
E-7'	E-8 0+70	41.30	78.00	0.00	0.00	97.75
E-8	E-9 0+80	51.30	78.00	0.00	0.00	96.95
E-9	E-10 0+90	61.30	78.00	0.00	0.00	97.21
E-10	E-11 0+100	71.30	78.00	0.00	0.00	97.28
E-11	E-12 0+110	81.30	78.00	0.00	0.00	97.12
E-12	E-13 0+120	91.30	78.00	0.00	0.00	98.25
E-13	E-14 0+130	101.30	78.00	0.00	0.00	97.25
E-14	E-15 0+140	111.30	78.00	0.00	0.00	99.43
E-15	E-16 0+150	121.30	78.00	0.00	0.00	98.00
E-16	E-17 0+160	131.30	78.00	0.00	0.00	100.26
E-17	E-18 0+170	141.30	78.00	0.00	0.00	99.12
E-18	E-19 0+180	151.30	78.00	0.00	0.00	99.50
E-19	E-20 0+187.23	158.53	78.00	0.00	0.00	99.87

Tramo	Longitud	Diam.	Clase	HWC	Velocidad	Pérdidas	Demanda	Cota	Terreno
E-1.AE-2.	21,8	4	H.G	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	2	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	1 14	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	1	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	42,53	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	21,8	1 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	14,13	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	164,22	4	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-2.1 E-2	213,199	2 12	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300
E-1.AE-2.	225,81	3	PVC	100	0,9500	0,1900	116,8000	0	21,6300

Cargas por eje más pesado según la AASHTO 3.7.7.A

HS 20-44 ó HS 20	16,000 Lbs.
H S 15-44 ó HS 15	12,000 Lbs.
Camión de 200 qq	12,000Lbs.
Camión de 100 qq	8,820 Lbs.
Pick up 30 qq	5,512 Lbs.
Pick up 20 qq	4,961 Lbs.

Tabla de secciones de acero

No. varilla	Av(cm2)	Diam(Pulg.)
No.3	0.71	3/8
No.4	1.27	½

No.5	1.98	5/8
No.6	2.85	¾
No.7	3.87	7/8
No.8	5.07	1
No.9	6.45	1 1/ 8
No.10	7.92	1 1/4
No.11	9.58	1 3/8
No.12	11.40	1 1/2

Información de la prueba de bombeo del pozo mecánico de la comunidad de San Carlos Canadá Sectores 1 y 2, proporcionada por la Municipalidad de Escuintla.

Bomba sumergible	25.00	HP
Instalada a	373.42	pies
Producción	125 .00	GPM
Nivel dinámico N-D	125.00	pies
Nivel estático N-E	65.00	pies

Fecha	Hora	N-D	G-P-M
3-6-2,006	19:00	68'	130
	: 02	100'	128
	: 03	120'	128
	: 04	120'	128
	: 05	125'	125
	: 10	125'	125
	: 20	125'	125
	: 30	125'	125
	20: 00	125'	125

	21: 00	125'	125
	22: 00	125'	125
	23: 00	125'	125
	24: 00	125'	125
4-06-2,006	01:00	125'	125
	02:00	125'	125
	03:00	125'	125
	04:00	125'	125
	05:00	125'	125
	06:00	125'	125
	07:00	125'	125
	08:00	125'	125
	09:00	125'	125
	10:00	125'	125
	11:00	125'	125
	12:00	125'	125
	13:00	125'	125
	14:00	125'	125
	15:00	125'	125
	16:00	125'	125
	17:00	125'	125
	18:00	125'	125
	19:00	125'	125

Su recuperación total fue de 2 minutos.

Calculo del neopreno

En los apoyos se debe colocar el neopreno , que es una pieza de caucho reforzado con fibra de metálica para absorber las cargas muertas, vivas, asi como las de impacto evitando dañar la base de contacto que se mantiene fija a éste por medio de un pegamento aplicado en la superficie para evitar que ésta se mueva durante el proceso de instalación.

Existen diferentes tipos de resistencia dependiendo de las cargas producidas por las vigas en los apoyos.

Calculo del área de aplastamiento

$$A_p = V_u / \phi * f_c$$

P = Corte último de diseño

A_p = Área de aplastamiento cm².

$$V_u = 1.3 * (V_{cm} + 5/3 (V_{cv} * l)) = 1.3 (20,781 \text{ Kg} + 5/3(23,192.5 \text{ Kg} * 1.30))$$

$$V_u = 92,340.84 \text{ Kg.}$$

$$A_p = 92,340.84 \text{ Kg} / (0.71 * 210) = 619.32 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo máximo permisible

$$\sigma_r = \frac{8 a * b}{t (a b)}; \text{ para apoyos fijos y móviles}$$

$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.5$ apoyos móviles o libremente apoyados, donde:

T

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a, b = dimensiones del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero (esfuerzos de trabajo)

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.3 cm)

T = espesor total del elastómero

Datos:

L = 12 m

a = 40 cm

b = 35 cm

$V_u = 92,340.84$ t

$M_{cm} = 78$ t-m

$M_{cvl} = 44$ t-m

T = 6.50 cm.

Esfuerzo por compresión

$$\sigma_r = \frac{8 \cdot 35 \cdot 40}{1.5 \cdot (35 + 40)} = 99.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \frac{92,340.84 \text{ t}}{40 \cdot 35} = 65.95 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo no sobrepasa el máximo de 100 kg/cm²

Cálculo del desplazamiento horizontal

Para apoyo simple o apoyo móvil se debe cumplir que $T / \Delta L \leq 0.50$, luego utilizando la ley de Hooke para deformación total por esfuerzo $\sigma_f = 1700.0$ kg/cm².

$$\Delta e_T = \sigma_f * L / E = 1700 * 1200 / 2.1e06$$

$$\Delta e_T = 1 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta

$$\Delta e_{CM} = \frac{\Delta e_T * MCM}{MCM + M_{cv}I}$$

$$\Delta e_{CM} = \frac{1.00 * 78}{78 + 44} = 0.63$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta_c = 0.000165 * L = 0.000165 * 1200 = \mathbf{0.198 \text{ cm}}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta_t = 0.000011 * D^\circ * L = 0.000011 * 10 * 1200 = 0.132 \text{ cm}$$

Deformaciones máximas

$$\text{Contracción} = \Delta e_{CM} - (\Delta_c + \Delta_t) = 0.63 - (0.198 + 0.132) = 0.298 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta e_T + \Delta_t) - \Delta_c = 1.00 + 0.132 - 0.198 = 0.93 \text{ cm}$$

$$\text{Máximo desplazamiento horizontal del apoyo } \Delta L = 0.93 \text{ cm}$$

Espesor apoyos

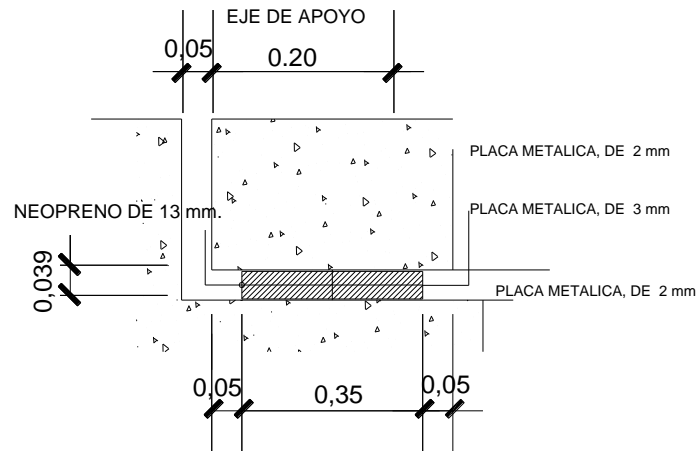
Se usan dos placas de elastómeros de 15 mm+ tres placas de acero de 5 mm

$$T = 4.5 \text{ cm}$$

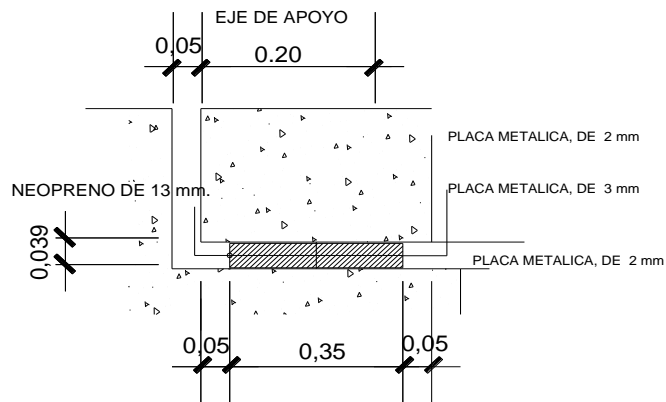
$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{0.93}{4.50} = 0.206 \leq 0.50$$

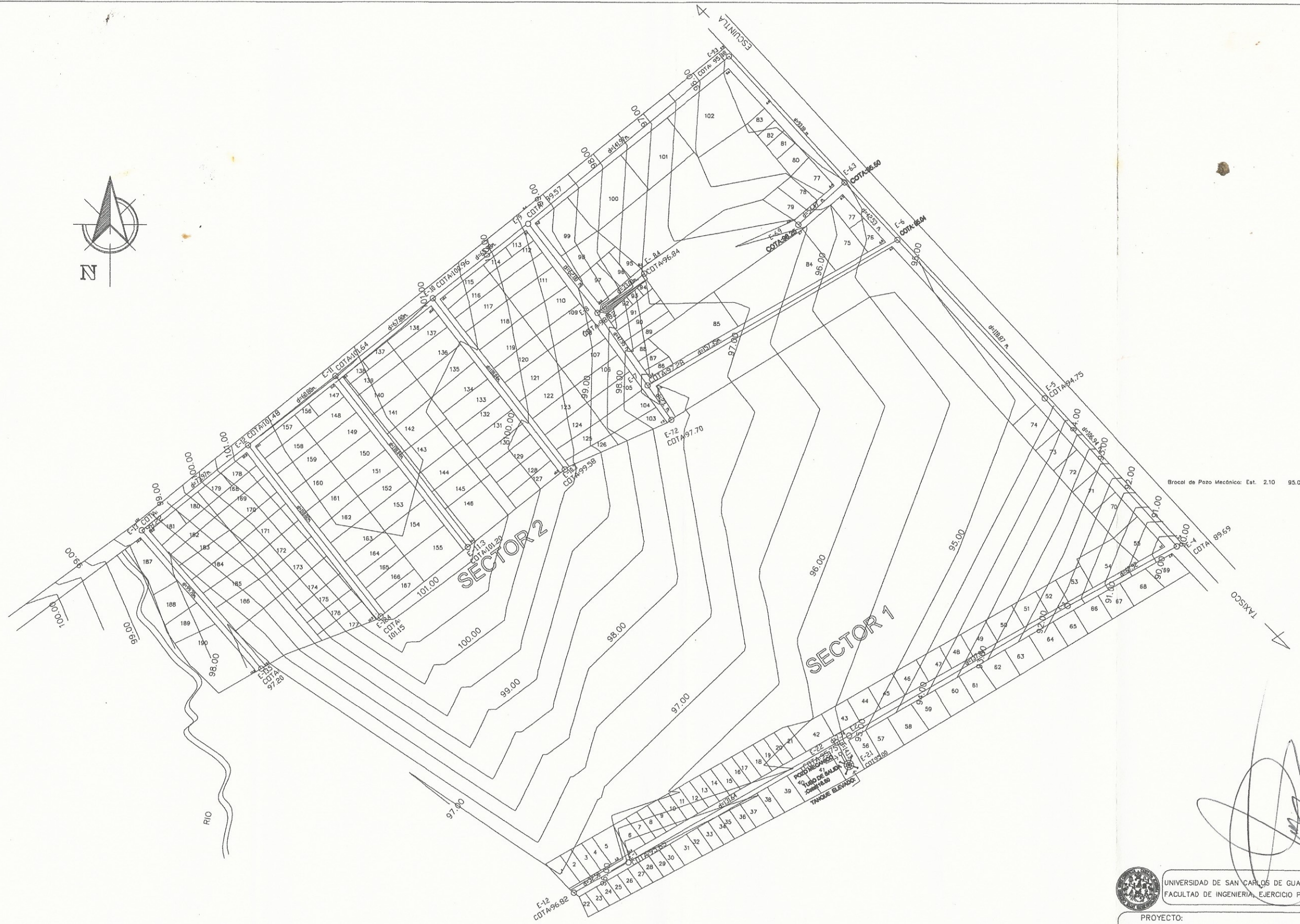
$$T = 4.50$$

Eje de apoyo



Detalle de apoyos de neopreno





PLANTA TOPOGRAFICA

ESCALA : 1/500



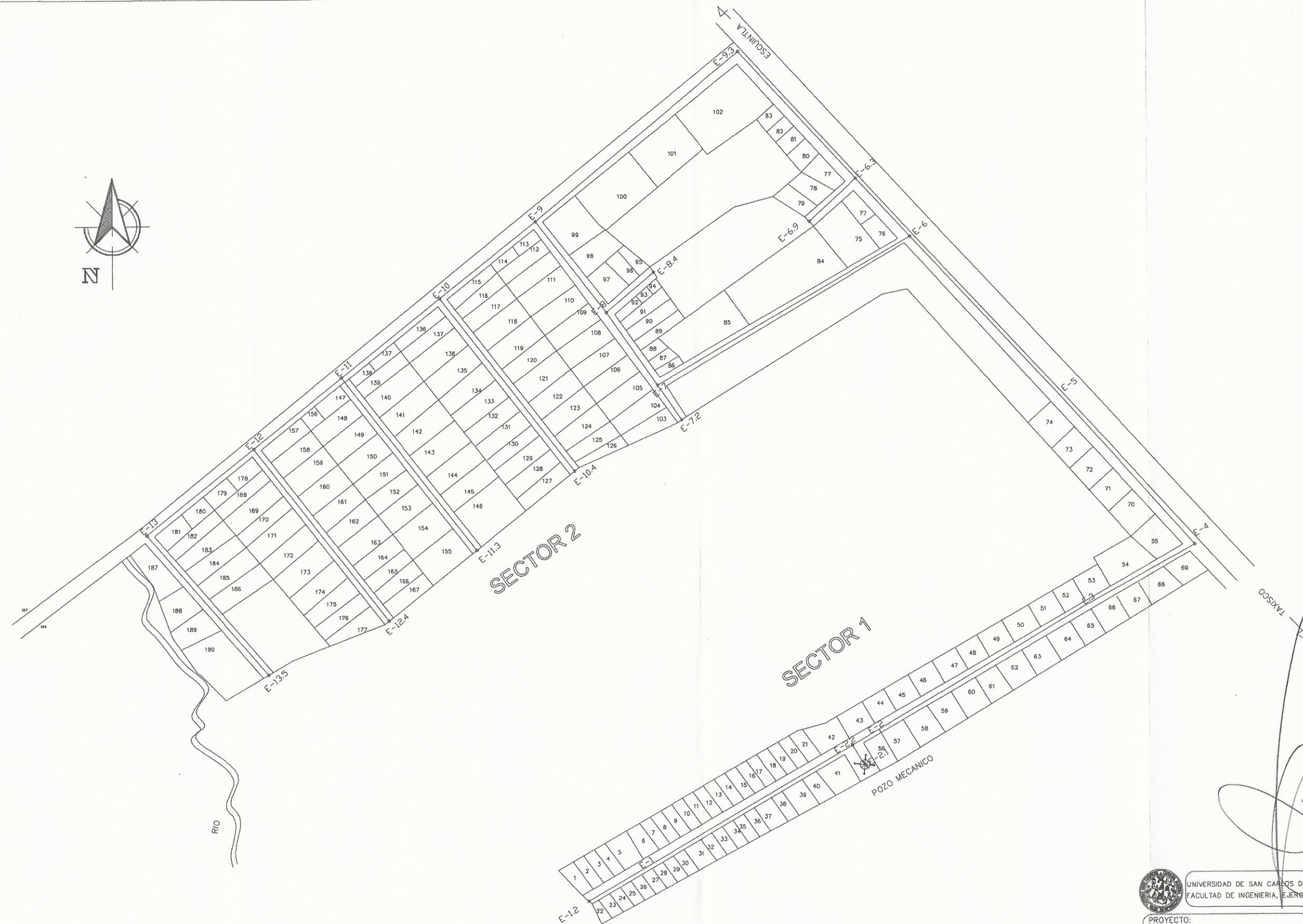
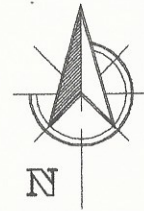
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA
SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA, ESCUINTLA.

