



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL  
PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO  
DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

**Francisco Raúl Andrino López**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, abril de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL  
PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO  
DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**FRANCISCO RAÚL ANDRINO LÓPEZ**  
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ABRIL DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

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

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio Josué Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL  
PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO  
DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 5 de abril de 2011.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Francisco Raúl Andrino López', is written over a large, faint circular watermark or stamp.

**Francisco Raúl Andrino López**



Guatemala, 08 de febrero de 2013  
Ref.EPS.DOC.162.02.13

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Francisco Raúl Andrino López** con carné No. **200313260**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA”**.

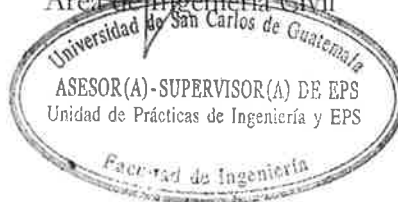
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
MAAO/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,  
14 de febrero de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Francisco Raúl Andrino López, No. de Carnet 2003-13260 quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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 ENSEÑADA A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,  
11 de marzo de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Francisco Raúl Andrino López, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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.



Guatemala, 15 de marzo de 2013  
Ref.EPS.D.239.03.13

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Francisco Raúl Andrino López**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Inga.   
Inga. Sigrid Alitza Calderon de Leon  
Directora Unidad de EPS



Universidad de San Carlos de Guatemala  
DIRECCION DE LEON DE LEON  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

SACdL/ra





El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Francisco Raúl Andrino López, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonei Montenegro Franco



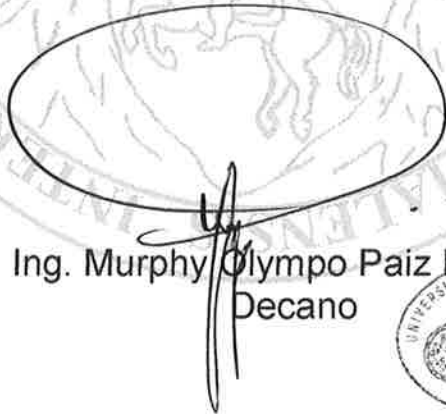
Guatemala, abril 2013

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CHIQUITO, MUNICIPIO DE EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Francisco Raúl Andrino López**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano



Guatemala, abril de 2013

## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por ser una importante influencia en mi carrera, y llenar mi vida de muchas bendiciones.
- Mis padres** Francisco Raúl Andrino García  
Flora Octavila López García de Andrino
- Mis hermanos** Nestor Alejandro, Christian Fernando, y Diego Adolfo Andrino López  
Que este sea uno de tantos triunfos en la familia.
- Mis abuelos** Raúl Andrino García  
Alfonso López y López  
Bertila García Contreras de Andrino  
Amalia García de López
- Mis tíos** Que sin sus consejos y ayuda no estuviera culminando esta meta, pero muy especialmente a mi tía Bertila López de Elvira quien ha sido como una segunda madre para mí.
- Mis amigos** A todos los que me han acompañado en las buenas y en las malas que Dios los bendiga

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>La Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser una importante influencia en mi vida, y abrirme sus puertas.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por ser una importante influencia en mi carrera, y haberme formado como un profesional.
<b>Mis padres</b>	Todo lo que soy y espero ser se lo debo a la enseñanza de mis padres.
<b>Ing. Manuel Ariivillaga</b>	Por su valiosa ayuda y colaboración durante la elaboración de este proyecto.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XIII
GLOSARIO.....	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS .....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1. Monografía del municipio de El Progreso, Jutiapa .....	1
1.1.1. Aspectos físicos .....	1
1.1.1.1. Ubicación y localización .....	1
1.1.1.2. División Política.....	2
1.1.1.3. Clima.....	4
1.1.1.4. Hidrografía .....	5
1.1.1.5. Orografía.....	6
1.1.1.6. Producción agrícola.....	6
1.1.1.7. Producción no agrícola.....	8
1.1.1.8. Población .....	8
1.1.2. Aspectos de infraestructura.....	9
1.1.2.1. Vías de acceso.....	9
1.1.2.2. Servicios públicos .....	10
1.1.2.3. Organización Comunitaria .....	10

2.	DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR.....	13
2.1.	Descripción general de proyecto .....	13
2.2.	Normas a utilizar .....	14
2.3.	Levantamiento topográfico .....	14
2.3.1.	Planimetría .....	15
2.3.2.	Altimetría .....	15
2.4.	Partes de un drenaje .....	15
2.4.1.	Colector .....	15
2.4.2.	Pozos de visita .....	16
2.4.3.	Conexiones domiciliarias .....	17
2.4.3.1.	Caja o candela.....	17
2.4.3.2.	Tubería secundaria.....	17
2.5.	Diseño de sistema sanitario .....	18
2.5.1.	Período de diseño .....	18
2.5.2.	Población futura .....	19
2.6.	Determinación de caudales .....	19
2.6.1.	Población tributaria.....	20
2.6.2.	Dotación de agua potable.....	20
2.6.3.	Factor de retorno del sistema .....	21
2.6.4.	Caudal Sanitario .....	21
2.6.5.	Caudal domiciliar .....	22
2.6.6.	Caudal industrial.....	22
2.6.7.	Caudal comercial.....	22
2.6.8.	Caudal por conexiones ilícitas .....	23
2.6.9.	Caudal por infiltración.....	23
2.6.10.	Caudal medio .....	24
2.6.11.	Factor de caudal medio .....	24
2.6.12.	Factor de Harmond.....	25

2.6.13.	Caudal de diseño .....	26
2.7.	Fundamentos hidráulicos .....	26
2.7.1.	Ecuación de Manning para flujo de canales .....	27
2.7.2.	Relaciones hidráulicas .....	29
2.8.	Parámetros de diseño hidráulico.....	30
2.8.1.	Coeficientes de rugosidad.....	30
2.8.2.	Sección llena y parcialmente llena .....	30
2.8.3.	Velocidades máximas y mínimas .....	31
2.8.4.	Diámetro de colector .....	32
2.8.5.	Profundidad de colector .....	32
2.8.6.	Profundidad mínima del colector .....	33
2.8.7.	Ancho de zanja .....	34
2.8.8.	Volumen de excavación .....	35
2.8.9.	Cotas Invert .....	35
2.8.10.	Ubicación de pozos de visita.....	36
2.8.11.	Profundidad de los pozos de visita.....	37
2.8.12.	Características de las conexiones domiciliarias .....	37
2.8.13.	Diseño hidráulico .....	39
2.9.	Desfogue .....	43
2.10.	Ubicación.....	43
2.11.	Propuesta de tratamiento.....	43
2.11.1.	Fosas sépticas .....	45
2.11.1.1.	Diseño de fosas sépticas .....	47
2.11.1.2.	Dimensionamiento de los pozos de absorción .....	62
2.12.	Administración, operación y mantenimiento.....	69
2.12.1.	Conexión domiciliar.....	70
2.12.2.	Línea central .....	71
2.12.3.	Pozos de visita.....	72

2.12.4.	Fosas sépticas .....	73
2.13.	Elaboración de planos .....	74
2.14.	Elaboración de presupuesto .....	75
2.15.	Evaluación de Impacto Ambiental Inicial (EIAI) .....	76
2.15.1.	Marco legal .....	76
2.15.2.	Impactos ambientales.....	77
2.15.3.	Plan de gestión ambiental .....	78
2.15.4.	Medidas de mitigación .....	79
2.15.4.1.	En construcción .....	79
2.15.4.2.	En operación .....	80
2.16.	Evaluación socioeconómica .....	80
2.16.1.	Valor Presente Neto .....	80
2.16.2.	Tasa Interna de Retorno .....	81
3.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO CHIQUITO .....	85
3.1.	Descripción del proyecto del puente vehicular .....	85
3.1.1.	Especificaciones de diseño .....	85
3.1.2.	Normas a utilizar.....	86
3.2.	Levantamiento topográfico .....	86
3.3.	Estudio hidrológico.....	87
3.3.1.	Cálculo de caudal máximo.....	87
3.4.	Estudio de suelos.....	94
3.5.	Diseño de la súper estructura.....	98
3.5.1.	Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa.....	99
3.5.2.	Diseño de losa.....	101
3.5.2.1.	Integración de cargas .....	102



3.5.2.2.	Cálculo de momentos por líneas de influencia.....	103
3.5.2.2.1.	Momento debido a carga muerta.....	105
3.5.2.2.2.	Momento debido a carga viva.....	106
3.5.2.2.3.	Momento debido a carga de impacto.....	107
3.5.2.2.4.	Momento último.....	108
3.5.2.3.	Cálculo de refuerzo .....	108
3.5.2.3.1.	Cálculo de refuerzo transversal cama inferior .....	108
3.5.2.3.2.	Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior .....	110
3.5.2.3.3.	Cálculo de refuerzo transversal cama superior .....	111
3.5.2.4.	Diseño de pasamanos.....	112
3.5.2.4.1.	Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes.....	113
3.5.2.4.2.	Cálculo de refuerzo .....	115
3.5.2.5.	Diseño de banqueteta .....	117
3.5.2.5.1.	Integración de carga muerta y carga viva .....	117
3.5.2.5.2.	Cálculo de refuerzo .....	119
3.5.3.	Diseño de vigas .....	120