ESCALA:
INDICADA.
FECHA:
MARZO 2012
DIBUJO:
CARLOS SOFOIFA

DISENO:	CALCULO:	REVISO:	Vo.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING. SILVO RODRIGUEZ	
	REVISO	Vo. Bo. Ing.	

CONTENIDO:	HOJA No.
PLANTA TOPOGRAFICA	1 11



PLANTA DE LOTES
 ESCALA: 1/500



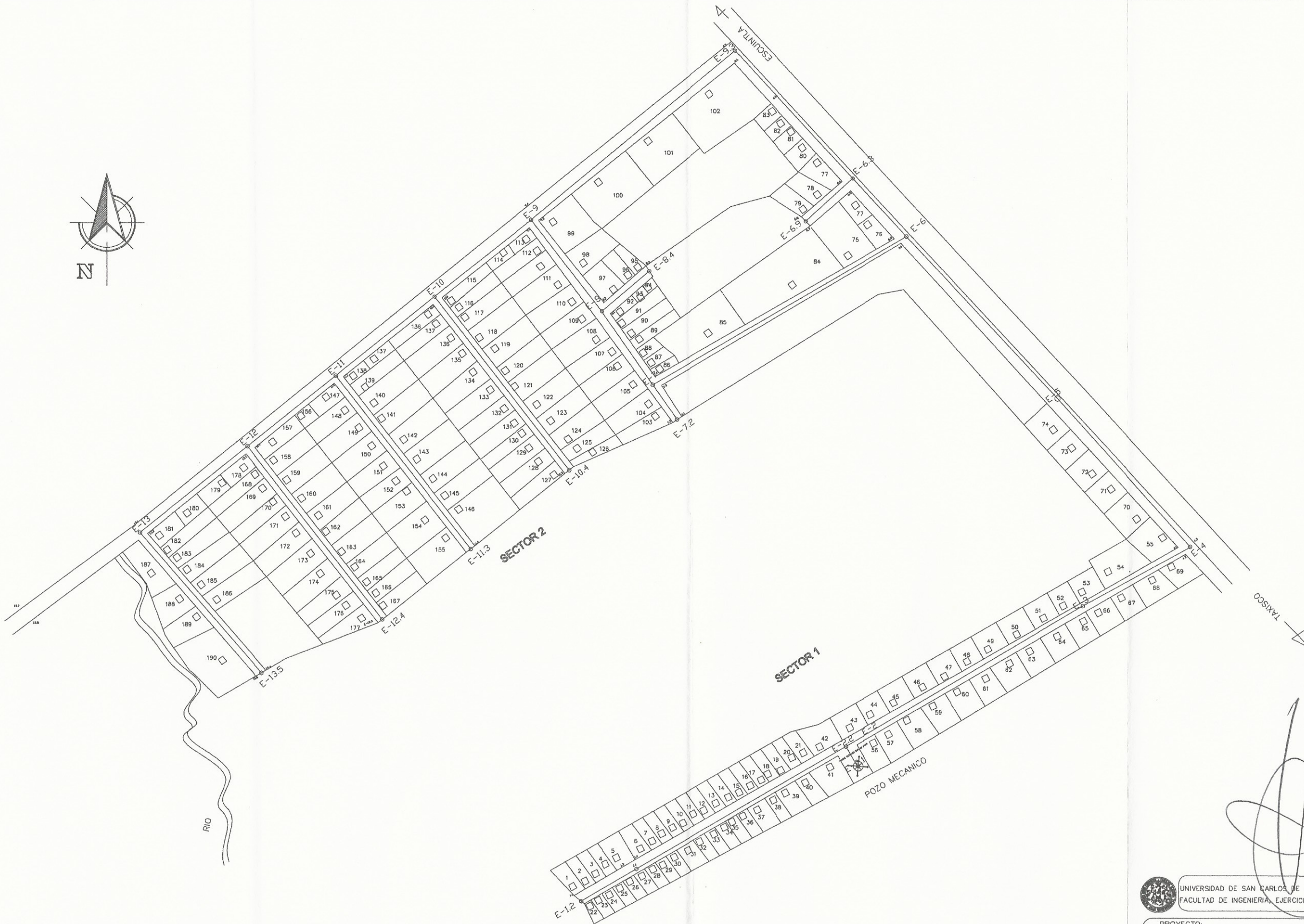
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
 FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
 UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA
 SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA, ESCUINTLA

ESCALA: INDICADA.
 FECHA: MARZO 2012
 DIBUJO: CARLOS H. SOFOIFA

DISEÑO:	CALCULO:	REVS0:	V0.B0.AUT0RIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING.SILVIO RODRIGUEZ	
REVS0		V0. B0. Ing	

CONTENIDO:	HOJA No.
PLANTA DE LOTES	2 11



DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA: 1/500



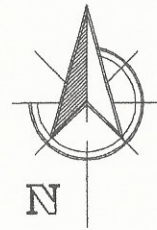
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA
SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA, ESCUINTLA.

ESCALA INDICADA:
FECHA: MARZO 2012
DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

DISEÑO:	CALCULO:	REVISO:	Vo.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
REVISO		Vo. Bo. Ing.	

CONTENIDO:	HOJA No.
DENSIDAD DE VIVIENDA	3 11



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	REFERENCIA
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA REGULADORA DE CAUDALES
	CAJA DE VALVULA DE CONTROL
	ESTACION TOPOGRAFICA
	ARBOLES
	CODO A 90°
	REDUCIDOR BUSHING
	RIO
	LINEA DE TERRENO
	POZO MECANICO
	BOMBA
	VALVULA DE LIMPIEZA



PLANTA GENERAL

ESCALA: 1/500



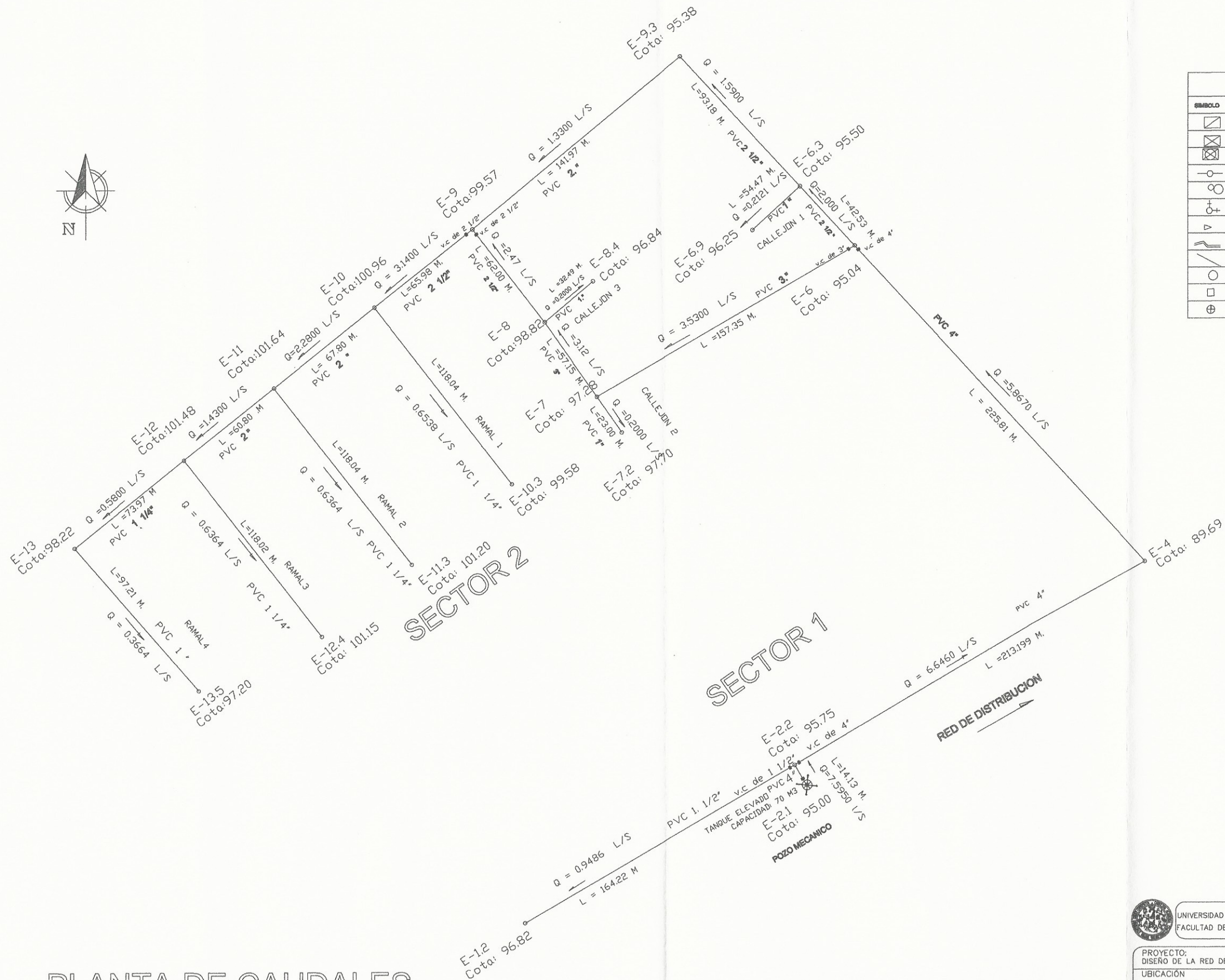
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
UBICACIÓN: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA
SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA, ESCUINTLA.

ESCALA: INDICADA
FECHA: MARZO, 2012
DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

DISEÑO:	CALCULO:	REVISO:	Vo.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
REVISO			Vo. Bo. Ing.

CONTENIDO:	HOJA No.
PLANTA GENERAL	4 11



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	REFERENCIA
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA REGULADORA DE CAUDALES
	CAJA DE VALVULA DE CONTROL
	ESTACION TOPOGRAFICA
	ARBOLES
	CODO A 90°
	REDUCIDOR BUSHING
	RIO
	LINEA DE TERRENO
	POZO MECANICO
	BOMBA
	VALVULA DE LIMPIEZA

PLANTA DE CAUDALES

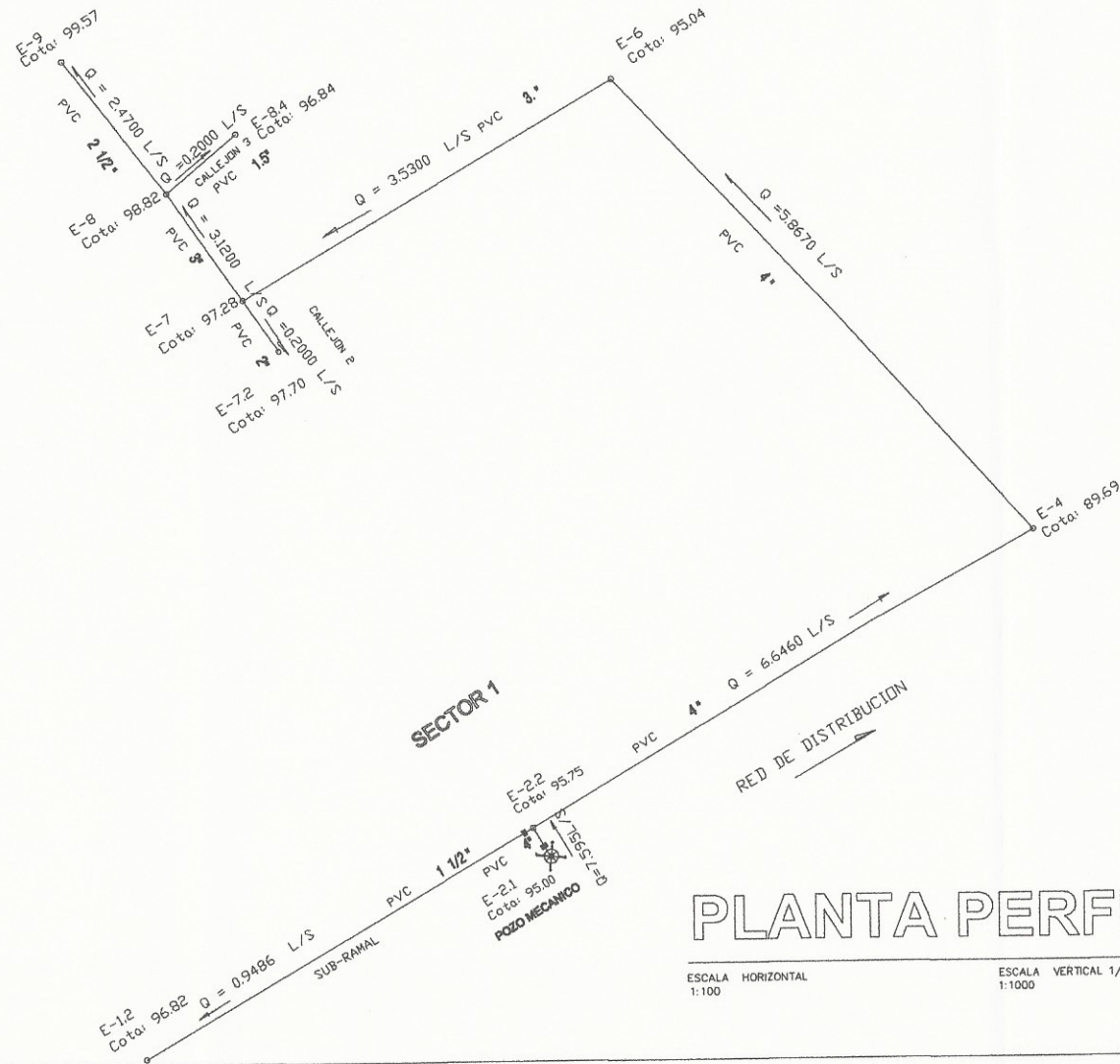
ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1/1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2
ESCALA: INDICADA
FECHA: MARZO 2012
DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