3.5.3.1.	Fracción de sobre carga .....	121
3.5.3.2.	Fracción de carga .....	122
3.5.3.3.	Fracción de carga por eje .....	123
3.5.3.3.1.	Reacción de la carga que absorbe la viga ....	124
3.5.3.4.	Cálculo del momento por carga muerta .....	126
3.5.3.5.	Cálculo de porcentaje de impacto .....	128
3.5.3.6.	Cálculo de momento total .....	128
3.5.3.7.	Cálculo de acero de refuerzo .....	129
3.5.3.8.	Diseño a corte .....	131
3.5.3.8.1.	Esfuerzo cortante por carga muerta.....	132
3.5.3.8.2.	Esfuerzo por sobre carga .....	133
3.5.3.8.3.	Esfuerzo por corte último .....	134
3.5.3.8.4.	Cálculo de refuerzo cortante.....	135
3.5.4.	Diseño de diafragma .....	137
3.5.4.1.	Diseño de diafragma interno .....	138
3.5.4.2.	Diseño de diafragma externo .....	140
3.6.	Diseño de la subestructura.....	141
3.6.1.	Análisis y diseño de la estructura de apoyo .....	142
3.6.1.1.	Empuje de tierra (E).....	142
3.6.1.2.	Cálculo de fuerza longitudinal (FL) ....	144
3.6.1.3.	Cálculo por sismo .....	144
3.6.1.4.	Combinación de cargas para momento.....	144

	3.6.1.5.	Cálculo de refuerzo .....	145	
	3.6.1.6.	Diseño a corte .....	146	
	3.6.1.7.	Diseño de la viga de apoyo .....	147	
	3.6.1.8.	Diseño de apoyo elastomérico (Neopreno) .....	148	
3.6.2.		Análisis y diseño de estribos .....	153	
	3.6.2.1.	Revisión del estribo .....	155	
		3.6.2.1.1. Revisión del muro sin superestructura .....	157	
		3.6.2.1.2. Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	158	
		3.6.2.1.3. Revisión del muro con sismo.....	160	
3.7.		Medidas de protección para puentes .....	162	
	3.7.1.	Medidas hidráulicas para protección de puentes ..	163	
		3.7.1.1. Estructuras longitudinales .....	164	
			3.7.1.1.1. Protección del talud del dique .....	165
			3.7.1.1.2. Protección del talud de la orilla superior .....	166
3.8.		Evaluación de impacto ambiental .....	168	
3.9.		Presupuesto .....	170	
3.10.		Evaluación económica .....	172	
	3.10.1.	Valor Presente Neto (VPN) .....	172	
	3.10.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR) .....	173	
3.11.		Elaboración de planos .....	175	

CONCLUSIONES .....	177
RECOMENDACIONES .....	179
BIBLIOGRAFÍA .....	181
ANEXOS .....	183

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación de El Progreso, Jutiapa y proyectos .....	2
2.	Partes de un pozo de visita .....	16
3.	Ilustración de canal .....	27
4.	Esquema de ingresos y egresos para el proyecto .....	81
5.	Variación del VPN debido a la TIR .....	82
6.	Parámetros A, B y n de estación hidrométrica.....	88
7.	Valores indicativos de coeficiente de escorrentía .....	89
8.	Gráfico de función exponencial para TIR .....	90
9.	Hidrograma unitario sintético P.R. 2 años .....	91
10.	Hidrograma unitario sintético P.R. 10 años .....	92
11.	Hidrograma unitario sintético P.R. 30 años .....	93
12.	Sección trasversal de la súper estructura.....	102
13.	Líneas de influencias en vigas .....	104
14.	Diagrama de momentos .....	106
15.	Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos.....	112
16.	Detalles de cargas aplicadas para el diseño de banquetas .....	117
17.	Diagrama de distribución de sobre carga .....	122
18.	Diagrama de cargas por eje .....	123
19.	Diagrama de cuerpo libre para carga viva .....	124
20.	Diagrama de corte y momento por carga muerta .....	126
21.	Diagrama de carga muerta.....	127
22.	Esquema de armado de viga.....	131
23.	Diagrama de cuerpo libre debido a carga muerta para corte en viga .	132

24.	Diagrama de posición de carga que producen corte máximo.....	134
25.	Diagrama de corte máximo (Vmax) .....	135
26.	Refuerzo a corte en viga.....	137
27.	Refuerzo de diafragma interno.....	139
28.	Refuerzo de diafragma externo.....	141
29.	Geometría de la cortina y viga de apoyo.....	143
30.	Esquema de armado de viga de apoyo.....	148
31.	Propiedades de diferente durezas elastoméricas .....	149
32.	Detalle de armado de apoyos elastoméricos .....	153
33.	Estribo de concreto ciclópeo.....	155
34.	Zonas a proteger a la orilla de un cauce .....	165
35.	Esquema de ingresos y egresos para el proyecto .....	172
36.	Variación del VPN debido a la TIR.....	173

## TABLAS

I.	Centros poblados y habitantes del municipio de El Progreso, Jutiapa.....	3
II.	Datos meteorológicos estación La Ceibita .....	4
III.	Principales productos de acuerdo al volumen de producción y extensión cultivada, 2002 .....	7
IV.	Especificaciones hidráulicas .....	29
V.	Coeficientes de rugosidad para distintas clases de tuberías.....	30
VI.	Profundidades mínimas para evitar rupturas.....	33
VII.	Ancho libre de zanjas, según profundidad de diámetro de tubería [Ancho de zanja en (cm)].....	34
VIII.	Dimensiones de fosa No. 2 y No. 3.....	62
IX.	Presupuesto del drenaje sanitario.....	75
X.	Periodos de retorno .....	89

XI.	Caudal máximo .....	90
XII.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo .....	95
XIII.	Cálculo del momento de volteo producido por el peso del estribo .....	156
XIV.	Cálculo de momento estabilizante debido al muro .....	156
XV.	Cálculo del momento estabilizante sin carga viva (ME) .....	161
XVI.	Cuadro de impactos ambientales para puente vehicular .....	169
XVII.	Presupuesto del puente sobre el río Chiquito .....	170
XVIII.	Cronograma de ejecución físico-financiero.....	171





## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>A</b>	Área de la tubería (en caso a/A) expresada en m <sup>2</sup>
<b>A</b>	Área del terreno (en caso Q=CIA) expresada en Ha
<b>a</b>	Área que ocupa el tirante en la tubería expresada en m <sup>2</sup>
<b>Cant</b>	Cantidad
<b>Q</b>	Caudal a sección llena en tuberías expresada en m <sup>3</sup> /s
<b>qdis</b>	Caudal de diseño
<b>C</b>	Coefficiente de escorrentía superficial
<b>n</b>	Coefficiente de rugosidad
<b>D</b>	Diámetro de la tubería expresada en metros
<b>Dist</b>	Distancia
<b>Est</b>	Estación
<b>FH</b>	Factor de Harmond
<b>hab</b>	Habitantes
<b>I</b>	Intensidad de lluvia
<b>L/hab/día</b>	Litros por habitante por día
<b>PVC</b>	Material fabricado a base de cloruro de polivinilo
<b>Máx</b>	Máxima
<b>m<sup>2</sup></b>	Metros al cuadrado
<b>m<sup>3</sup></b>	Metros cúbicos
<b>m<sup>3</sup>/s</b>	Metros cúbicos por segundo
<b>m/s</b>	Metros por segundo

<b>mm/h</b>	milímetros por hora
<b>Min</b>	Mínima
<b>S</b>	Pendiente
<b>S%</b>	Pendiente en porcentaje
<b>P</b>	Población
<b>P.V.</b>	Pozo de visita
<b>P.U.</b>	Precio unitario
<b>P.O.</b>	Punto observado
<b>R</b>	Radio
<b>Rh</b>	Radio hidráulico
<b>a/A</b>	Relación de área de flujo / área a sección llena
<b>q/Q</b>	Relación de caudal / caudal a sección llena
<b>d/D</b>	Relación de profundidad de flujo / profundidad a sección llena
<b>v/V</b>	Relación de velocidad de fluidos / velocidad a sección llena
<b>r</b>	Tasa de crecimiento de la población, expresado en porcentaje
<b>U</b>	Unidad
<b>V</b>	Velocidad a sección llena de la tubería expresada en m/s
<b>v</b>	Velocidad del flujo en la tubería expresada en m/s

## GLOSARIO

<b>Aguas negras</b>	El agua que se ha utilizado en actividades domésticas, comerciales o industriales.
<b>Candela</b>	Fuente donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce éstas mismas, al colector del sistema de drenaje.
<b>Carga de sismo</b>	Estas cargas son las que se conocen con el nombre de cargas laterales; son puramente dinámicas. Una de las características de estas cargas es que su aplicación es en un corto período de tiempo.
<b>Carga muerta</b>	Comprende todas las cargas de elementos permanentes de la construcción, incluyendo la estructura en sí, pisos, vidrieras, rellenos, tabiques fijos, equipo permanente fijo anclado.
<b>Carga viva</b>	Es la carga que deberá soportar la estructura debido al uso u ocupación de la misma.
<b>Caudal de diseño</b>	Suma de los caudales que se utilizarán para diseñar un tramo de drenaje.
<b>COCODE</b>	Consejo Comunitario de Desarrollo.

<b>Concreto</b>	Es el material utilizado para fundir el refuerzo de la mampostería, logrando que este trabaje eficientemente.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son más gruesos.
<b>Concreto reforzado</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
<b>Conexión</b>	Tubería que conduce las aguas negras desde el domiciliar interior de la vivienda, hasta la candela.
<b>Densidad de vivienda</b>	Relación existente entre el número de viviendas por unidad de área.
<b>Dotación</b>	Estimación de la cantidad de agua que se consume en promedio por habitante diariamente.
<b>Especificaciones</b>	Son normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto.
<b>Estribo</b>	Muro que soporta a la superestructura y transmite el peso al suelo.