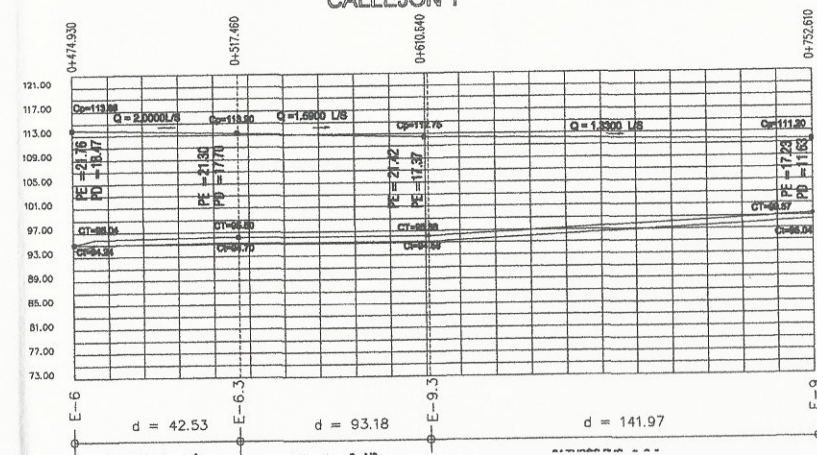
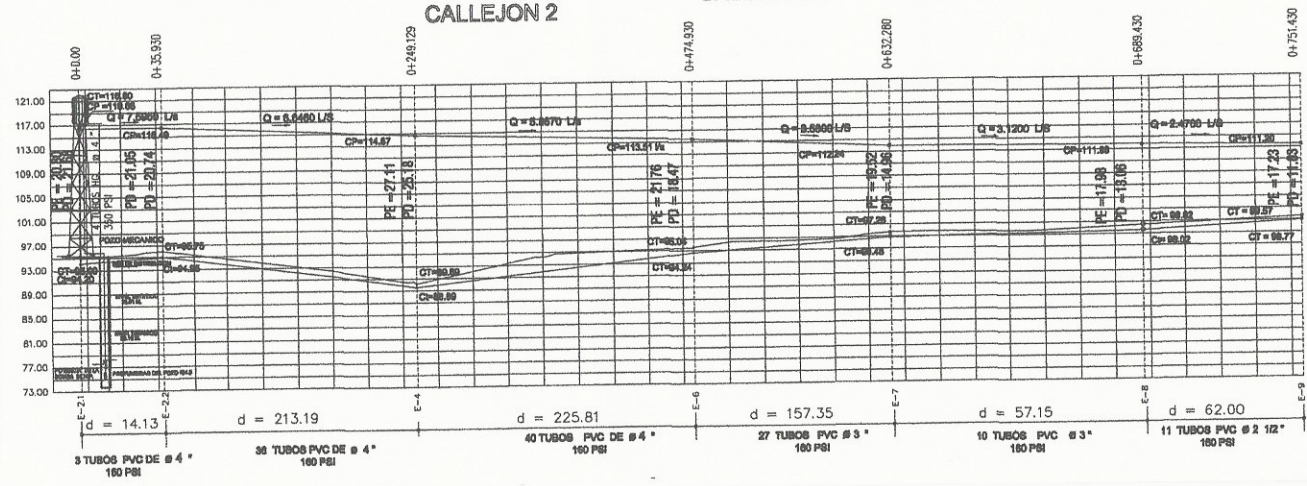
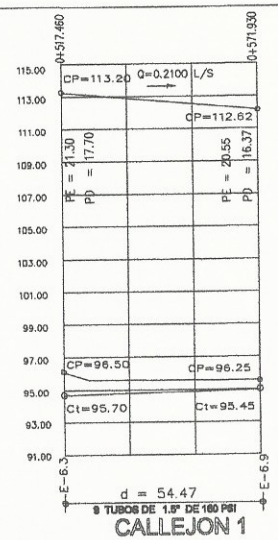
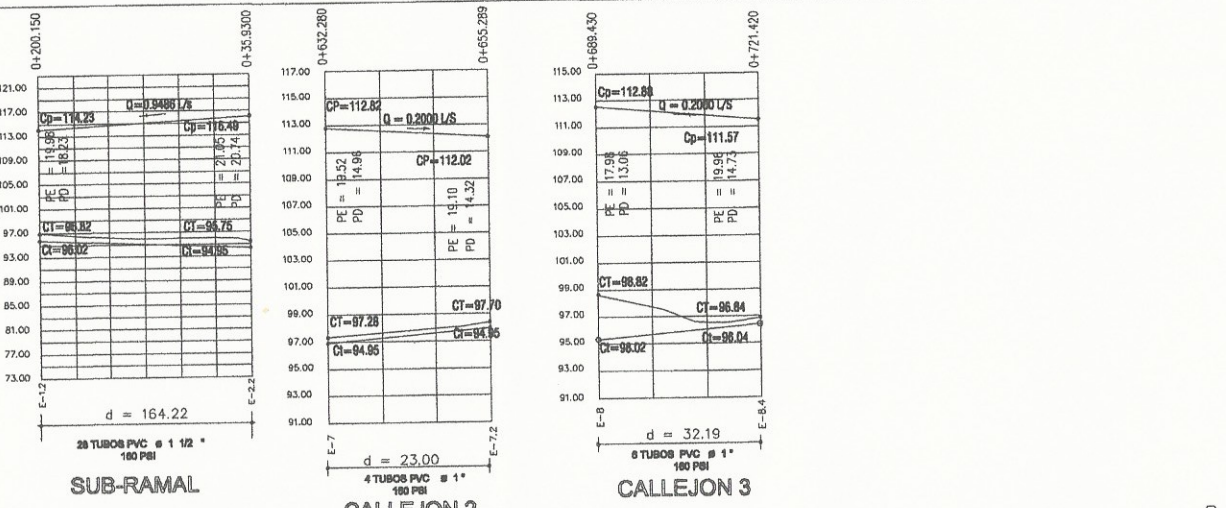
DISEÑO:	CALCULO:	REVISO:	Vb.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA		
REVISO:		Vb. Bo. Ing.	

CONTENIDO:	HOJA No.
PLANTA DE CAUDALES	5 / 11



PLANTA PERFIL

ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1/1000



[Handwritten signature]

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C
 FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

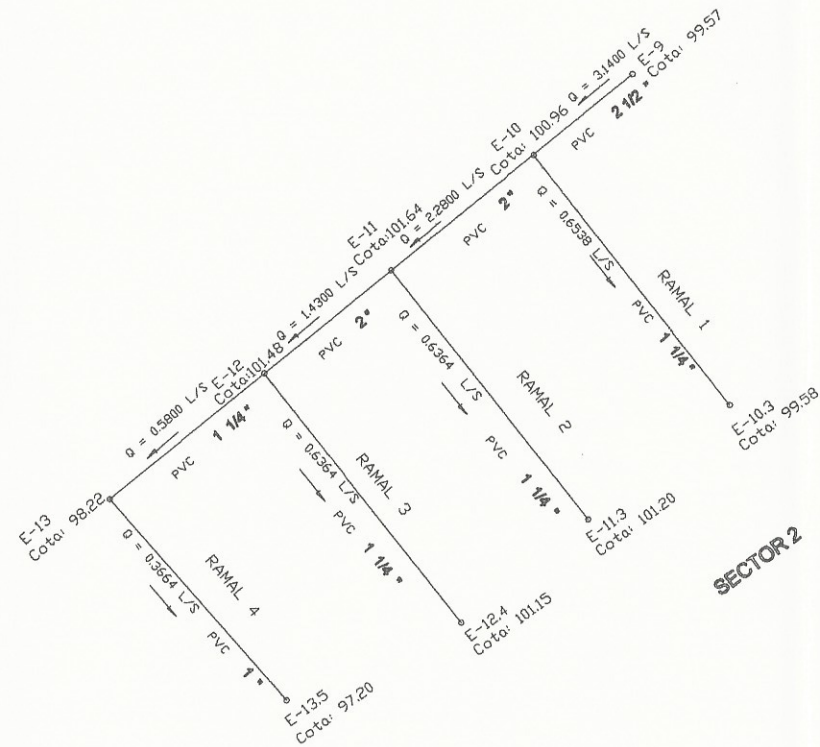
PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
 UBICACIÓN: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2

ESCALA: INDICADA
 FECHA: MARZO 2012
 DIBUJO: CARLOS H. SOFOIFA

DISERNO: CARLOS H. SOFOIFA CALCULO: CARLOS H. SOFOIFA REVISO: Vo.Bo. AUTORIDADES

REVISO: Vo. Bo. Ing.

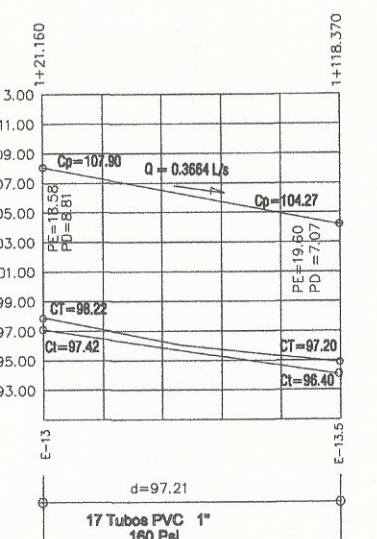
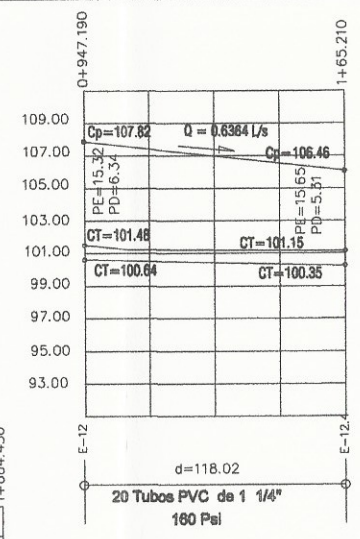
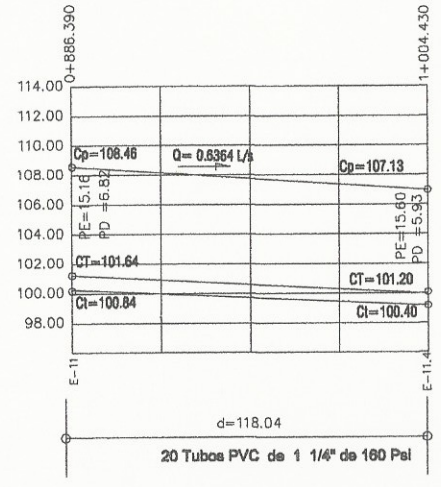
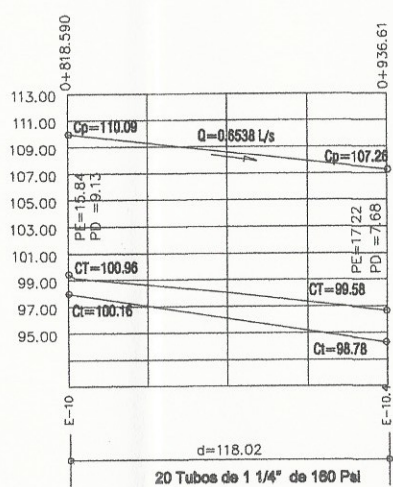
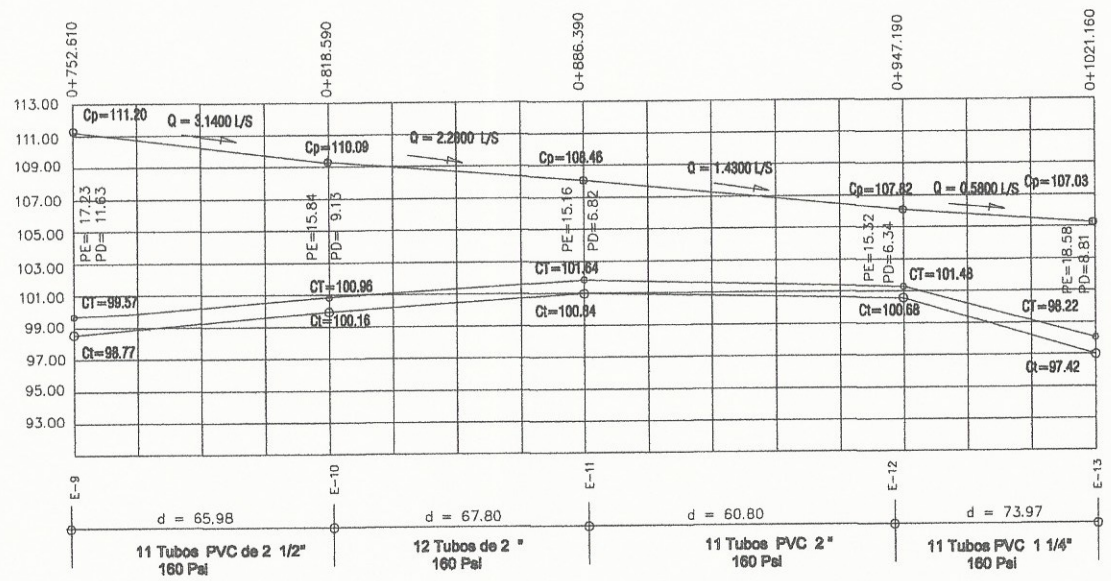
CONTENIDO: **PLANTA PERFIL** HOJA No. 6 11



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	REFERENCIA
	TANQUE DE DISTRIBUCION
	VALVULA REGULADORA DE CAUDALES
	CAJA DE VALVULA DE CONTROL
	ESTACION TOPOGRAFICA
	ARBOLES
	CODO A 90°
	REDUCIDOR BUSHING
	RIO
	LINEA DE TERREND
	POZO MECANICO
	BOMBA
	VALVULA DE LIMPIEZA
	LINEA DE TERREND

PLANTA PERFIL

ESCALA HORIZONTAL 1:100 ESCALA VERTICAL 1/1000



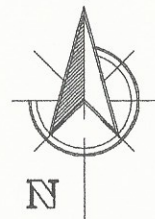
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
 FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
 UBICACIÓN: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2


ESCALA: INDICADA
 FECHA: MARZO 2012
 DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