<b>Fórmula de Manning</b>	Fórmula para determinar la velocidad de un flujo en canal abierto; esta fórmula se relaciona con la rugosidad del material con que está construido el canal, la pendiente y el radio hidráulico de la sección.
<b>Fuerza de sismo</b>	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
<b>Losa</b>	Elemento estructural, plano, que soporta directamente las cargas vehiculares y las trasmite a diferentes apoyos.
<b>Mortero</b>	Es una mezcla con materiales aglomerantes utilizada para unir las unidades de mampostería.
<b>Pozo de visita</b>	Estructura subterránea que sirve para cambiar de dirección, pendiente, diámetro, y para iniciar un tramo de tubería.
<b>Puente</b>	Estructura que permite librar obstáculos como accidentes geográficos o afluentes y cuerpos de agua.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a subestructura.
<b>TIR</b>	Es la tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero, o sea el interés que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos. Es la tasa interna de retorno.
<b>VPN</b>	Es el Valor Presente Neto. Se basa en la creencia de que el valor del dinero se ve afectado por el tiempo.

## RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene el diseño del sistema de drenaje sanitario para el caserío El Porvenir y diseño del puente sobre el río Chiquito en la cabecera municipal, ambos en el municipio de El Progreso y departamento de Jutiapa.

En el caserío El Porvenir se diseñó la red de drenaje sanitario, así como sus pozos de visita necesarios para un correcto funcionamiento. Para este proyecto se propone la utilización de una tubería de PVC y se proponen 48 pozos de visita que permitirán que el sistema trabaje adecuadamente, así como, la utilización de un conjunto de fosas sépticas, cada una con sus respectivos pozos de absorción, para darle un tratamiento primario a las aguas residuales y que estas no sean tan nocivas para el medio ambiente.

Sobre el río Chiquito el proyecto constará de un puente. El puente a diseñar contará con una vía, de 16 metros de largo por 3,40 metros de ancho y banquetas laterales de 0,90 metros. Contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, viga de apoyo, cortinas, vigas principales, diafragmas, losa de rodadura, drenajes, banquetas de concreto armado y barandales, la carga de diseño será H15 - 44.

Para ambos proyectos se ha elaborado el respectivo presupuesto de ejecución, así también, el juego de planos que servirá como una guía para la construcción futura de los proyectos priorizados y diseñados en el presente documento.





## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar el sistema de drenaje sanitario para el caserío El Porvenir, y el diseño del puente sobre el río Chiquito, municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa.

### **Específicos**

1. Elaborar una investigación de tipo diagnóstico para determinar las necesidades de servicios básicos e infraestructura en el caserío El Porvenir y el municipio del Progreso, Jutiapa.
2. Capacitar a los integrantes del Comité Comunal de Desarrollo para que estos a su vez sean voceros de la información adquirida, acerca de la operación y mantenimiento del sistema de drenaje sanitario que funcionara en el caserío El Porvenir.
3. Proveer a los vecinos de El Progreso, Jutiapa de un puente que les provea una mejor circulación y un acceso más rápido en la región sur de la cabecera municipal.



## INTRODUCCIÓN

Para construir y tener una mejor Guatemala, se necesita del trabajo y voluntad de quienes se comprometen en ayudar, es por eso que la Universidad de San Carlos y las municipalidades de todo el país han venido trabajando de la mano desde hace bastante tiempo, en el cual se han desarrollado proyectos de toda categoría, siendo estos de toda índole, especialmente del ramo de la ingeniería civil.

Para conocer las deficiencias de las comunidades fue necesaria una investigación de tipo diagnóstico en coordinación tanto de las autoridades municipales, como del consejo comunal de desarrollo, para determinar las necesidades de servicios básicos e infraestructura en el caserío El Porvenir y la cabecera municipal de El Progreso.

La construcción del sistema de drenaje en el caserío El Porvenir es de suma importancia, ya que se incluyen entre los servicios básicos que requiere una comunidad para el desarrollo y progreso de la misma y para evitar focos de contaminación. Este proyecto reduciría un alto porcentaje de los problemas que se tienen en el sector salud, al mismo tiempo mejorarían las condiciones de vida de los vecinos de este sector en específico.

En el caso del puente sobre el río Chiquito, servirá para mejorar la circulación entre la parte sur de la cabecera municipal y para tener un mejor acceso con la aldea Las Flores de dicho municipio.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía del municipio de El Progreso, Jutiapa**

El municipio de El Progreso departamento de Jutiapa, cuenta con aspectos físicos de relevancia, así como de infraestructura ya que es uno de los municipios más pujantes del departamento.

### **1.1.1. Aspectos físicos**

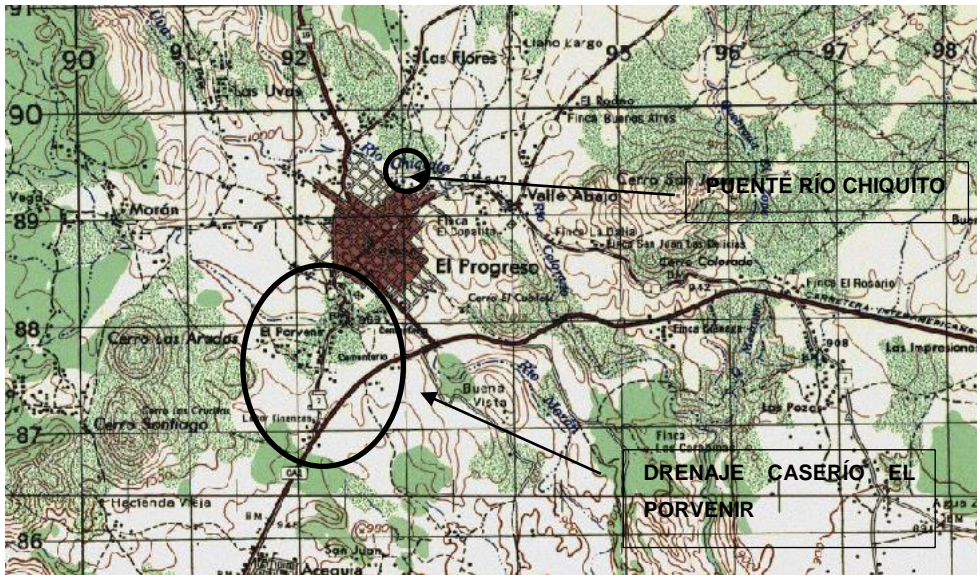
El clima, la hidrografía y orografía son un aspecto fundamental en la vida de El Progreso departamento de Jutiapa, debido a que este municipio la principal fuente de producción es la ganadería y la agricultura como medio de subsistencia.

#### **1.1.1.1. Ubicación y localización**

El municipio de El Progreso, Jutiapa se encuentra situado en la parte noroeste del departamento, en la Región IV o Región Sur-Oriental.

El municipio El Progreso dista 128 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala y 11 de la cabecera departamental de Jutiapa. Colinda al norte con el municipio de Monjas, departamento de Jalapa; al sur y oeste con el municipio de Jutiapa, al este con los municipios de Santa Catarina Mita y Asunción Mita del departamento de Jutiapa. Además, está ubicado en la parte oeste dentro de la cuenca del río Ostúa.

Figura 1. **Ubicación de El Progreso, Jutiapa y proyectos**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Se encuentra a una altura de 969 metros sobre el nivel del mar (msnm), en latitud norte 14° 21' 18" y longitud oeste de 89° 50' 56".

### 1.1.1.2. **División Política**

La cabecera municipal del municipio de El Progreso lleva su mismo nombre, cuenta con ocho aldeas, seis caseríos, cinco fincas, un parcelamiento y un paraje (Dirección Municipal de Planificación -DMP-, 2012).

Tabla I. Centros poblados y habitantes del municipio de El Progreso, Jutiapa.

Tabla I. **Centros poblados y habitantes del municipio de El Progreso, Jutiapa**

<b>CENTROS POBLADOS</b>	<b>CATEGORÍA</b>	<b>POBLACIÓN</b>
El Progreso	Pueblo	<b>8 508</b>
Acequia	Aldea	<b>1 009</b>
La Carabina	Finca	<b>45</b>
Ciénega	Finca	<b>193</b>
El Pino	Caserío	<b>245</b>
El Conejo	Caserío	<b>54</b>
El Peñoncito	Aldea	<b>577</b>
El Ovejero	Aldea	<b>2 006</b>
El Rodeo	Caserío	<b>152</b>
El Limón	Finca	<b>19</b>
Parcelamiento El Ovejero	Caserío	<b>564</b>
Las Flores	Aldea	<b>1 808</b>
Las Uvas	Aldea	<b>687</b>
Las Piletas	Aldea	<b>745</b>
Laguna de Retana	Caserío	<b>246</b>
Morán	Aldea	<b>1 672</b>
El Porvenir	Caserío	<b>1 010</b>
Pozas de Agua	Caserío	<b>808</b>
Valle Abajo	Aldea	<b>885</b>
El Rosario II	Finca	<b>47</b>
Las Delicias	Finca	<b>37</b>
La Dalia	Finca	<b>18</b>

Fuente: Dirección Municipal de Planificación (DMP) El Progreso, Jutiapa.

### 1.1.1.3. Clima

Por su altura moderada de 969 metros sobre el nivel del mar (msnm), el municipio de El Progreso tiene un clima agradable con una temperatura media anual de 19 a 24 grados Celsius. Es ligeramente baja en los meses de noviembre a febrero y cálida de marzo a junio, aspecto muy importante que le permite la adaptación de variados cultivos. La estación lluviosa abarca los meses de mayo a octubre. En algunas ocasiones tiene inviernos con poca precipitación, o bien, períodos secos prolongados, dentro de éstos, los vientos son de norte a suroeste, y los fuertes se hacen sentir en períodos discontinuos y especialmente en los meses de noviembre a marzo.