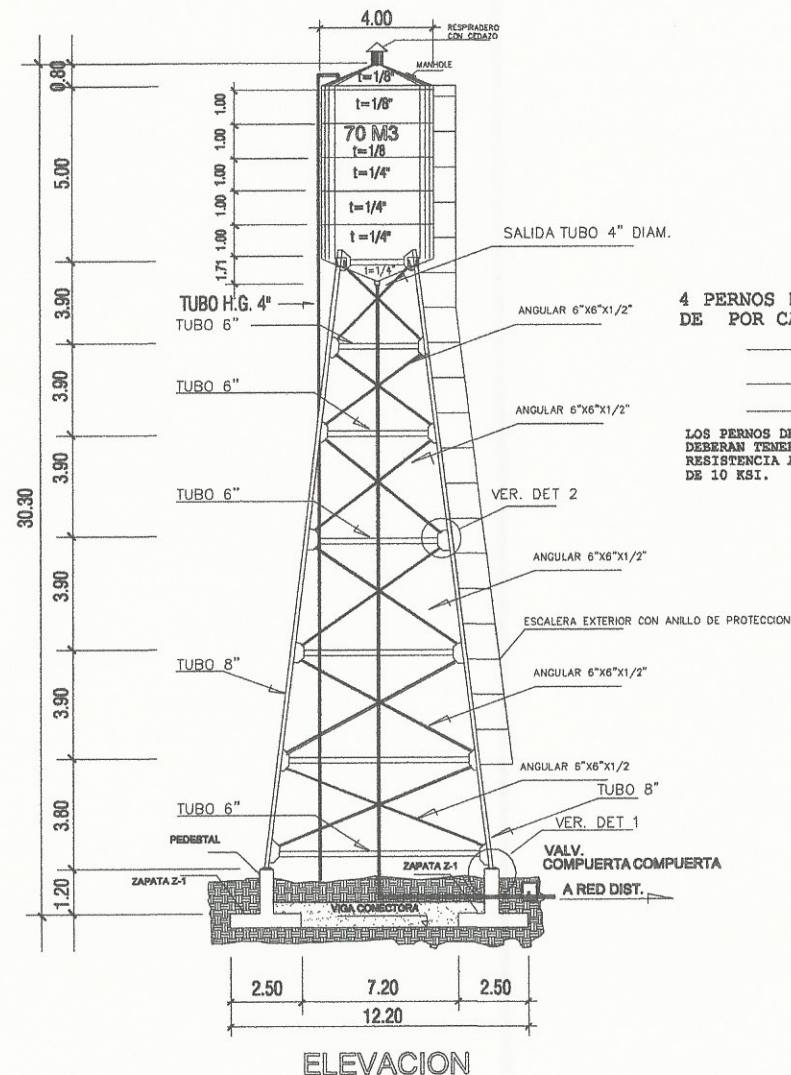
DISEÑO: CARLOS SOFOIFA	CALCULO: CARLOS SOFOIFA	REVISOR: [Signature]	VO. BO. AUTORIDADES
REVISOR: [Signature]		VO. BO. Ing. [Signature]	

CONTENIDO: PLANTA DE CAUDALES HOJA No. 7 / 11

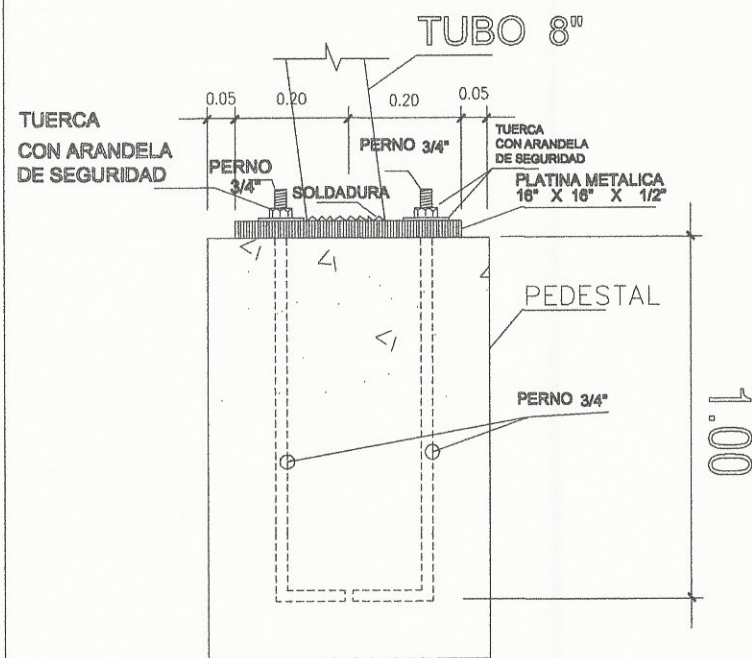


CURVAS ISOVARAS
 ESCALA: 1/500

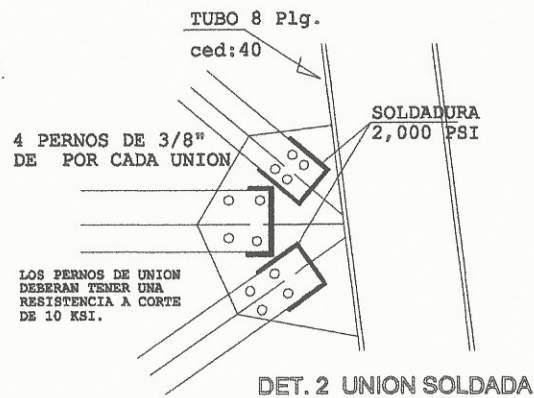
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C. FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	ESCALA: INDICADA.
UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA, ESCUINTLA.	FECHA: MARZO 2012
DISEÑO: CARLOS SOFOIFA	DIBUJO: CARLOS SOFOIFA
CALCULO: CARLOS SOFOIFA	REVISO: ING. SILVIA RODRIGUEZ
REVISO: _____	VA. Bo. AUTORIZACIONES: _____
CONTENIDO: CURVAS DE ISOVARAS	HOJA No. 8 / 11



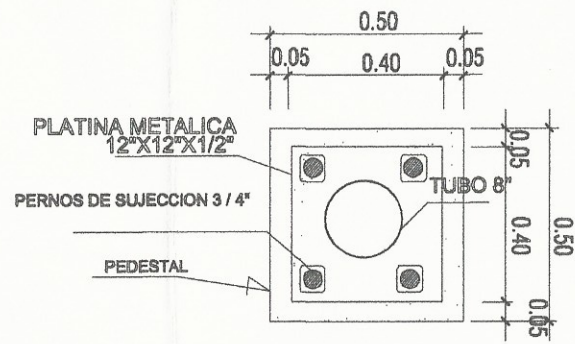
ELEVACION



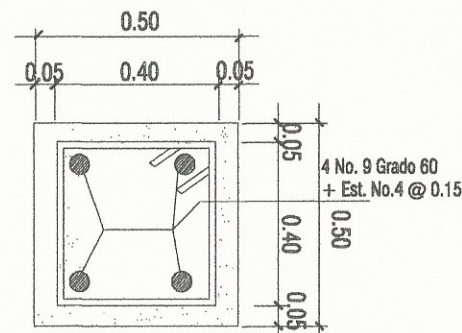
DET.1 ANCLAJE



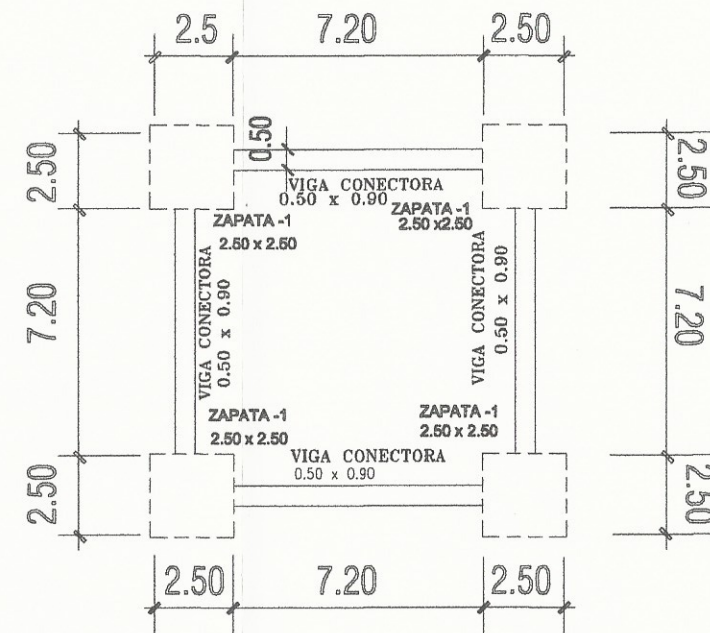
DET. 2 UNION SOLDADA



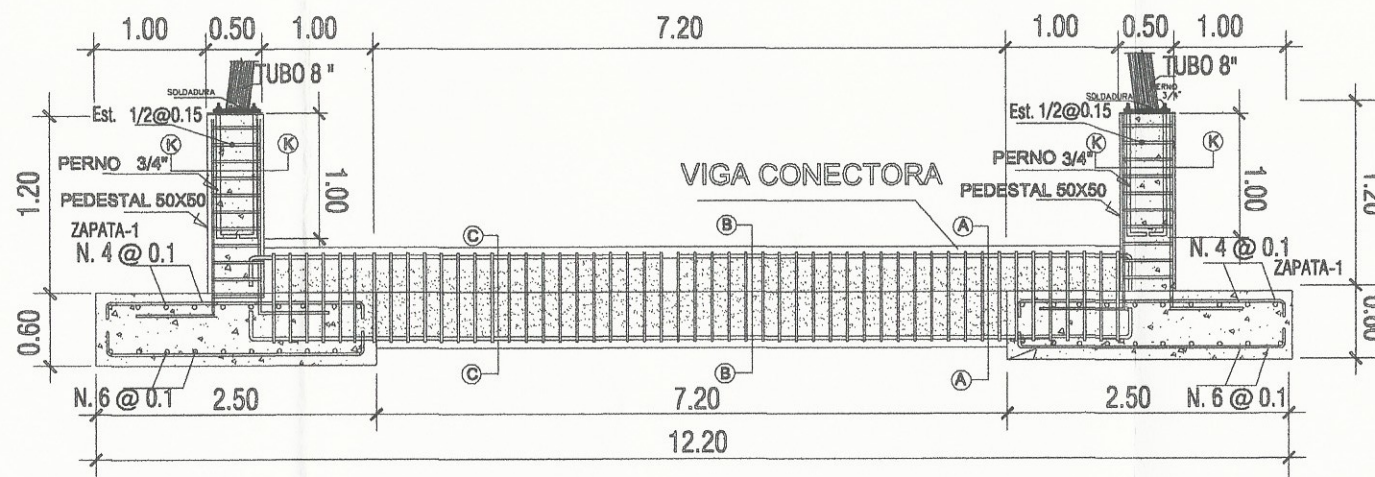
DET. PLACA BASE



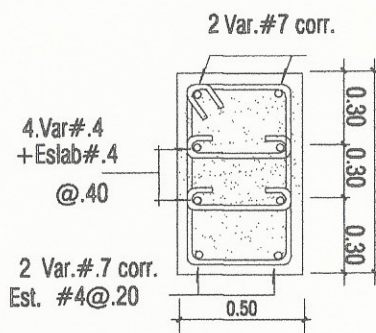
PEDESTAL SECCION K-K



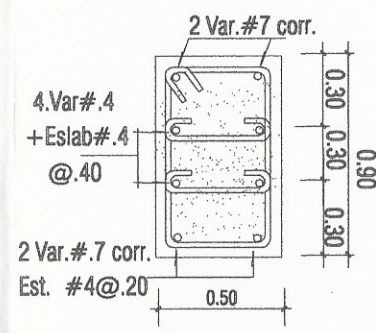
PLANTA DE CIMETACION



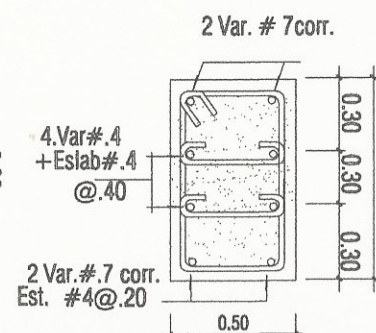
ZAPATAS + VIGA CONECTORA ESCALA: 1/100



SECCION A-A



SECCION B-B



SECCION C-C

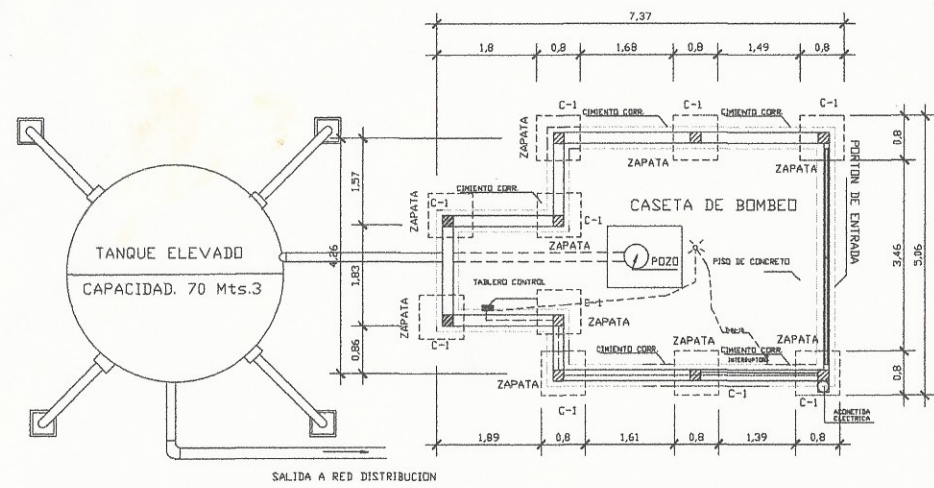


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA USAC
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

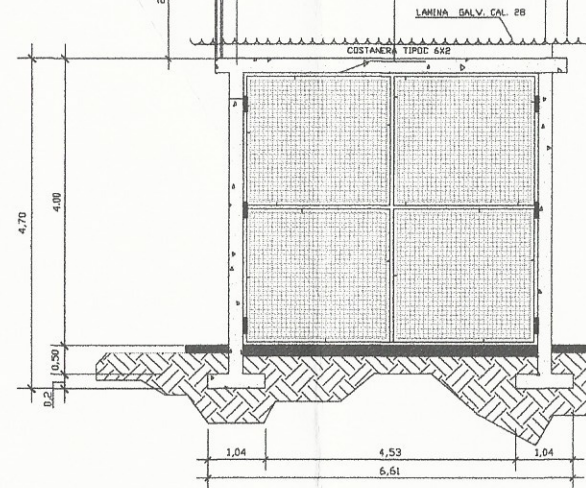
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2
ESCALA: INDICADA
FECHA: MARZO 2012
DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

DISERD:	CALCULO:	REVISOR:	Ve.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
REVISOR:		Ve. Bo. Ing.	

CONTENIDO:	HORA No.
TANQUE ELEVADO 70 M3	9 11

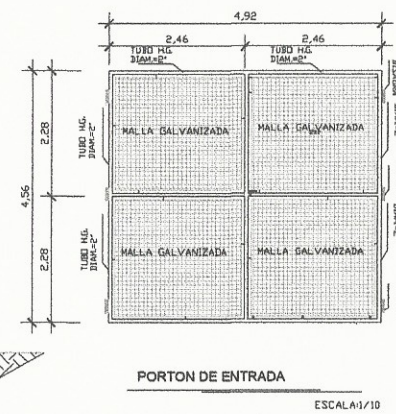


PLANTA DE CIMENTACION ESCALA 1/50



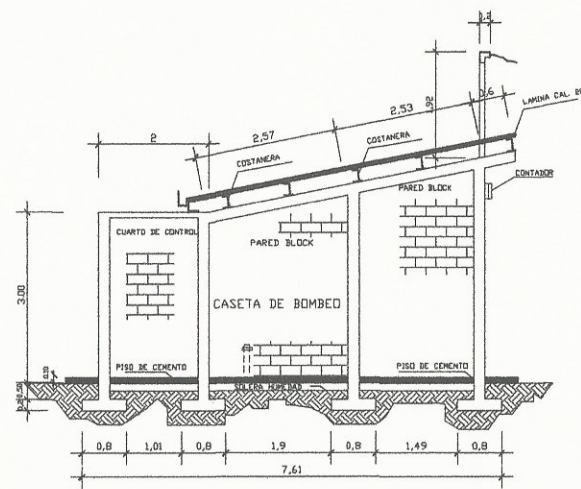
ELEVACION FRONTAL

ESCALA 1/50



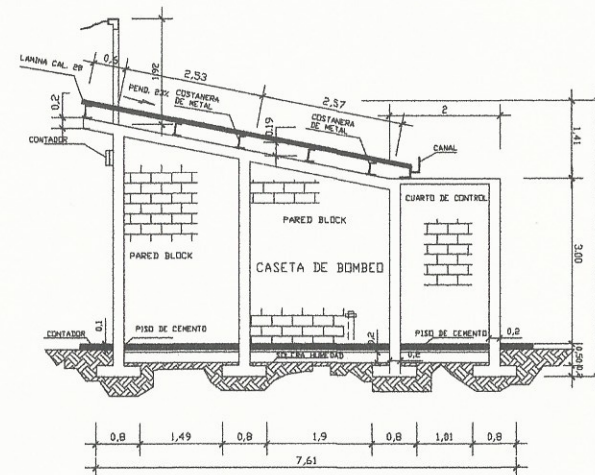
PORTON DE ENTRADA

ESCALA 1/10



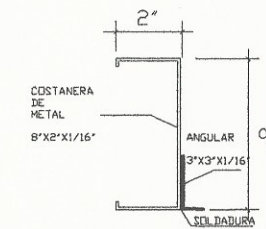
ELEVACION IZQUIERDA

ESCALA 1/50



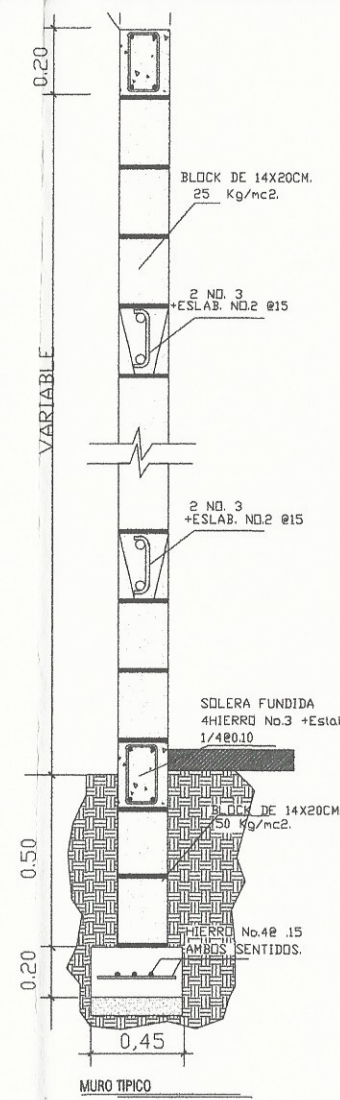
ELEVACION DERECHA

ESCALA 1/50



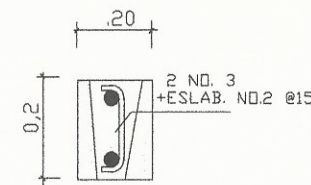
COSTANERA TIPO -C

ESCALA 1/10



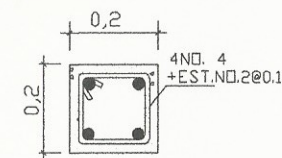
MURO TIPICO

ESCALA 1/25



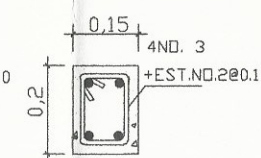
SOLERA INTERMEDIA

ESCALA 1/10



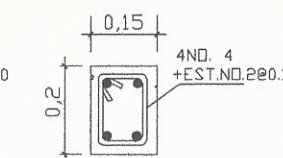
COLUMNA C-1

ESCALA 1/10



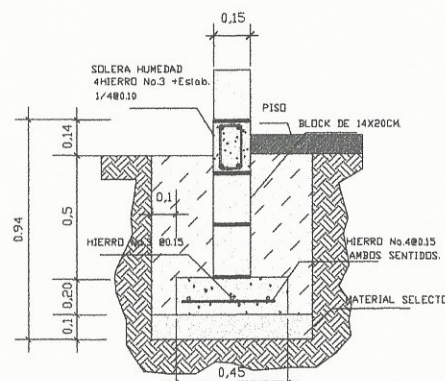
SOLERA DE HUMEDAD

ESCALA 1/10



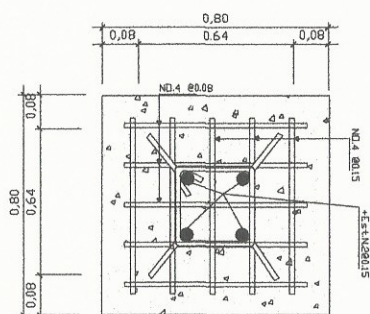
SOLERA DE CORONA

ESCALA 1/10



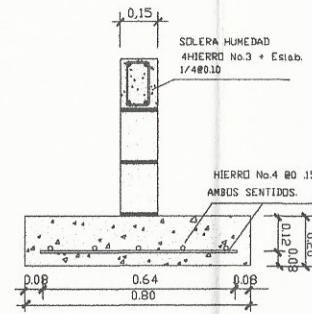
CIMENTO CORRIDO

ESCALA 1/10



ZAPATA

ESCALA 1/75



ZAPATA

ESCALA 1/75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
 FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

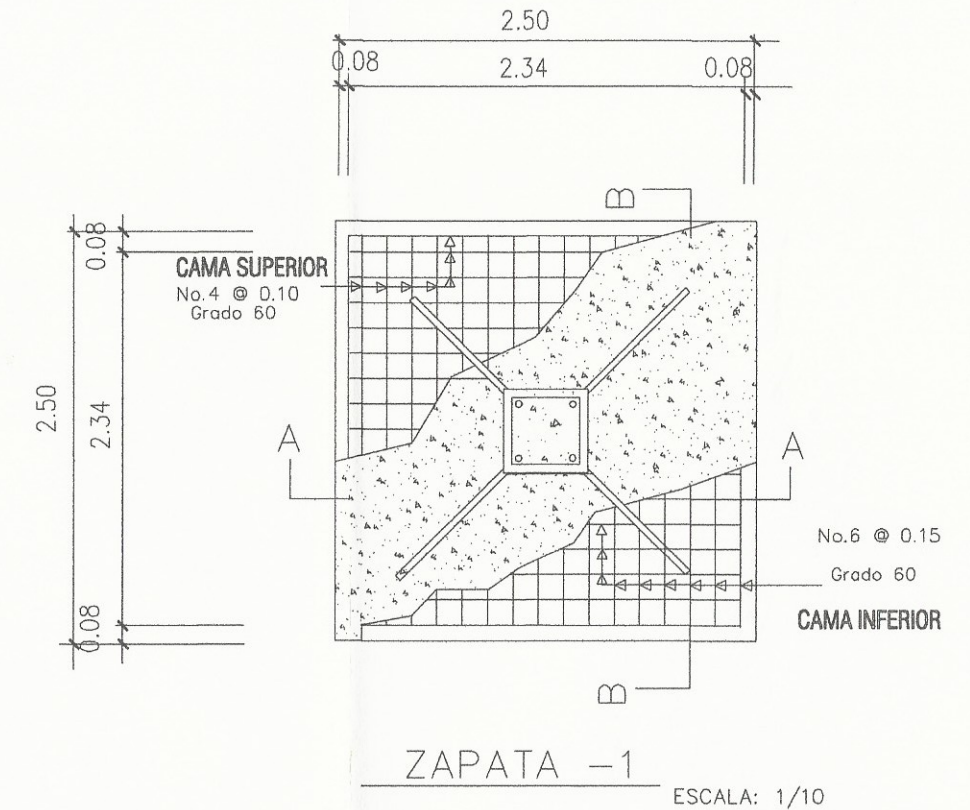
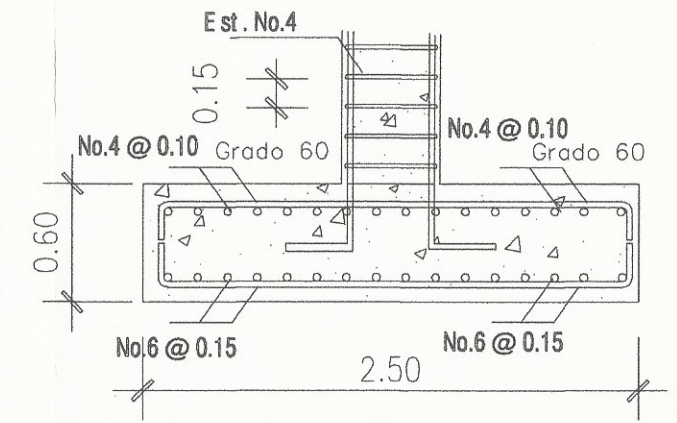
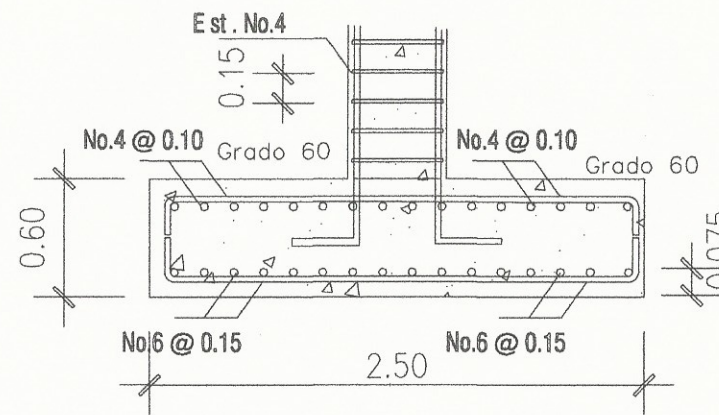
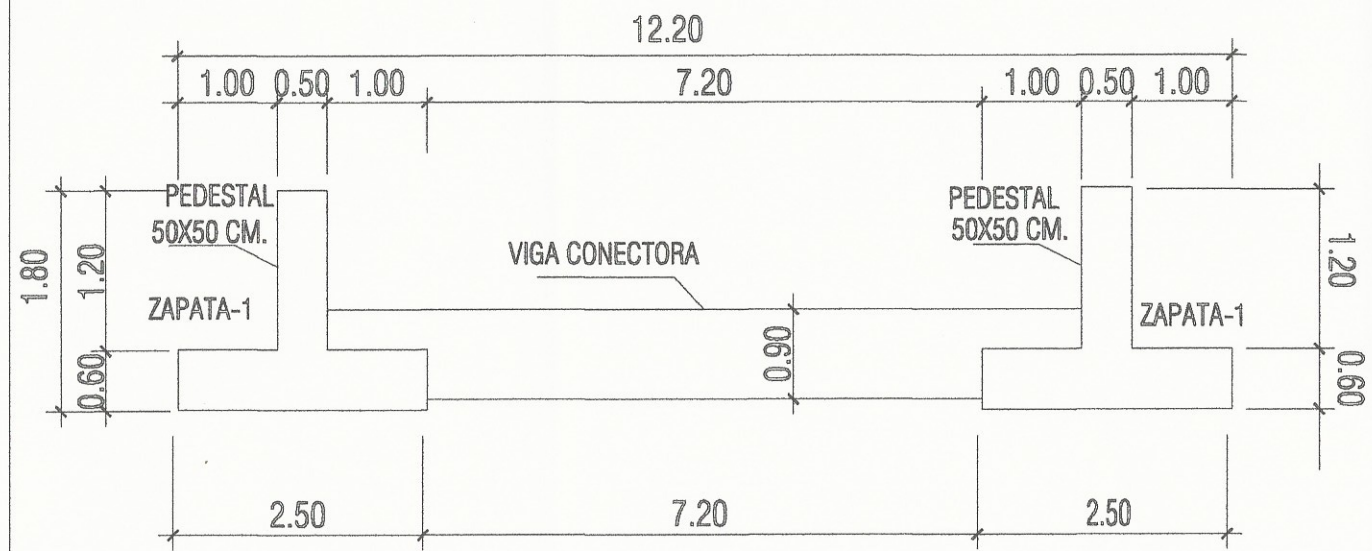
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE
 UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA
 SECTORES 1 Y 2 ESCUINTLA

ESCALA: INDICADA.
 FECHA: MARZO 2012
 DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

DISENO:	CALCULO:	REVISO:	Vo.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
REVISO:		Vo. Bo. Ing.	

CONTENIDO: CASETA DE BOMBEO

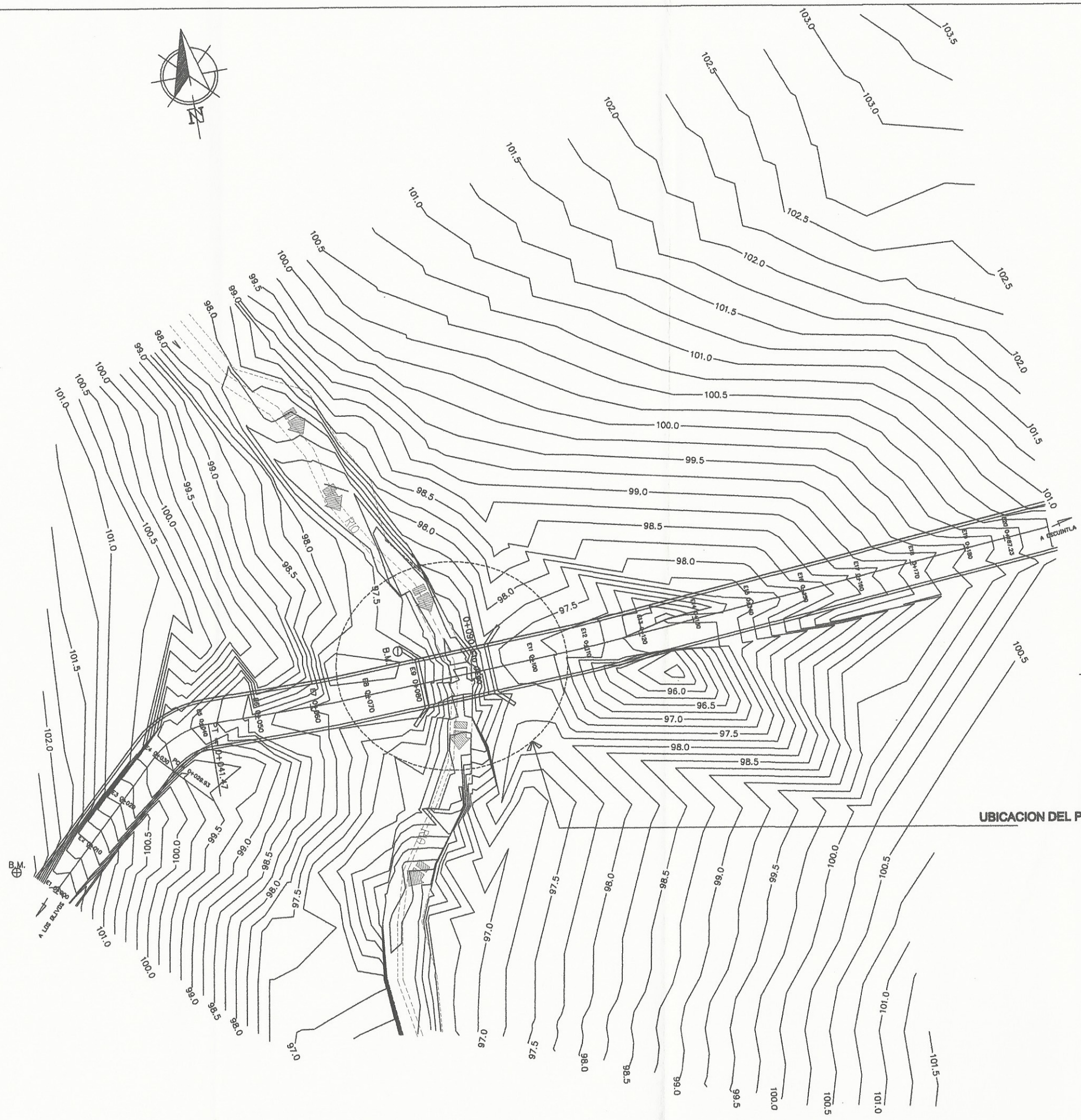
HOJA No. 10 11



El concreto a utilizar 4,000 psi

El refuerzo deberá tener un $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA USAC FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.			
PROYECTO: RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE UBICACION: COMUNIDAD SAN CARLOS CANADA SECTORES 1 Y 2	ESCALA: INDICADA. FECHA: MARZO: 2012 DIBUJO: CARLOS SOFOIFA	REVISO: _____ Vo. PA. Ing.	
DISEÑO: CARLOS SOFOIFA	CALCULO: CARLOS SOFOIFA	REVISO: ING. SILVIO RODRIGUEZ	Vo. Bo. AUTORIDADES
CONTENIDO: DETALLES CIMENTACION DEL TANQUE ELEVADO 70 M3			HOJA No. 11 11