Para la obtención de los siguientes datos se aboco al Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), ya que dicho municipio no cuenta con una estación meteorológica propia, se aconsejó que se utilizará la estación de la ceibita, ubicada en el municipio de Monjas, departamento de Jalapa, considerando que es el municipio más cercano al interesado.

Dicha estación se encuentra a una altura de 960 metros sobre el nivel del mar (msnm), en latitud norte 14° 29' 34" y longitud oeste de 89° 52' 32".

Tabla II. **Datos meteorológicos estación La Ceibita**

<b>PARÁMETRO</b>	<b>DIMENSIONAL</b>	<b>RANGO DE MUESTRA (AÑOS)</b>	<b>PROMEDIO</b>
Temp. Media	°C	1990 – 2011	23,12
Temp. Máxima	°C	1990 – 2011	23,78



Continuación de la tabla II.

Temp. Mínima	°C	1990 – 2011	14,16
Temp. máxima absoluta	°C	1990 – 2011	34,58
Temp. mínima absoluta	°C	1990 – 2011	6,28
Humedad relativa media	%	1990 – 2011	72,00
Lluvia	mm	1990 – 2011	1 058,12
Días de lluvia	Días	1990 – 2011	92,00
Evaporación Piche	mm	1990 – 1998	10,00
Evotranspiración	mm	1990 – 2011	5,22
Brillo solar	Horas	1990 – 2009	279,72
Nubosidad	Octas	1990 – 2011	5,00
Velocidad del viento	km/hr.	1990 – 2011	6,58

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

#### 1.1.1.4. Hidrografía

El municipio se encuentra dentro de la subcuenca del lago Guija, específicamente en la cuenca Ostúa-Guija.

Dentro del municipio El Progreso, departamento de Jutiapa se localizan los siguientes ríos: Chiquito y Ovejero al norte, Colorado al este y Moran al oeste y sur. La vertiente hidrográfica que recorre el municipio está en el valle de drenaje del río Lempa, que desemboca en el océano Pacífico. Además se localizan en el municipio las quebradas, Las Uvas, De La Cueva, San Jerónimo, Honda y El Zope.

El caudal de los ríos ha disminuido debido al uso intensivo de los recursos forestales, en las partes altas de las cuencas hidrográficas, por los fenómenos climáticos y a la fuerte presión que se ejercen sobre ellos, para la utilización en los sistemas de riego de los diferentes cultivos existentes en el área. Otro recurso hidrográfico importante del municipio, lo constituye la laguna de Retana, que en la época lluviosa, acumula o capta grandes cantidades de agua que son utilizadas en la época seca para el riego de cultivos agrícolas.

#### **1.1.1.5. Orografía**

En el municipio existen 13 cerros denominados: Calderas, Colorado, El Cubilete, El Tecolote, El Sombrerito, La Piedrona, La Lomita, Las Aradas, Las Crucitas, Loma Alta, San Cristóbal, San Juan y Santiago. Asimismo, cuenta con un volcán llamado Tahual y un paraje denominado Cruce Cinco Calles.

#### **1.1.1.6. Producción agrícola**

La producción agrícola es uno de los sectores de la actividad productiva que tiene importante participación dentro de la economía del municipio, en la cual influyen activamente el clima y sus suelos, características esenciales, que favorecen el desarrollo de dicha actividad.

El mayor porcentaje de la población económicamente activa de sexo masculino, se dedica a la agricultura, desarrollando los cultivos de tomate, cebolla, maíz, frijol, chile pimiento y arroz; productos que generan mayores recursos económicos por volumen de producción y por área cultivada y otros menos importantes como el tabaco y brócoli. La mayor riqueza en la agricultura está concentrada en la Laguna de Retana, debido a la humedad que mantiene el suelo durante todo el año. El tomate constituye el cultivo predominante en el

municipio, se realizan dos cosechas, lo cual permite que este producto esté presente durante todo el año.

Tabla III. **Principales productos de acuerdo al volumen de producción y extensión cultivada, 2002**

Producto	Producción total	Unidad de medida	Área total cultivada (ha)
Tomate	22 045	Cajas	27
Cebolla	1 346	Quintal	14
Maíz	10 377	Quintal	234
Chile Pimiento	2 112	Cajas	5,60
Arroz	409	Quintal	12
Frijol	2 382	Quintal	129,50

Fuente: Diagnóstico socioeconómico, potencialidades productivas y propuestas de inversión. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ciencias Económicas, Ejercicio Profesional Supervisado, 2002.

En relación a producción, el tomate es el que tiene el mayor volumen, en vista que este producto en su totalidad es para la venta. Por consiguiente, los productores se benefician al obtener mejores ingresos y la población por la generación de empleo. Otros productos cuentan con menor producción, dentro de éstos se pueden mencionar: chile pimiento, arroz y frijol, lo que incide en la extensión de manzanas cultivadas. El maíz se cultiva en mayor número de manzanas, debido a que aproximadamente el 90 % de ésta se destina al autoconsumo y la diferencia a la venta.

#### **1.1.1.7. Producción no agrícola**

El municipio de El Progreso, además de que es un municipio productor agrícola, se concentra en la producción de arroz, porque el clima del mismo presenta las condiciones favorables para el secado a un costo bajo, que no existe en otra parte de la República, en virtud que en este municipio se procesa aproximadamente el 80 % del consumo nacional, sin descuidar la demanda internacional.

La infraestructura instalada para esta producción, en la actualidad la integran catorce beneficios de arroz, con una capacidad procesadora de 65,000 quintales anuales cada uno, que se encargan de transformar, tanto el arroz producido en el área como el que proviene de otras zonas arroceras del país; y para realizar dicha actividad utilizan mano de obra local que contribuye a incrementar el nivel de empleo. También es importante menciona que cuenta con la existencia de dos fábricas de confección de ropa deportiva, los cuales son proveedores importantes en la región, pero existe poca participación de inversionistas que se interesen en la actividad industrial, por el alto costo de la tecnología y el tamaño del mercado, podemos mencionar otros productos que son de gran importancia, como lo son los siguientes: zapaterías, carpinterías, herrerías, panaderías.

#### **1.1.1.8. Población**

Según datos proporcionados por el INE en el XI de población y VI de habitación, el municipio de El Progreso, departamento de Jutiapa tenía en el último censo un total de 18 194 habitantes. Teniendo una extensión territorial de 60 km<sup>2</sup> teniendo una densidad poblacional de 268 hab/km<sup>2</sup> .Siendo esta cifra de

la población un 60,20 % (10 953) del área rural y el 39,80 % (7 241) en el área urbana.

## **1.1.2. Aspectos de infraestructura**

Por ser un municipio cercano a la CA-1 el municipio de El Progreso cuenta con importantes vías de acceso y de comunicación con municipios circunvecinos tanto del departamento de Jutiapa a la vez también del departamento de Jalapa, así como servicios públicos básicos que cubre en sus comunidades antes mencionadas.

### **1.1.2.1. Vías de acceso**

Las vías de comunicación terrestre de Jutiapa a El Progreso y de Jalapa al Progreso, se encuentran en buen estado, el 80 % es de carreteras asfaltadas y caminos de terracería transitables en toda época del año hacia las diferentes aldeas y caseríos del municipio.

Carretera CA-1, llamada también carretera Panamericana, que comunica a la ciudad capital con El Salvador, en su recorrido pasa por la cabecera departamental de Jutiapa y a un costado del municipio El Progreso. Esta carretera está asfaltada.

Carretera CN-19, entronca con la carretera CA-1, une El Progreso con el departamento de Jalapa. Esta carretera favorece la comercialización y el desplazamiento de personas, lo que beneficia el turismo y productos agrícolas con la ciudad de Guatemala y con El Salvador.

El municipio cuenta con los siguientes caminos de acceso:

- JUT-07 aldea Las Flores – aldea El Ovejero 8 km. Asfaltada y 8km. de terracería.
- JUT-04 El Progreso – Santa Catarina Mita 33 km. Asfaltada
- CR Progreso – Río Morán 7,3 km. de terracería
- CR Aldea El Porvenir – El Progreso, terracería.

La cabecera municipal de El Progreso es atravesada por la carretera Internacional del Pacífico CA-2 totalmente asfaltada contando además, con acceso al resto de comunidades del área rural, pero con caminos de tercería, que en general, se encuentra en regulares condiciones para el tránsito de vehículos todo el año.

#### **1.1.2.2. Servicios públicos**

Se cuenta con energía eléctrica pública y domiciliar, agua potable, servicio de transporte, servicio telefónico, escuelas primarias y secundarias, centros de salud.

#### **1.1.2.3. Organización comunitaria**

La organización se comprende como una unidad social conscientemente coordinada, compuesta de dos o más personas, que funciona de manera relativamente consecuyente para alcanzar una meta o conjunto de metas comunes.

En el municipio se determinó que existen comités de tipo social, entre ellos: desarrollo local y promejoramiento, que cubren necesidades tales como: agua potable, energía eléctrica, construcción de escuelas, mantenimiento de carreteras, letrización, entre otros.

Además de que cada barrio, aldea y caserío cuentan con Comités Comunitarios de Desarrollo (COCODE).





## **2. DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PORVENIR**

### **2.1. Descripción general de proyecto**

El proyecto consistirá en diseñar el sistema de drenaje sanitario para la el caserío El Porvenir, el cual tiene 235 viviendas.

El presente diseño contempla 2 713,69 metros lineales de tubería PVC de 6 pulgadas de diámetro que por sus características hidráulicas, bajo coeficiente de rugosidad y manejabilidad brinda la condiciones adecuadas en cuanto a construcción y funcionamiento, así como su fácil instalación y manejo de los mismos, 48 pozos de visita de altura variable según sea la necesidad y la pendiente del terreno, que estarán conformados de ladrillo tayuyo de 0,15 x 0,10 x 0,20 metros, con tapadera de concreto armado de 0,89 metros de diámetro, 228 conexiones domiciliarias con tubos concreto de 16 pulgadas de diámetro, que se conectarán a la red principal con una tubería de 4 pulgadas de diámetro colocando una silleta entre la conexión domiciliar y la red principal.

Debido a la topografía del lugar se determinó que se debe diseñar tres redes independientes, debido a contrapendientes, presencia de barrancos, peñascos y por lo tanto habrá tres descargas en las cuales se construirá un sistema de tratamiento a base de fosa séptica y pozo de absorción para cada red y así dar un tratamiento adecuado a las aguas servidas, el terreno con el que se cuenta en la comunidad para la fosas cumple con requerimientos de no ocasionar problemas de carácter sanitario a las comunidades situadas aguas

abajo, ya que no están cerca de ningún nacimiento de agua y además son los puntos más bajos en el sistema de cada red.

## **2.2. Normas a utilizar**

El diseño del proyecto del sistema de drenaje sanitario para el caserío El Porvenir, ha sido realizado tomando en cuenta lineamientos que brinda el INFOM, aspectos que han sido considerados para un funcionamiento óptimo y adecuado que permitirán al sistema funcionar debidamente hasta el final del período de diseño.

Dichos lineamientos se han aplicado al presente diseño, aunque cabe mencionar que por razones económicas y constructivas algunas de las pendientes contempladas son menores al 2 %, esto implica en algunos tramos un menor volumen de excavación y principalmente una menor altura en los pozos de visita. El ahorro económico es considerable así como también el aspecto constructivo es importante, ya que de haber mantenido una pendiente mínima del 2 % en todos los tramos la altura de ciertos pozos de visita al final del sistema habría sido mayores a 10 metros, lo que habría representado un valor económico considerablemente más elevado.

## **2.3. Levantamiento topográfico**

Se llama así a la descripción y delineación detallada de la superficie de un terreno de la línea preliminar seleccionada, siguiendo las señales indicadas en el reconocimiento; el levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, donde se deberá establecer lo siguiente:

- Punto de partida

- Azimut o rumbo de salida
- Kilometraje de salida
- Cota de salida del terreno

### **2.3.1. Planimetría**

Se llama planimetría al conjunto de los trabajos efectuados para tomar en el campo los datos geométricos necesarios que permitan construir una figura semejante a la del terreno, proyectada sobre un plano horizontal.

### **2.3.2. Altimetría**

Recibe el nombre de nivelación o altimetría el conjunto de los trabajos que suministran los elementos para conocer las alturas y forma del terreno en sentido vertical.

## **2.4. Partes de un drenaje**

Las partes de un drenaje se subdividen en tramos considerados como ramal principal, así como ramal secundario o conexiones domiciliarias, entre estas podemos mencionar, pozos de visita, colector central así como las candelas domiciliarias.

### **2.4.1. Colector**

Es el conjunto de tuberías o sucesión de tramos que recibe y conduce las aguas negras indeseables de la población al lugar de descarga, estas deben de cumplir con ciertas especificaciones y una de las principales es que funcionan

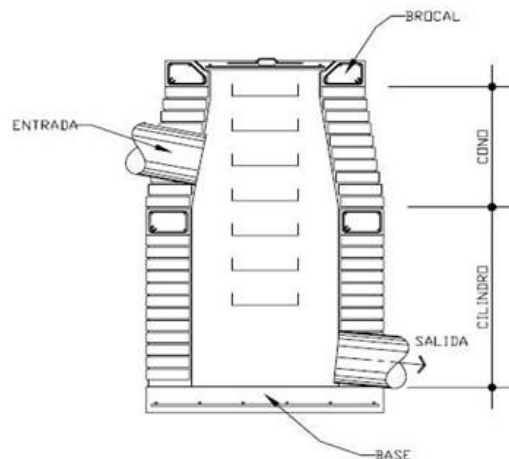
como un canal abierto, esto significa, que las tuberías nunca trabajan a sección llena. Por lo tanto:

$$q_{dis.} < Q_{secc. \text{ llena}}$$

### 2.4.2. Pozos de visita

Sirven para verificar el buen funcionamiento de la red de tubería, así como para efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento; se pueden construir de cualquier material, siempre que sea impermeable y duradero dentro del periodo de diseño. Los pozos de visita son estructuras caras, por lo que deben estudiarse las diversas alternativas que existen para su construcción; el material más utilizado es el ladrillo tayuyo de punta, fundidos en obra, o bien de tubería de 36 pulgadas de diámetro.

Figura 2. Partes de un pozo de visita



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

La diferencia de Cotas Invert entre las tuberías que entran y salen de un pozo de visita será, como mínimo, de 0,03 metros. Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita sea menor que el diámetro interior de la que sale, la diferencia de Cotas Invert será, como mínimo, la diferencia de dichos diámetros. Cuando la diferencia sea mayor que 0,70 metros, deberá diseñarse un accesorio especial que encauce el caudal con un mínimo de turbulencia.

### **2.4.3. Conexiones domiciliarias**

Tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al drenaje central. Constan de las siguientes partes:

#### **2.4.3.1. Caja o candela**

La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor de la caja será de 45 centímetros. Si fuese circular tendrá un diámetro no menor de 16 pulgadas; deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones. El fondo tiene que ser fundido de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y pueda llevarla al sistema de drenaje central. La altura mínima de la candela será de un metro.

#### **2.4.3.2. Tubería secundaria**

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro mínimo de 6 pulgadas

en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC, debe tener una pendiente mínima de 2 %, a efecto de evacuar adecuadamente los desechos.

La conexión con la alcantarilla central se hará en el medio diámetro superior y a un ángulo de 45° aguas abajo. Al realizar el diseño del drenaje deben considerarse las alturas en la cuales se encuentran las casas con relación al drenaje central y con esto no profundizar demasiado la conexión domiciliar, aunque en algunos casos resulta imposible por la topografía del terreno, y deben considerarse otras formas de realizar dicha conexión.

Para este caso las conexiones domiciliarias tendrán:

- Candela será con tubo de concreto de 16 pulgadas de diámetro
- Colector secundario con tubería PVC, de 4 pulgadas de diámetro.
- Silleta tipo Y con conexión de 4 a 6 pulgadas.

## **2.5. Diseño de sistema sanitario**

Para realizar el diseño del sistema sanitario, es importante siempre contar con el respaldo de un censo de la población a beneficiar, ya que estos datos estadísticos será de vital importancia al momento de realizar nuestros cálculos.

### **2.5.1. Período de diseño**

El período de diseño de un sistema de drenaje es el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio con una eficiencia aceptable. Este período varía de acuerdo con el crecimiento de la población, capacidad de administración, operación y mantenimiento entre otros. El período estimado para este proyecto es de 25 años.

### **2.5.2. Población futura**

El estudio de la población se efectúa con el objeto de estimar la población futura, para lo cual se hace necesario determinar el período de diseño y hacer un análisis de los censos existentes.

El crecimiento de una población es afectado por factores como: nacimientos, anexiones, muertes y migración. Para obtener la proyección del crecimiento de la población, se pueden utilizar distintos métodos, y dicha proyección se hace según los datos estadísticos de censos de población, realizados en el pasado.

Cálculo de la población futura:

$$Pf=Pa \times (1+ \%)^n$$

Pf: población futura

Pa: población actual

‰: índice de crecimiento de población anual (según INE)

n : número de años

### **2.6. Determinación de caudales**

El caudal final que obtendremos en los cálculos estará regido en base al tipo de población donde se realizara el proyecto, así mismo incidirá en ello si se encuentran en el área sectores comerciales e industriales.

### **2.6.1. Población tributaria**

En este caso se obtuvo la población tributaria teniendo el número de viviendas localizadas en cada tramo, multiplicado por el número de los habitantes promedio por casa. Para el caserío El Porvenir se obtuvo la población tributaria de la siguiente forma:

$$\text{No. de habitantes} = \text{No. de casas} \times \text{Habitantes por vivienda}$$

### **2.6.2. Dotación de agua potable**

Es la cantidad de agua que se le asigna a una persona por día, y se expresa con la dimensional (litros/habitante/día).

El dar cierta dotación de agua a una comunidad, depende de ciertos factores, entre ellos: región, clima, cultura, nivel de vida, actividad, horario de servicio, administración del sistema y el precio al cual se dará al usuario.

Existen ciertos parámetros para asignar una dotación, estos dependerán de la región donde se encuentre:

- Área rural: 

{	clima frío (70 – 100) L/hab/día
	clima cálido (100 -130) L/hab/día
- Área urbana: (130 – 200) L /hab/día
- Área metropolitana: (200 – 300) L/hab/día

Todas estas dotaciones se cumplen si el aforo del abastecimiento de agua, es suficiente para satisfacer a la demanda de la población. Para el diseño



se tomó una dotación proporcionada por la municipalidad de 125 litros/habitante/día.

### **2.6.3. Factor de retorno del sistema**

El factor de retorno es el porcentaje de agua, que después de ser utilizada, vuelve al drenaje. Este valor puede oscilar entre 0,70 a 0,90. La decisión de tomar cualquiera de estos valores influirá mucho en los costos que el proyecto representará. Un valor mayor dará como resultado caudales y diámetros de tuberías grandes, lo que implicaría altos costos, por el contrario, un valor pequeño de este factor dará caudales pequeños y por consiguiente, diámetros de tuberías pequeños, por lo que se reducirían los costos. El factor de retorno para el proyecto será de 0,80.