LIBRETA TOPOGRÁFICA

EST.	P.O.	DIST.	AZMUT			COTA
			GRAD.	MIL.	SEC.	
INICIO	E-1 - 0+00		Norte			101,3500
E-1	E-2 0+10	10,00	36,0000	38,0000	11,0000	100,5700
E-2	E-3 0+20	10,00	36,0000	39,0000	13,0000	99,7100
E-3	E-4 0+30	10,00	36,0000	39,0000	11,0000	99,1100
E-4	E-4' 0+36	6,00	36,0000	39,0000	15,0000	98,9000
E-4'	E-5 0+40	4,00	80,0000	43,0000	10,0000	98,8500
E-5	E-6 0+50	10,00	80,0000	43,0000	25,0000	98,1800
E-6	E-7 0+60	10,00	80,0000	43,0000	19,0000	97,7500
E-7	E-7' 0+64,7	4,70	80,0000	43,0000	15,0000	97,6100
E-7'	E-8 0+70	5,30	78,0000	11,0000	13,0000	97,7100
E-8	E-9 0+80	10,00	78,0000	8,0000	11,0000	97,5000
E-9	E-10 0+90	10,00	78,0000	7,0000	23,0000	98,4000
E-10	E-11 0+100	10,00	78,0000	5,0000	15,0000	97,2800
E-11	E-12 0+110	10,00	78,0000	14,0000	10,0000	97,1200
E-12	E-13 0+120	10,00	78,0000	17,0000	19,0000	97,2500
E-13	E-14 0+130	10,00	78,0000	9,0000	12,0000	97,5000
E-14	E-15 0+140	10,00	78,0000	12,0000	15,0000	97,4300
E-15	E-16 0+150	10,00	78,0000	18,0000	10,0000	98,0000
E-16	E-17 0+160	10,00	78,0000	20,0000	15,0000	98,2600
E-17	E-18 0+170	10,00	78,0000	14,0000	18,0000	97,78
E-18	E-19 0+180	10,00	78,0000	16,0000	11,0000	98,5000
E-19	E-20 0+187,23	7,23	78,0000	25,0000	13,0000	98,8700

PLANTA TOPOGRAFICA

ESCALA HORIZONTAL 1/500

UBICACION DEL PUENTE VEHICULAR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO
UBICACIÓN: QUE COMUNICA A LA COMUNIDAD DE LOS DIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.

ESCALA: INDICADA.
FECHA: MARZO 2012
DIBUJO: CARLOS SOFOFA

DISEÑO:	CALCULO:	REVISO:	Vo. Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOFA	CARLOS SOFOFA	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
REVISO		Vo. Bo. Ing.	

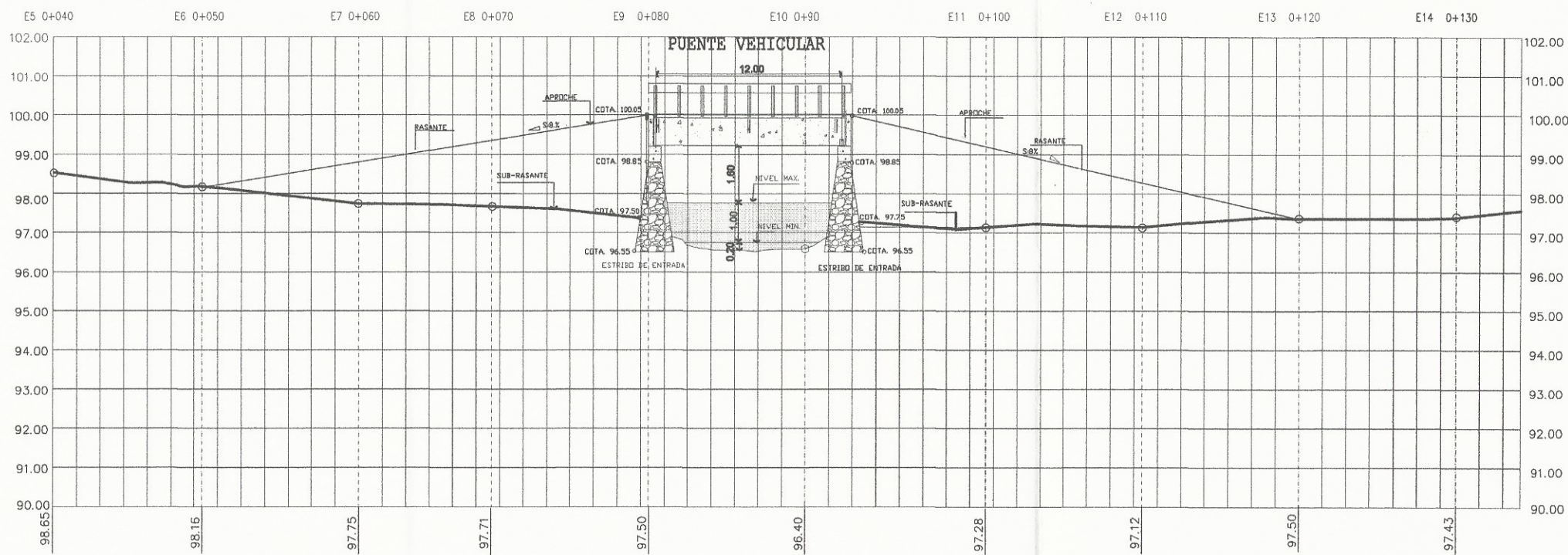
CONTENIDO: PLANTA TOPOGRAFICA

HOJA No.	1	6
----------	---	---



PLANTA DE UBICACION

ESCALA HORIZONTAL 1/500



PERFIL PRINCIPAL

ESCALA HORIZONTAL 1/250

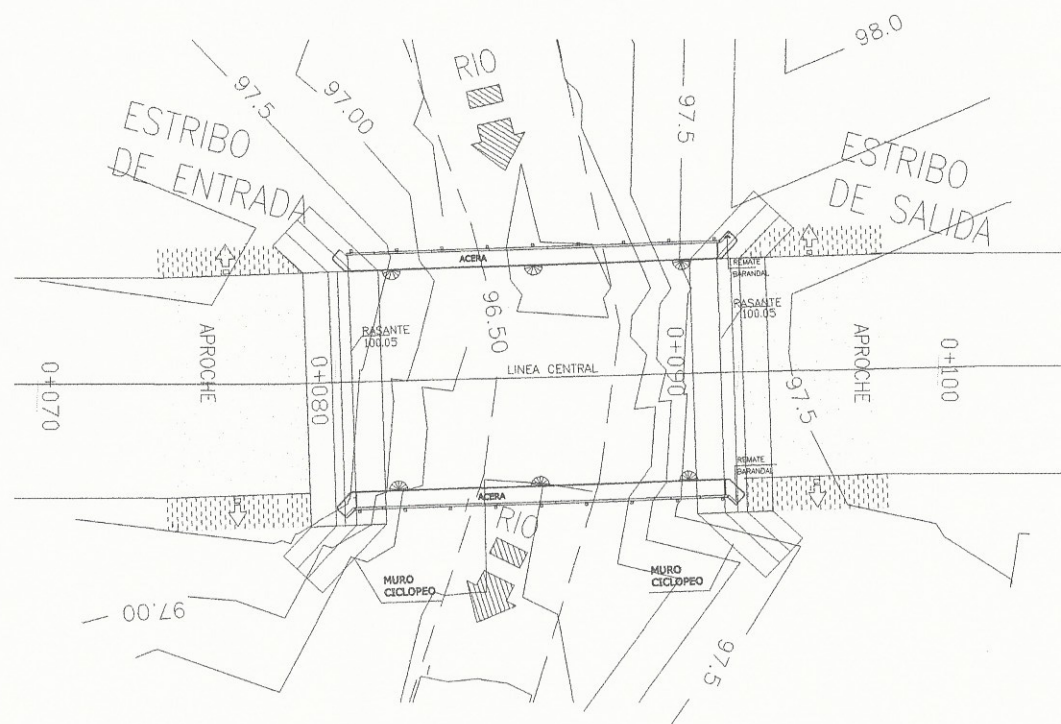
ESCALA VERTICAL 1/100

- ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO:
- 1.) DISEÑO STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY DE LA AMERICAN ASSOCIATION TRANSPORTATION OFFICIAL(AASHTO), 1986.
 - 2.) CONSTRUCCIÓN:ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES Y CARRETERAS DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS, EDICION 2001.
 - 3.) CARGA WW HS-20 44
- MATERIALES:
- 4.) CONCRETO SECCION504 Y 507 ESP. D.G.C.)
 - 5.) CONCRETO CLASE 4,000PSI,CON ESFUERZO A LA RUPTURA A COMPRESION DE 281 KG/CM2 A LOS 28 DIAS PARA TODAS LAS ESTRUCTURAS.
 - 6.) CONCRETO CICLOPEO CLASE 2,500 PSI, CON ESFUERZO A LA RUPTURA A COMPRESION DE 150 KG/CM2 A LOS 28 DIAS Y UN VOLUMEN DE PIEDRA NO MAYOR DE 1/3 DEL VOLUMEN TOTAL Y DIAMETRO MENOR DE 30 CMS.
 - 7.) ACERO DE REFUERZO(SECCION 509 ESP. D.G.C.)SE USARA ACERO DE REFUERZO GRADO 60 EXCLUSIVAMENTE EN BARRAS CORRUGADAS CON LAS ESPECIFICACIONES 305 -507 DE LA ASTM(AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS, MSJ - 54 DE LA AASHTO.
 - 8.) EL REFORZAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA LOSA SERA DE 4 CMS. Y 2.5 CMS. EN LA PARTE DE ABAJO.
 - 9.) EL REFORZAMIENTO PARA VIDAS SERA DE 4 CMS. EN LA PARTE SUPERIOR Y 4 CMS. EN LA PARTE INTERIOR Y 2.5CMS. EN LOS LADOS. EL REFORZAMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 - 10.) EL ACABADO DEL CONCRETO Y LAS FORMALETAS SE HARAN SEGUN LA SECCION 505 DE LA D.G.C.
 - 11.) LOS TRASLAPES SERAN DE 20 DIAMETROS.
 - 12.) LOS GANCHOS SE COBLARAN SEGUN LA SECCION 509 DE LA D.G.C.
 - 13.) LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS SALVO DONDE SE INDIQUE OTRA COSA.
 - 14.) SE USARAN JUNTAS DE DILATACION DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS O LO AUTORIZE EL INGENIERO DISENADOR DEL PUENTE.
 - 15.) LOS APROCHES SERAN RELLENOS ESTRUCTURALMENTE EN CAPAS DE 30 CMS,COMO MAXIMO UTILIZANDO UN PRODO VIBROCOMPACTADOR.
 - 16.) EL KILOMETRAJE 68+597.23 CORRESPONDE A LA UBICACION DEL PUENTE.

LA SECCION TIPICA T1 CORRESPONDE A LA CARRETERA ANCHO DE RODADURA 7.20 m.
 EL PUNTO # 1 ESTA COLOCADO EN LA ESTACION E-1 A 20 m. PERPENDICULARMENTE DE LA LINEA CENTRAL.

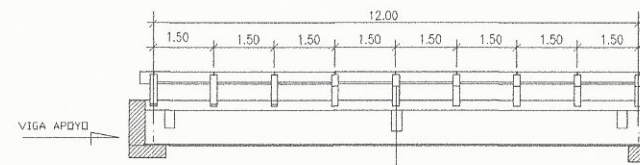
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA S.A.C.
 FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO UBICACION:QUE COMUNICA A LA COMUNIDAD DE LOS CLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.	ESCALA: INDICADA. FECHA: MARZO 2012 DIBUJO: CARLOS SOFOIFA
DISEÑO: CARLOS SOFOIFA	CALCULO: CARLOS SOFOIFA
REVISO:	REVISO: ING. SILVIA RODRIGUEZ
REVISO:	Vo. Bo. Ing.
CONTENIDO: PLANTA PERFIL	HOJA No. 2 6