### **2.6.4. Caudal sanitario**

El caudal sanitario está formado por las aguas servidas producto de: caudal domiciliario, industrial, comercial, por conexiones ilícitas y por infiltración.

$$Q_{san} = Q_{dom} + Q_{ind} + Q_{com} + Q_{con-ilí} + Q_{inf}$$

No se tomará en cuenta para efectos de diseño el caudal industrial, ya que no existen edificaciones de esta categoría en el lugar. De la misma manera, se elimina el caudal por infiltración, ya que se utilizará tubería PVC. El caudal sanitario se reduce a la siguiente expresión:

$$Q_{san} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{con-ilí}$$

### **2.6.5. Caudal domiciliar**

Es el agua que ha sido utilizada para la limpieza o producción de alimentos y es desechada y conducida a la red de drenaje; el agua de desecho doméstico está relacionada íntimamente con la dotación y el suministro de agua potable.

La fórmula para calcular el caudal domiciliar queda integrada de la siguiente manera:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dot} \times \text{No. hab} \times \text{FR}}{86\,400}$$

En donde:

Dot	= Dotación (L/hab/día)
No. Hab	= Número de habitantes futuros o población futura
Qdom	= Caudal domiciliar (L/s)
FR	= Factor de retorno

### **2.6.6. Caudal industrial**

En este caso no se estima caudal industrial por no existir industrias en el caserío.

### **2.6.7. Caudal comercial**

Como su nombre lo dice, es el agua desechada por las edificaciones comerciales como: hoteles, comedores, restaurantes, etc., por lo general la

dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 a 3 000 litro/comercio/día.

$$Q_{\text{com}} = \frac{\text{Dotación} \times \text{No. de comercios que hay en el lugar}}{86\,400}$$

### **2.6.8. Caudal por conexiones ilícitas**

En el área del caserío El Porvenir no existe estación hidrométrica, por tal razón, no se cuenta con datos precisos de la intensidad de lluvia, por lo tanto no se puede utilizar el método racional para calcular el caudal de conexiones ilícitas.

Según el INFOM (Instituto de Fomento Municipal), se puede estimar el valor de este caudal tomando un 10 % del caudal domiciliar, sin embargo, en áreas donde no existe drenaje pluvial, como en este caso, se puede usar un valor mayor si se adopta otro criterio de la misma institución, el cual indica que se puede tomar un 20 % del caudal domiciliar.

$$Q_{\text{con-ilí}} = Q_{\text{dom}} \times 0,20$$

### **2.6.9. Caudal por infiltración**

Es el caudal de se infiltra en el drenaje, el cual depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad de la tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de junta, la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica de la construcción. Puede calcularse de dos formas:

- En litros por hectárea

- Litros diarios por kilómetro de tubería, se incluye la longitud de las tuberías de las conexiones domiciliarias, asumiendo un valor de 6 metros por casa, la dotación de infiltración varía entre 12 000 a 18 000 L/km/día.

$$Q_{inf} = \frac{F.I. \times L.T.}{86\ 400}$$

En donde:

F.I. = Factor de infiltración

L.T. = Longitud de tubería en kilómetros

Qinf = Caudal de infiltración en L/s

Para este proyecto no se tomará en cuenta el caudal de infiltración, debido a que la tubería es de PVC.

#### **2.6.10. Caudal medio**

Es el caudal obtenido de la multiplicación del número de habitantes futuros por el factor de caudal medio. Su fórmula es:

$$Q_{med} = \text{No. hab. fut.} \times \text{f.q.m.}$$

#### **2.6.11. Factor de caudal medio**

Este valor regula la aportación de caudal en la tubería. Se obtiene de dividir el caudal sanitario entre el número de habitantes futuros. El valor del factor de caudal medio debe estar entre 0,002 y 0,005. Su fórmula es:

$$\text{f.q.m.} = \frac{Q_{san}}{\text{No. hab. fut.}}$$

En donde:

f.q.m. = Factor de caudal medio

Para facilitar la obtención de este valor las instituciones que se han dedicado al diseño de sistemas de drenaje sanitario, como el IMFOM, establecen, en base a la experiencia:

- f.q.m. = 0,0046 según INFOM
- f.q.m. = 0,0030 según Municipalidad de Guatemala
- $0,0020 \leq F_{qm} \leq 0,0050$  según DGOP (Dirección General de Obras Públicas), si el factor está entre esos dos límites, se utiliza el calculado, en cambio sí es inferior o excede se utiliza el límite más cercano.

#### **2.6.12. Factor de Harmond**

El factor de Harmond o factor de flujo instantáneo, es un factor de seguridad que involucra al número de habitantes a servir en un tramo determinado. Actúa principalmente en las horas pico, es decir, en las horas en que más se utiliza el sistema de drenaje. Es único para todo el tramo. Su fórmula es:

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

En donde:

P = Población a servir en miles

F.H. = Factor de Harmond

### **2.6.13. Caudal de diseño**

Es el caudal para el cual se diseña un tramo del sistema de drenaje, debe cumplir con los requerimientos de velocidad y tirante hidráulico.

$$Q_{\text{dis}} = \text{No. hab. fut.} \times \text{f.q.m.} \times \text{F.H.}$$

En donde:

No. hab. Fut. = Número de habitantes futuros acumulados

F. H. = Factor de Harmond

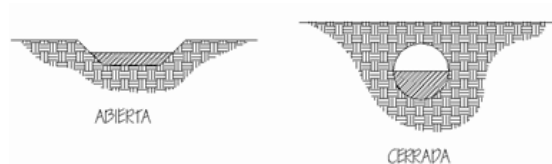
f.q.m. = Factor de caudal medio

## **2.7. Fundamentos hidráulicos**

Los sistemas de drenaje sanitario basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, que están en contacto con el aire, a los cuales se les conoce como canales. El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido.

La sección del canal puede ser abierta o cerrada, en el caso de los sistemas de drenaje se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y eventualmente a presiones producidas por los gases que se forman en el canal.

Figura 3. **Ilustración de canal**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 2.7.1. **Ecuación de Manning para flujo de canales**

El análisis y la investigación de las características del flujo hidráulico han permitido que los sistemas de drenaje, construidos con tuberías de PVC sean diseñados conservadoramente utilizando la ecuación de Manning.

La relativamente pequeña concentración de sólidos usualmente presente en las aguas negras y de tormenta, no es suficiente para hacer que el comportamiento hidráulico difiera al de agua limpia, siempre que se mantengan velocidades mínimas de auto limpieza.

En general, para simplificar el diseño de sistemas de drenaje, es aceptable asumir condiciones constantes de flujo aunque la mayoría de los sistemas de drenaje o drenaje funcionan con caudales sumamente variables. Cuando se diseña permitiendo que la altura del flujo en el conducto varíe, se considera como flujo a superficie libre; si esa condición no se cumple se dice que la tubería trabaja a presión interna.

Los valores de velocidad y caudal que corren en un canal se han estimado por medio de fórmulas desarrolladas experimentalmente, en las cuales se involucran los factores que más afectan al flujo de las aguas en el canal; una de

las fórmulas que es empleada para canales es la de Chezy para flujos uniformes y permanentes.

$$V=C\sqrt{Rh \times S}$$

En donde:

V = velocidad m/s

Rh = Radio hidráulico

S = pendiente m/m

C = Coeficiente

En la fórmula de Chezy, la constante C varía de acuerdo con la siguiente expresión:

$$C=\frac{Rh^{\frac{1}{6}}}{n}$$

Donde n, es el coeficiente de rugosidad, el cual depende del material del que está hecho el canal.

Al sustituir C en la fórmula de Chezy, se obtiene:

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

La que se conoce como la fórmula de Manning para canales abiertos y cerrados.

Donde “Rh” para una sección circular es “D/4”, obteniendo:



$$V = \frac{1}{n} \left( \frac{D \times 0,0254}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \rightarrow D = \text{en pulgadas}$$

### 2.7.2. Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y agilizar de alguna manera los resultados de velocidad y caudal, se relacionan los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcial.

Se deberá determinar los valores de la velocidad y caudal a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas, se procederá a obtener la relación de caudales ( $q/Q$ ), donde  $q$  es el caudal de diseño y  $Q$  caudal a sección llena.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

Tabla IV. **Especificaciones hidráulicas**

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de organización</b>	<b>Actividad principal que desempeña</b>
Caudal	$Q_{dis} < Q$ sec llena	$Q_{dis} < Q$ sec llena
Velocidad	0,60 < v < 3,00 (T.C.) 0,40 < v < 3,00 (PVC)	0,60 < v < 3,00 (T.C.) 0,40 < v < 4,00 (PVC)
Tirante	$0,10 \leq d/D \leq 0,75$	$d/D \leq 0,90$
Diámetro	8 pulgadas (T.C.) 6 pulgadas (PVC)	10 pulgadas

Fuente: elaboración propia.

## 2.8. Parámetros de diseño hidráulico

Estos son de vital importancia ya que inciden en la vida útil tanto de la tubería como del proyecto en sí mismo, por lo cual es de vital importancia saber que parámetros tomar para el diseño del sistema.

### 2.8.1. Coeficientes de rugosidad

El coeficiente de rugosidad “n”, el cual es adimensional y representa las características internas de la tubería y sirve para calcular las pérdidas por fricción de la tubería. Este factor o coeficiente varía en función del material de la tubería; a continuación se describe el coeficiente para las tuberías más comunes en el mercado y utilización en sistemas de drenajes:

Tabla V. **Coeficientes de rugosidad para distintas clases de tuberías**

No.	Tipo de tubería	Coeficiente de rugosidad “n”
1	PVC	0,009
2	Hierro fundido	0,013
3	Tub. Metal corrugado	0,021
4	Tubos de cemento < 24” D	0,015
5	Tubos de cemento > 24” D	0,013

Fuente: Manual de Amanco, S.A.