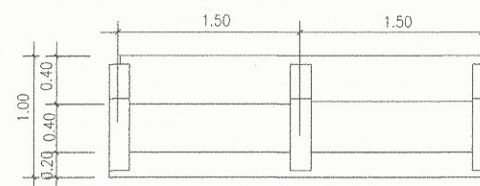
PLANTA DE GENERAL

ESCALA 1/100



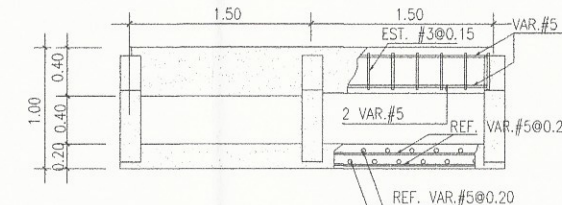
ELEVACION

ESCALA 1/75



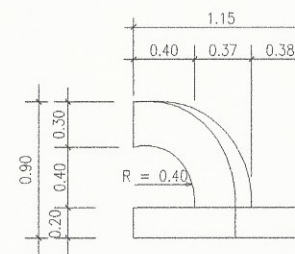
ELEVACION DE ACERA

ESCALA 1/25



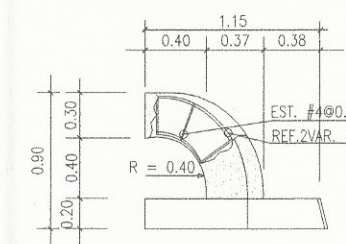
DETALLE DE ARMADO

ESCALA 1/25



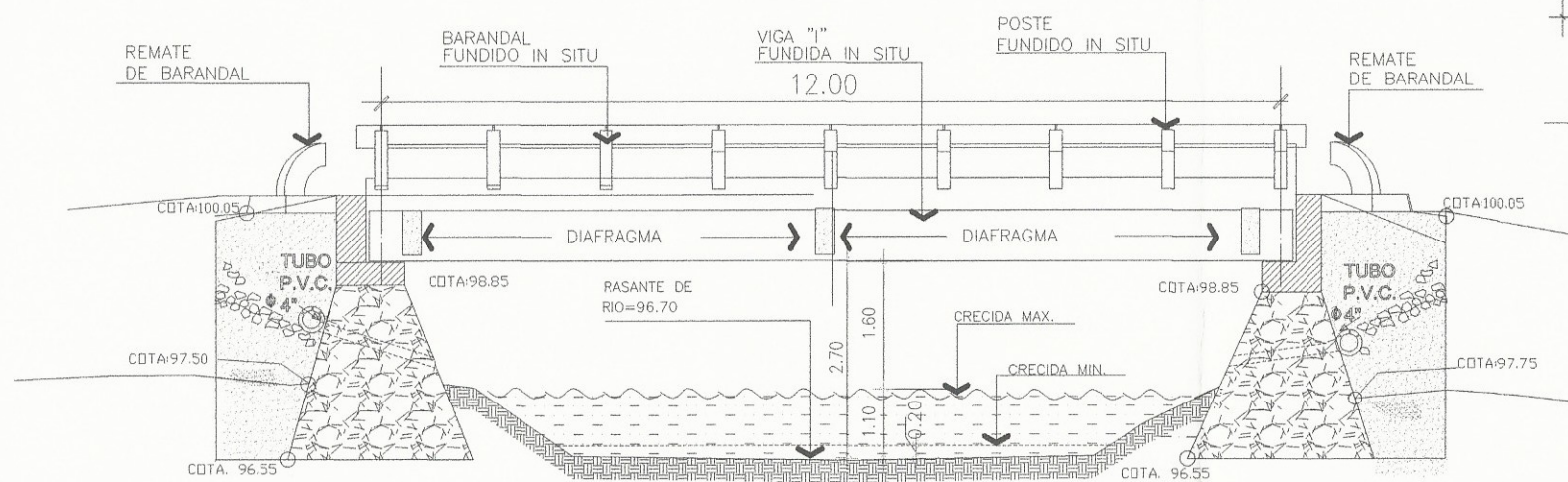
DETALLE DEL REMATE

ESCALA 1/20



DETALLE DE ARMADO

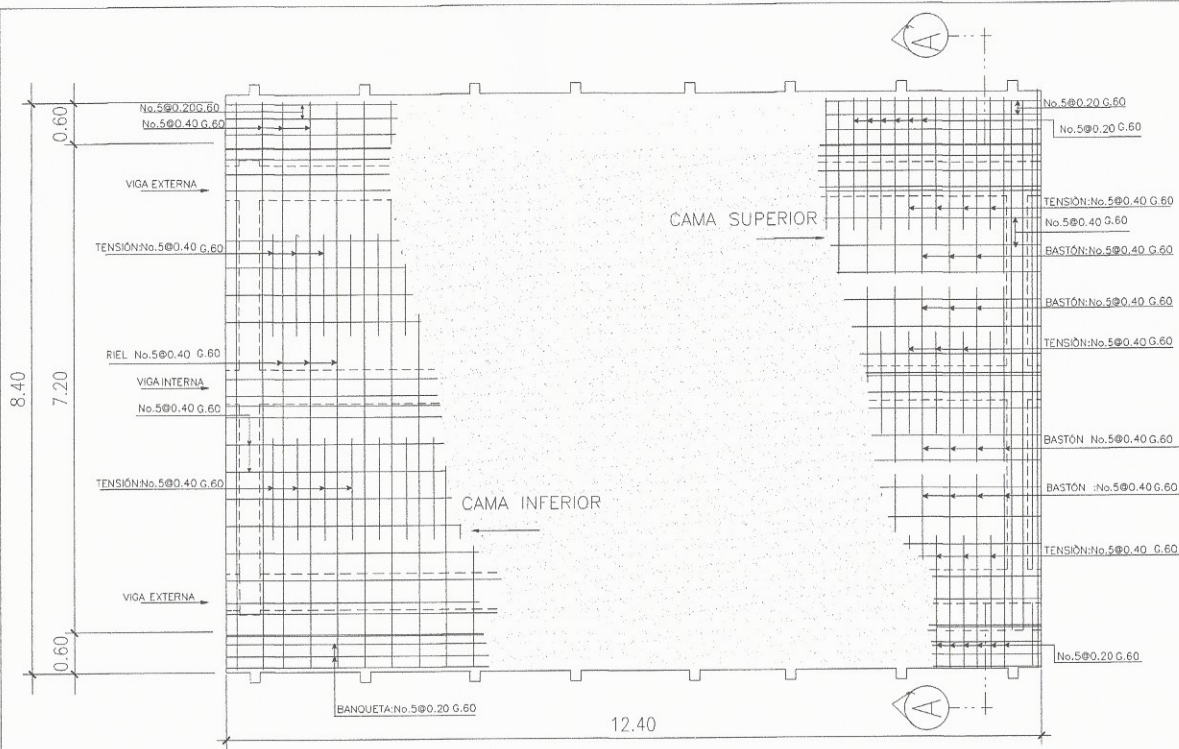
ESCALA 1/20



SECCION A-A

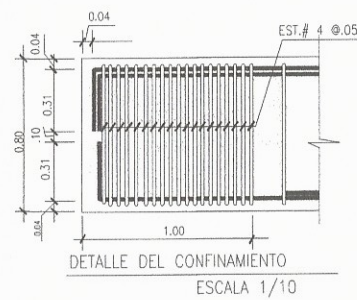
ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.			
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.			
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO		ESCALA: INDICADA	
UBICACIÓN: QUE COMUNICA A LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.		FECHA: MARZO 2012	
DISEÑO: CARLOS SOFOIFA		DIBUJO: CARLOS SOFOIFA	
CALCULO: CARLOS SOFOIFA		REVISOR: ING. S. V. DOMÍNGUEZ	
REVISOR: ING. S. V. DOMÍNGUEZ		V.S. AUTORIDADES	
CONTENIDO: PLANTA GENERAL, SECCION, ELEVACION			HOJA No. 3 6

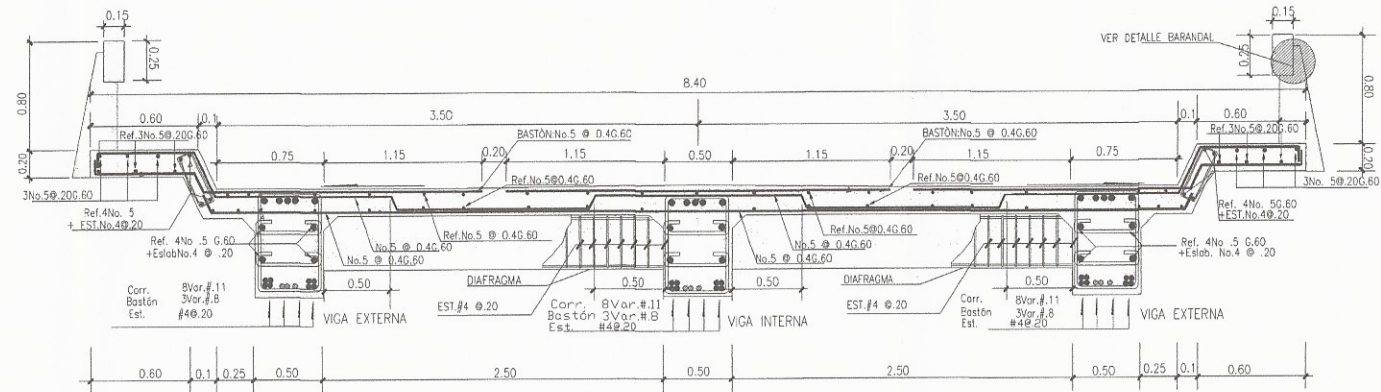


ARMADO DE LOSA ESCALA 1:50

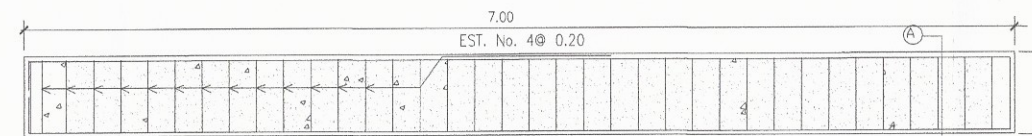
NOTA:
EL GRADO DE ACERO EN LAS VARILLAS LONGITUDINALES ES GRADO 60
EL GRADO DE ACERO DE LOS ESTRIOS EN LA VIGA INTERMEDIA-VIGA EXTERNA ES GRADO 60



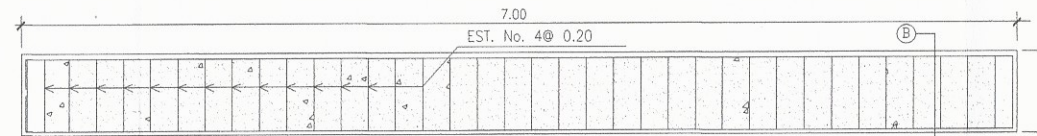
DETALLE DEL CONFINAMIENTO ESCALA 1/10



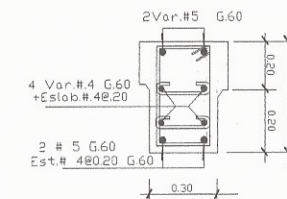
SECCION A-A ESCALA : 1/50



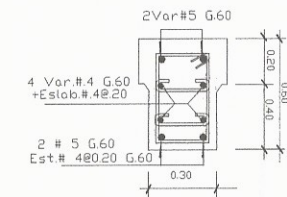
DIAFRAGMA EXTERNO ESCALA : 1/50



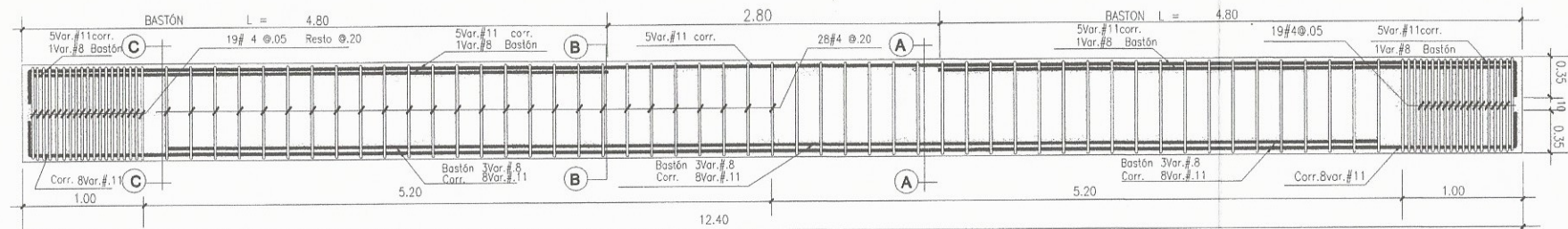
DIAFRAGMA INTERNO ESCALA : 1/50



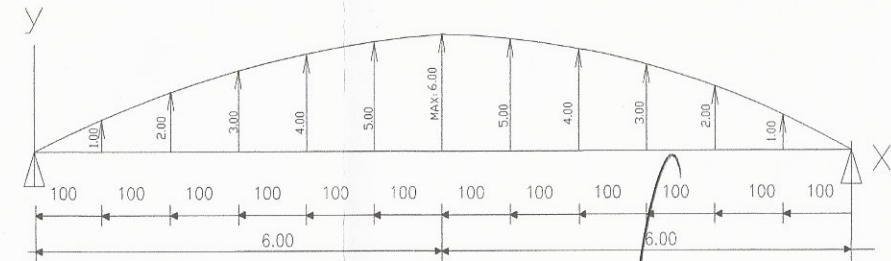
SECCION A-A ESCALA:1/50



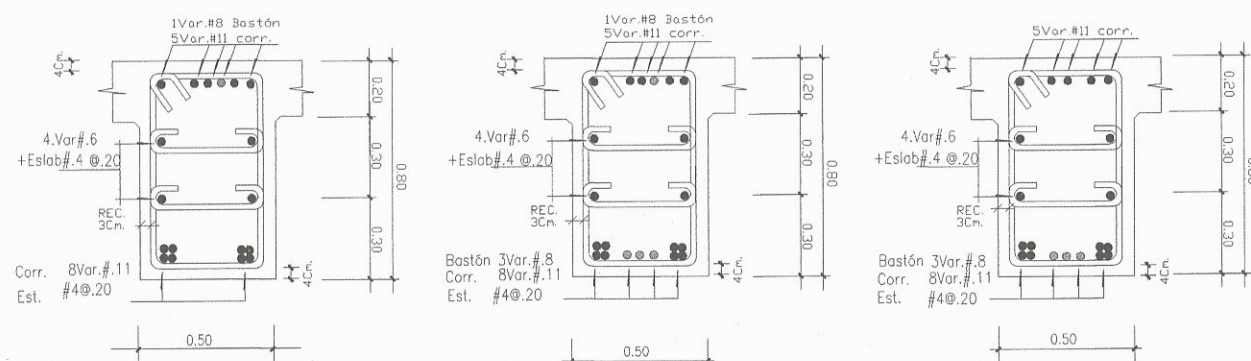
SECCION B-B ESCALA:1/50



VIGA INTERMEDIA - VIGA EXTERNA ESCALA : 1/25



CONTRAFLECHA ESCALA : 1/50



SECCION C-C ESCALA : 1/25

SECCION B-B ESCALA :1/25

SECCION A-A ESCALA :1/25

SIMBOLOGIA

HIERRO CORRIDO	
BASTÓN	

ELEMENTO	VOLUMEN	CANTIDAD	CANTIDAD NETA
VIGA INTERMEDIA	13.01 M3	1.00	13.01 M3
VIGA EXTERNA	13.01 M3	2.00	26.02 M3
LOSA	35.00 M3	1.00	35.00 M3
DIAFRAGMA INTERNO	1.85 M3	1.00	1.85 M3
DIAFRAGMA EXTERNO	1.85 M3	2.00	3.70 M3
VIGA APÓYO	10.01 M3	2.00	20.02 M3
MORDIENTE	1.48 M3	2.00	2.96 M3
POSTES	1.21 M3	18.00	1.21 M3
BARANDA	1.30 M3	18.00	1.30 M3
CORTINA	2.88 M3	2.00	5.76 M3