### 2.8.2. Sección llena y parcialmente llena

Para el cálculo de la velocidad a sección llena y parcialmente llena se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$V_{\text{sec llena}} = \frac{1}{n} \left( \frac{D \times 0,0254}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

$$V_{\text{parc llena}} = \left( \frac{v}{V} \right) \times V_{\text{sec llena}}$$

$$Q_{\text{sec llena}} = V_{\text{sec llena}} \times A$$

$$Q_{\text{parc llena}} = Q_{\text{dis}}$$

En donde:

$V_{\text{sec llena}}$  = Velocidad a sección llena m/s

$N$  = Coeficiente de rugosidad

$D$  = Diámetro de la tubería en pulgadas

$S$  = Pendiente m/m

$V_{\text{parc llena}}$  = Velocidad a sección parcialmente llena m/s

$v/V$  = relación hidráulica encontrada indirectamente

$Q_{\text{sec llena}}$  = Caudal a sección llena

$Q_{\text{parc llena}}$  = Caudal a sección parcialmente llena

$A$  = Área de la tubería

$Q_{\text{dis}}$  = Caudal de diseño

### 2.8.3. Velocidades máximas y mínimas

La velocidad de flujo está determinada por la pendiente del terreno, el diámetro de la tubería y el tipo de tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se puede determinar por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de “ $v/V$ ”, donde “ $v$ ” es la velocidad del flujo y “ $V$ ” es la velocidad a sección llena, “ $v$ ” por norma, debe ser mayor de 0,40 metros por segundo, para que no exista

sedimentación en la tubería y por lo tanto algún taponamiento, y menor o igual que 3,00 metros por segundo, para que no exista erosión o desgaste; estos datos son aplicables para tubería de PVC.

#### **2.8.4. Diámetro de colector**

En el diseño de drenaje, es uno de los elementos que hay que calcular, se debe seguir ciertas normas para evitar que la tubería se obstruya. Según las normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal, se debe utilizar para sistemas de drenaje sanitario un diámetro mínimo de 8 pulgadas cuando se utilice tubería de concreto y de 6 pulgadas cuando se utilice tubería de PVC, para las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo con tubería de concreto es de 6 pulgadas y de 4 pulgadas para PVC.

#### **2.8.5. Profundidad de colector**

La profundidad de los colectores debe ser suficiente para protegerlos contra ruptura por el tránsito pesado y para permitir que drene el accesorio más bajo que existe en los predios a servir.

La profundidad de la parte superior de la tubería, con respecto al nivel de la superficie, es normalmente de 1,20 metros a 1,60 metros.

Para el proyecto en estudio, se tomó una profundidad de tubería de 1,50 metros al inicio del tramo y el resto en un promedio de 1,80 a 1,90 metros o a la profundidad calculada.

### 2.8.6. Profundidad mínima del colector

La profundidad mínima del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno es aconsejable que sea no menor de 1,00 metros. Para este proyecto la profundidad mínima será de 1,50 metros debido a que es una zona de tráfico de transporte pesado.

Tabla VI. Profundidades mínimas para evitar rupturas

Diámetro (pulgadas)	Tránsito normal (mts)	Tránsito pesado (mts)
08	1,22	1,42
10	1,28	1,48
12	1,38	1,58
16	1,41	1,51
18	1,50	1,70
21	1,58	1,78
24	1,66	1,86
30	1,84	2,04
36	1,99	2,19
42	2,14	2,34
48	2,25	2,45
60	2,55	2,75

Fuente: elaboración propia.

### 2.8.7. Ancho de zanja

Cuando ya se tiene el replanteo de la línea central, se tiene que marcar el ancho de la zanja, de acuerdo al diámetro de la tubería diseñada, utilizando estacas, pitas de albañil y cal hidratada.

En el momento de realizarse la excavación se debe procurar mantener el ancho de la zanja. Las paredes de la zanja deben quedar a plomo, la tierra debe de alejarse a 0,75 metros de la orilla.

El ancho de la zanja es muy importante para evitar el exceso de excavación y que a la vez permita trabajar dentro de esta, a continuación se presenta una tabla de anchos de zanja,

Tabla VII. **Ancho libre de zanjas, según profundidad de diámetro de tubería [Ancho de zanja en (cm)]**

<b>Tubo pulgada</b>	<b>Menos de 1,86 m</b>	<b>Menos de 2,86 m</b>	<b>Menos de 3,86 m</b>	<b>Menos de 5,36 m</b>	<b>Menos de 6,36 m</b>
6	60	65	70	75	80
8	60	65	70	75	80
10	70	70	70	75	80
12	75	75	75	75	80
15	90	90	90	90	90
18	110	110	110	110	110
21	110	110	110	110	110
24	135	135	135	135	135

Fuente: Manual de Amanco, S.A.

En este proyecto se utilizará un ancho de zanja de 0,60 metros, por tener profundidades menores a 1,86 metros y un diámetro en las tuberías de 6 pulgadas.

### **2.8.8. Volumen de excavación**

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de la zanja, que depende del diámetro de la tubería a utilizar y la longitud entre pozos. Se puede calcular de la siguiente manera:

$$V = \left( \frac{H_1 + H_2}{2} \right) d \cdot t$$

En donde:

- V = Volumen de excavación m<sup>3</sup>
- H<sub>1</sub> = profundidad del primer pozo m
- H<sub>2</sub> = profundidad del segundo pozo m
- D = distancia entre pozos m
- T = ancho de la zanja m

### **2.8.9. Cotas Invert**

La Cota Invert es la distancia que existe entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior interior de la tubería, se debe verificar que esta Cota Invert sea, al menos, igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Las Cotas Invert se calculan con base a la pendiente del terreno y la distancia entre un pozo y otro. Se deben seguir las siguientes reglas para el cálculo de Cotas Invert:

- La Cota Invert de salida de un pozo se coloca, al menos, tres centímetros más baja que la Cota Invert de llegada de la tubería más baja.
- Cuando el diámetro de la tubería que entre a un pozo, es mayor que el diámetro de la tubería que sale, la Cota Invert de salida estará debajo de la tubería de entrada, al menos, a una altura igual al diámetro de la tubería que entra.

En este proyecto se adoptó que la diferencia de Cotas Invert entre las tuberías que entran y salen de un pozo de visita serán de 0.03 metros.

#### **2.8.10. Ubicación de pozos de visita**

Se colocarán en los siguientes puntos:

- Al inicio de cualquier ramal.
- En intersecciones de dos o más tuberías.
- Donde exista cambio de diámetro.
- En distancias no mayores de 100 m.
- En las curvas no más de 30 m.
- Alivio o cambio de pendientes y dirección.

Comúnmente los pozos de visita están en las intersecciones de las calles, entre 90 y 100 metros. El intervalo puede ser mayor cuando se utiliza tubería de PVC, que disminuye substancialmente los problemas de limpieza y mantenimiento, comparado con otros tipos de tubería que tienen pobres características de flujo y son propensos a penetración de raíces y daños.



### **2.8.11. Profundidad de los pozos de visita**

La profundidad o altura de los pozos de visita es variable, dependen principalmente de la pendiente que se requiere para que la tubería funcione con las condiciones hidráulicas de chequeo de velocidades y tirantes.

### **2.8.12. Características de las conexiones domiciliarias**

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda a un sistema de drenaje común o a un punto de desagüe. Ordinariamente al construir un sistema de drenaje, es costumbre establecer y dejar previsto una conexión en Y o en T en cada lote edificado o donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben de taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. Es conveniente que el empotramiento con el colector principal se haga en la parte superior para impedir que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

La conexión domiciliar se hace por medio de la candela (o caja de inspección), construida de mampostería o con tubos de cemento colocados de forma vertical (candelas), en el cual se une la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir con la tubería que desaguará en el colector principal: La tubería entre la candela y el colector principal debe tener un diámetro mínimo de 4" (0,10 metros) y debe colocarse con una pendiente mínima del 2 %. Se debe tomar en cuenta tres conceptos importantes que van de la mano con lo que es la conexión domiciliar.

- Colector principal

Es la tubería de mayor diámetro en el sistema, y es la que primero se debe colocar en la zanja para las posteriores conexiones del sistema. No es aconsejable conectar directamente al tubo ramales auxiliares, solo en casos especiales se conecta al tubo, de preferencia se debe llegar a un pozo de visita o a una caja de bifurcación.

Se debe tener en cuenta el principio básico de iniciar la colocación de la tubería en la parte final del sistema, es decir en la parte que la descarga, para que a medida que se vaya instalando, está en cualquier emergencia ya pueda entrar en funcionamiento.

- Candela domiciliar

La conexión se realiza por medio de una candela, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor será de 45 centímetros. Y si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de 16 pulgadas, en ambos casos debe estar impermeabilizadas por dentro y tener una tapadera para realizar las inspecciones.

- Cajas de registro

Son pozos contruidos de ladrillo o block y que integrados al sistema de drenaje sanitario tienen la misma función que los pozos de visita, que sirven para la inspección y limpieza de partes del sistema, la diferencia se marca en que estas son cajas cuadradas de ladrillo y columnas reforzadas. De estas salen y llegan tuberías; pueden ser utilizadas como principio de ramal, con el objeto de no profundizar demasiado la tubería.

### 2.8.13. Diseño hidráulico

A continuación se presenta un ejemplo para el diseño del tramo PV-3,2 al PV-3,1.