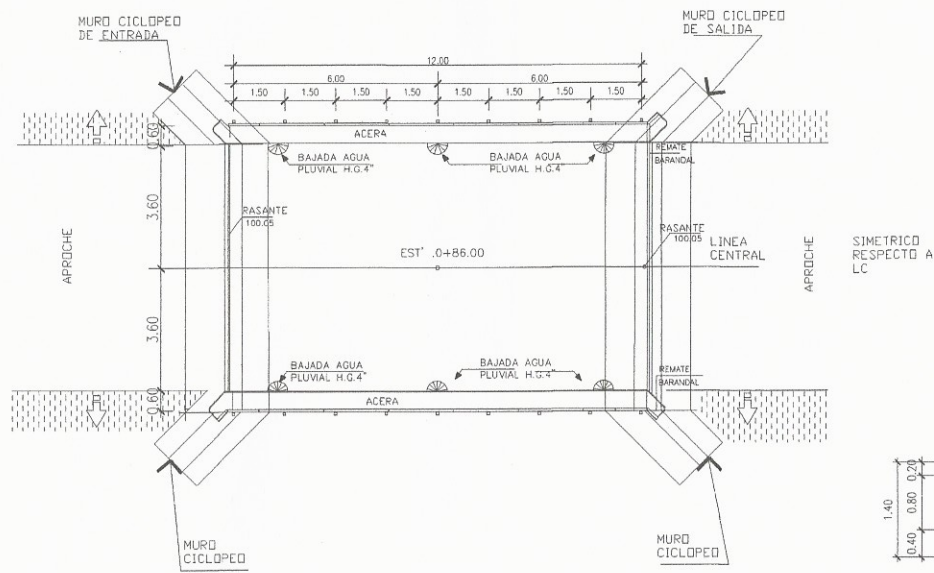
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.C.
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO
UBICACIÓN: QUE COMUNICA A LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS
CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA

ESCALA:
INDICADA.
FECHA:
MARZO :2012
DIBUJO:
CARLOS SOFOIFA

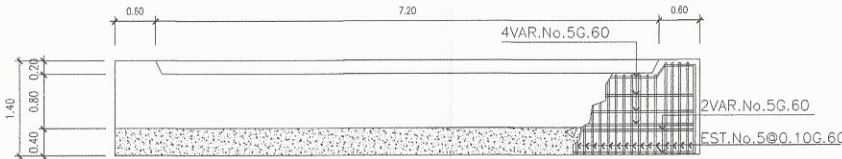
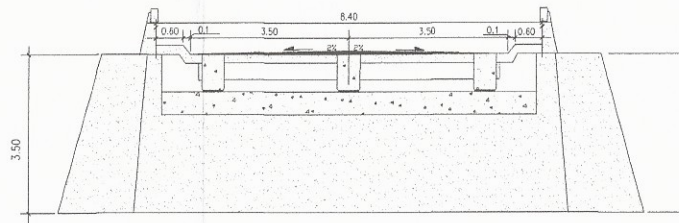
DISENO:	CALCULO:	REVISO:	Vo.Bo. AUTORIDADES
CARLOS SOFOIFA	CARLOS SOFOIFA	ING. SILVIO PINO SANCHEZ	
REVISO:		Vo. Bo. Ing.	

CONTENIDO:	CONFINAMIENTO	HOJA No.
ARMADO DE LOSA , VIGA PRINCIPAL, DIAFRAGMAS, CONTRAFLECHA		4 6



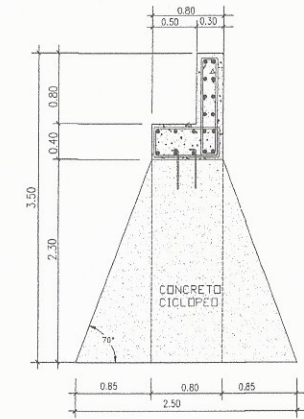
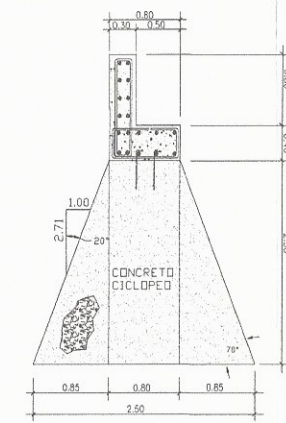
PLANTA ACOTADA

ESCALA 1:50



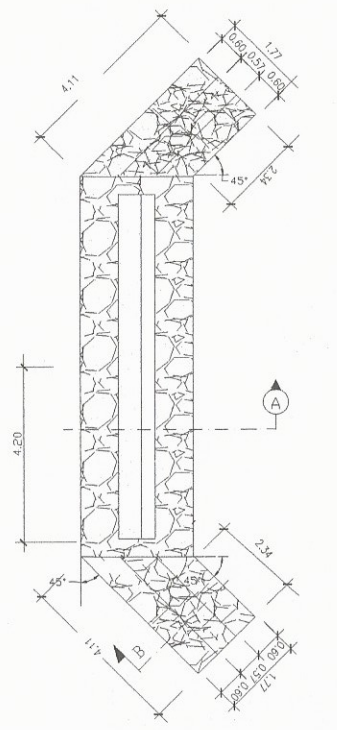
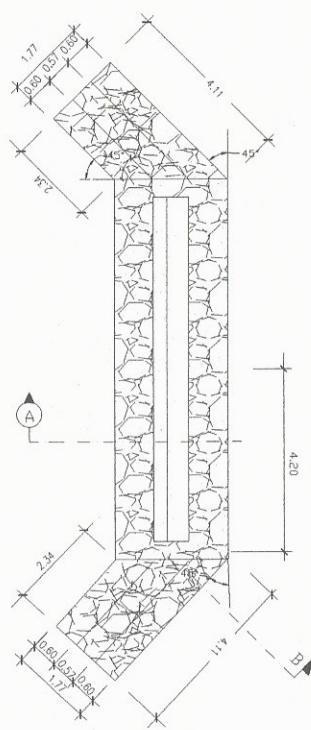
CURTINA Y VIGA DE APOYO

ESCALA 1:50

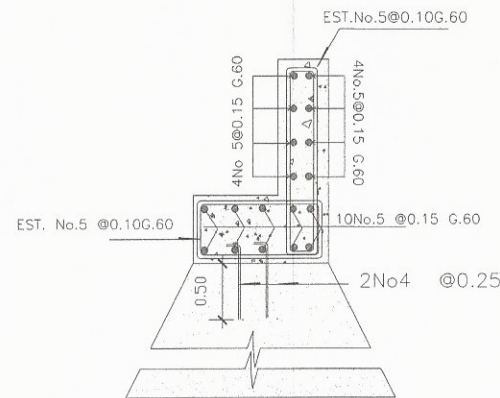


CABEZAL IZQ.

CABEZAL DER.

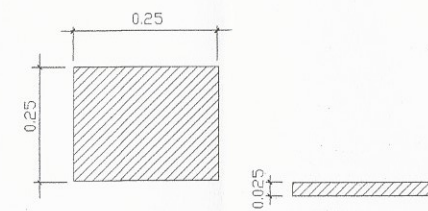


MUROS CABEZALES



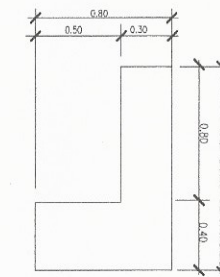
VIGA DE APOYO

ESCALA 1/20



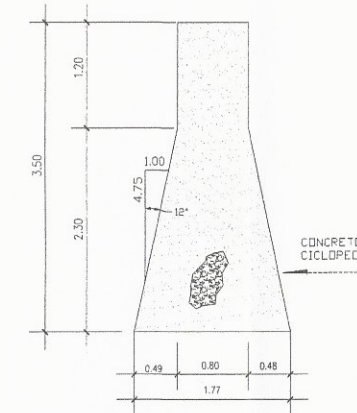
NEOPRENO

ESCALA 1/10

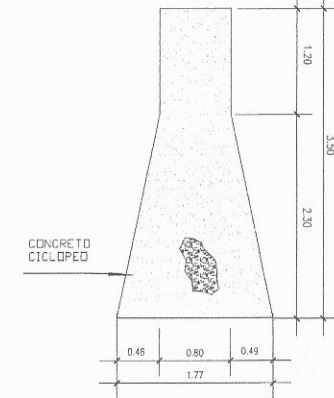


GEOMETRIA

ESCALA 1/20

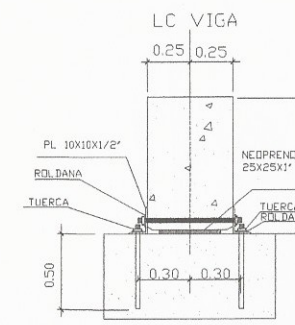


SECCION B-B



SECCION B-B

ELEMENTO	VOLUMEN	CANTIDAD	CANTIDAD NETA
ALETONES DE CONCRETO CICLOPEO	12.28 M3	2.00	24.56 M3
MURO CABEZAL DE CONCRETO CICLOPEO	63.84 M3	2.00	74.00 M3
VIGA DE APOYO	2.56 M3	2.00	5.12 M3
CURTINA	1.92 M3	2.00	3.84 M3



ALZADO

ESCALA 1/50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.

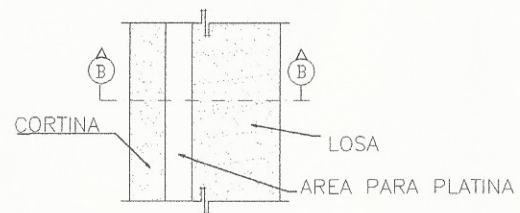
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO
 UBICACION: QUE COMUNICA A LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS
 CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.

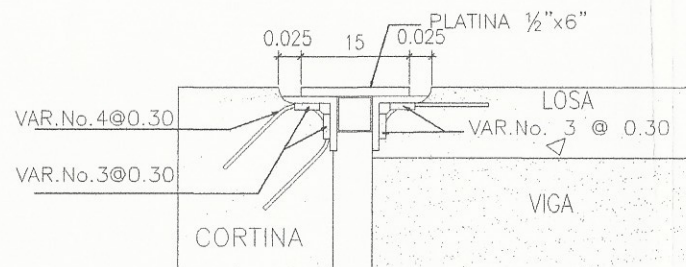
ESCALA: INDICADA.
 FECHA: MARZO 2012
 DIBUJO: CARLOS SOFOIFA

DISENO: CARLOS SOFOIFA	CALCULO: CARLOS SOFOIFA	REVISOR: INC. SILVO RODRIGUEZ	Vo.Bo AUTORIDADES
REVISOR:	Vo.Bo. Ing.		

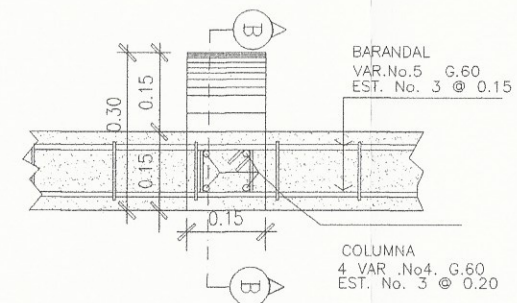
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA, MUROS CABEZALES, VIGA APOYO, CURTINA	HOJA No. 5 6
---	--------------



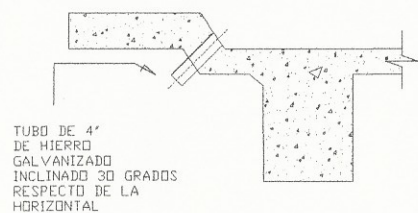
DETALLE PLATINA
ESCALA 1:20



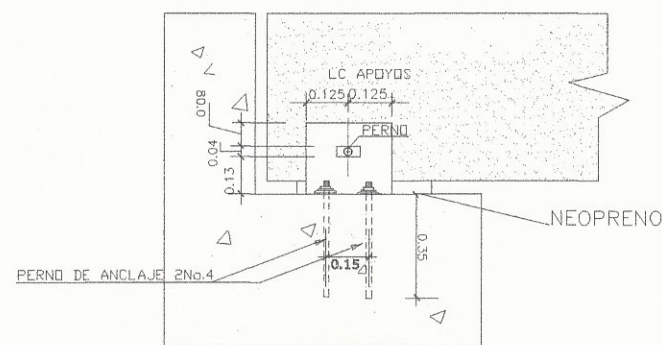
SECCION B - B. PLATINA
ESCALA 1:1



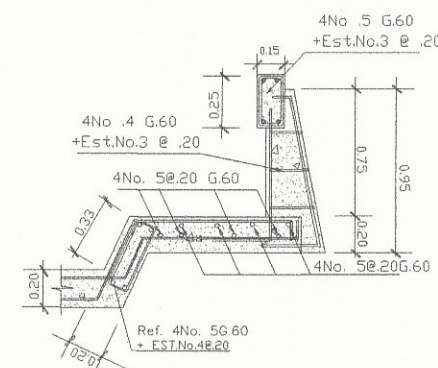
DET. BARANDAL
SIN ESCALA



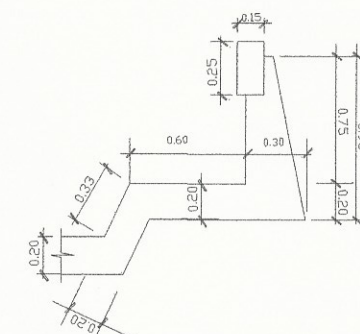
DETALLE DE DRENAJE
ESCALA: 1/20



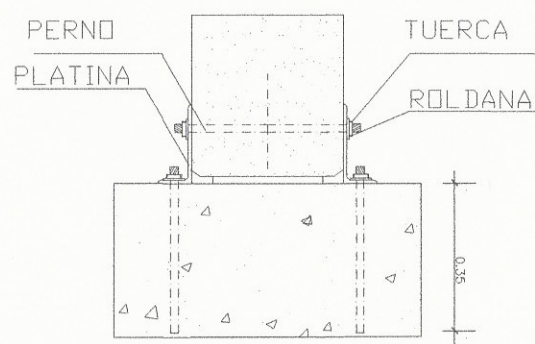
ELEVACION
ESCALA: 1/50



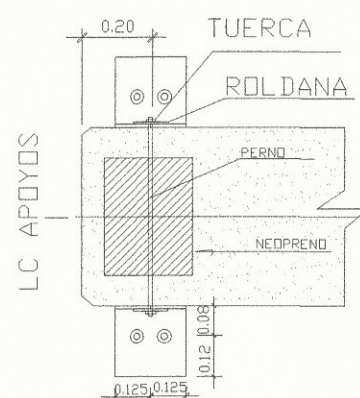
DET. BARANDAL SECCION B-B
ESCALA: 1/20



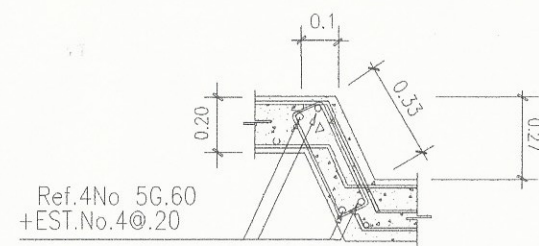
GEOMETRIA BARANDAL
ESCALA: 1/20



ALZADO
SIN ESCALA



PLANTA
SIN ESCALA



DETALLE DEL MORDIENTE
ESCALA: 1/12.5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA U.S.A.C.
FACULTAD DE INGENIERIA, EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO REFORZADO
UBICACIÓN: QUE COMUNICA A LA COMUNIDAD DE LOS OLIVOS CON LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.
ESCALA: INDICADA.
MARZO :2012
DIBUJO: CARLOS H. SOFOIFA

DISEÑO:	CALCULO:	REVISOR:	Vg.Bo. AUTORIDADES
CARLOS H. SOFOIFA	CARLOS H. SOFOIFA	ING. SILVIO RODRIGUEZ	
REVISOR:		Vg. Bo. Ing.	

CONTENIDO: DETALLES, BARANDAL, PLATINA, ANCLAJES, MORDIENTE, ALZADO
HOJA No. 6 6