Datos para diseño:

Período de diseño	25 años
Dotación de agua potable	125 L/ha/día
Factor de retorno	0,80
Caudal de conexiones ilícitas	20 % Caudal domiciliar
Longitud del tramo	67,00 m
Población actual acumulada	258 habitantes
Población futura acumulada	478 habitantes
Tasa de crecimiento	2,50%

Caudal domiciliar

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{Dot} \times \text{No. hab} \times \text{FR}}{86\,400} = \frac{125 \text{ L/hab/día} \times 478 \text{ hab} \times 0,80}{86\,400} = 0,553 \text{ L/s}$$

Conexiones ilícitas

$$Q_{\text{con-ilí}} = Q_{\text{dom}} \times 0,20 = 0,553 \text{ L/s} \times 0,20 = 0,111 \text{ L/s}$$

Para el diseño de la red no se tomó en cuenta el caudal comercial por no existir comercios en la aldea ni el caudal de infiltración por utilizar tubería PVC.

Factor de caudal medio

Este factor por ser único en todo el tramo se calcula con la población total futura.

$$\text{f.q.m.} = \frac{0,553 + 0,111}{478} = 0,001389$$

$$\text{f.q.m.} = 0,001398 < 0,002$$

Como  $0,001389 < 0,002$ , entonces se toma como  $\text{f.q.m.} = 0,002$

Las cotas del terreno para los respectivos pozos de visita son los siguientes:

PV – 3,2 cota de terreno inicial: 98,54 m

PV – 3,1 cota de terreno final: 98,06 m

Longitud del tramo: 67,00 m

Pendiente del terreno

$$S\% = \frac{(\text{Cota Inicial}) - (\text{Cota Final})}{\text{Longitud del tramo}} * 100$$

$$S\% = \frac{(98,54) - (98,06)\text{m}}{67,00 \text{ m}} * 100 = 0,72 \%$$

Cálculo del factor de Harmond

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = \frac{18 + \sqrt{478/1000}}{4 + \sqrt{478/1000}} = 3,98$$

Caudal de diseño

$$Q_{\text{dis}} = 478 \times 0,002 \times 3,98 = 3,80 \text{ L/s}$$

Diseño hidráulico

Cálculo de la velocidad y caudal a sección llena, tomando  $d = 6 \text{ plg.}$

$$V_{\text{sec llena}} = \frac{1}{n} \left( \frac{D \times 0,0254}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0,009} \left( \frac{6 \times 0,0254}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times (0,72)^{\frac{1}{2}} = 0,595 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{sec llena}} = V_{\text{sec llena}} \times A = 0,595 \times \left( \frac{\pi \times (6 \times 0,0254)^2}{4} \right) \times 1\,000 = 10,86 \text{ L/s}$$

Relaciones hidráulicas

$$\frac{q}{Q} = \frac{3,80}{10,86} = 0,3499$$

Relación  $d/D$  y  $v/V$

Tomando el valor de  $q/Q$  se busca en las tablas de relaciones hidráulicas,  $d/D$  y  $v/V$ , y se obtienen los siguientes valores:

$$\frac{d}{D} = 0,409 \rightarrow \text{Cumple la condición } 0,10 < \frac{d}{D} < 0,75$$

$$\frac{v}{V} = 0,912068 \rightarrow \text{despejando "v" queda}$$

$$v = 0,912068 \times V_{\text{sec llena}} = 0,912068 \times 0,595 = 0,54 \text{ m/s}$$

Cálculo de la cota invert

Se procede de la siguiente forma:

$$CISpv3,2 = \text{Cota del terreno} - \text{Altura de pozo}$$

$$CISpv3,2 = 98,54 \text{ m.} - 3,03 \text{ m.} = 95,51 \text{ m.}$$

$$CIE = CISpv3,2 - \left( \frac{\text{Stubo}}{100} \right) * \text{DistH} = 95,51 - \left( \frac{0,72}{100} \right) * 67,00 \text{ m} = 95,03 \text{ m}$$

Pendiente de tubería

$$\text{Stuberia} = \frac{CIS - CIE}{\text{Dist.}} * 100$$

$$\text{Stuberia} = \frac{95,51 \text{ m.} - 95,03 \text{ m.}}{67,00 \text{ m.}} * 100 = 0,72$$

Altura del pozo

$$H = CT - CIE = (98,06 - 95,03) \text{ m} = 3,03 \text{ m.}$$

Volumen de Excavación

$$V = \left( \frac{Hpv3,2 + Hpv3,1}{2} \right) * \text{DistH} * t = \left( \frac{3,03 + 3,03}{2} \right) * 67,00 * 0,70 = 142,11 \text{ m}^3$$

## **2.9. Desfogue**

Para la localización de los puntos de desfogue se eligen las partes más bajas del sistema ya que los drenajes funcionan por acción de la gravedad.

Para el sistema de drenaje sanitario se optó por utilizar el sistema de tratamiento de aguas servidas por medio de una fosa séptica y un pozo de absorción, los cuales tienen como finalidad eliminar las bacterias que existen en el flujo de agua que pasa por el sistema y así devolverla al ambiente por medio de filtración a los mantos acuíferos de cada zona.

## **2.10. Ubicación**

Los desfogues del sistema de drenaje sanitario se ubicarán las estaciones E-3f, E-9f, E-19 (Ver planos adjuntos).

## **2.11. Propuesta de tratamiento**

- Tratamiento primario: este tratamiento reduce los sólidos sedimentables y algo del DBO. Los elementos patógenos no se reducen en forma sensible, es decir que con estos tratamientos se reduce en un porcentaje el daño al medio, pero no se protege la salud.

El tratamiento de aguas consta de diferentes características las cuales son: fosas sépticas (separa las partes sólidas del agua servida por un proceso de sedimentación), cuyos elementos básicos en la entrada a la fosa séptica son: trampa de grasas (se instala solo cuando hay grasas en gran cantidad).

Los tanques Imhoff son cámaras en las cuales pasan las aguas negras, por tener un comportamiento de digestión para un período de sedimentación. Los sedimentadores primarios se fundamentan en separar partículas por diferencia de densidad con ayuda de la fuerza de gravedad.

- Tratamiento secundario: es un método que se utiliza para la remoción de sólidos transformando los organismos no sedimentables. Durante estos procesos hay una reducción sensible del número de patógenos en especial por los procesos aeróbicos. Con esto se reduce notablemente el daño al medio ambiente al reducir DBO a valores comparables con los cuerpos receptores naturales, se reduce el riesgo a la salud, pero no se remueven nutrientes. En los cuerpos con periodo de retención prolongados aumentan la concentración a los valores que tienden a producir eutrofización.
- Tratamiento terciario: este método remueve los sólidos en especial nitratos, fosfatos y también los metales pesados. Existen muchos sistemas de tratamiento de aguas residuales, entre más avanzados sean, son más complejos en su operación y mantenimiento, por ende el costo económico es muy elevado.

Para este sistema de drenaje sanitario, se eligió el tratamiento primario, utilizando fosas sépticas para el tratamiento de las aguas negras, ya que el costo económico de construcción, operación y mantenimiento, es bajo a comparación de otros tratamientos existentes y debe estar acorde a la capacidad económica de la municipalidad.



### **2.11.1. Fosas sépticas**

La fosa séptica se caracteriza porque en ella la sedimentación y la digestión ocurren dentro del mismo tanque; con lo anterior, se evitan los problemas de complejidad de construcción y excavación profunda del tanque Imhoff. La fosa séptica consiste esencialmente en uno o varios tanques o compartimientos, en serie, de sedimentación de sólidos. La función más utilizada de la fosa séptica es la de acondicionar las aguas residuales para disposición sub-superficial en lugares donde no existe un sistema de drenaje sanitario. En estos casos sirve para:

- Eliminar sólidos suspendidos y material flotante.
- Realizar el tratamiento anaerobio de los lodos sedimentados.
- Almacenar lodos y material flotante.

La remoción de la DBO (demanda bioquímica de oxígeno) en un tanque séptico puede ser del 30 a 50 %, de grasas y aceites un 70 a 80 %, de fósforo un 15 % y de un 50 a 70 % de SS (sólidos en suspensión), para aguas residuales domésticas típicas. Para la localización de una fosa séptica se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- Para proteger las fuentes de agua, la fosa debe localizarse a más de 15 m de cualquier fuente de abastecimiento.
- La fosa no debe estar expuesta a inundación y debe disponer de espacio suficiente para la construcción del sistema de disposición o tratamiento posterior que se aplique a la misma.
- La fosa debe tener acceso apropiado para que su limpieza y mantenimiento sean fáciles.

La fosa séptica, en el cual la sedimentación y la digestión del residuo ocurren en el mismo recipiente, es el sistema más usado para adecuar el agua residual con el fin de dispersarla en el subsuelo mediante campos de infiltración o para postrarla en filtros anaerobios, filtros intermitentes de arena o procesos biológicos convencionales en el mismo sitio. En estudios realizados sobre eficiencia de las fosas sépticas se indican las siguientes conclusiones principales:

- La fosa séptica debe tener una configuración de la unidad de salida con pantalla para gases.
- La relación de área superficial a profundidad debe ser mayor de 2.
- Se debe preferir un tanque de cámaras múltiples con interconexiones similares a las de la unidad de salida.

Se recomiendan la utilización de una fosa solamente para:

- Áreas desprovistas de redes públicas de drenajes.
- Alternativa de tratamiento de aguas residuales en áreas que cuentan con redes de drenajes locales.
- Retención previa de los sólidos sedimentables, cuando la red de drenaje presente diámetros reducidos.
- No está permitido que les entre: aguas de lluvia, ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento.
- Los efluentes de fosas sépticas no deben estar dispuestos directamente en un cuerpo de agua superficial. Deben ser tratados adicionalmente para mejorar la calidad del vertimiento.

## Funciones de las fosas sépticas

Los desechos sólidos caseros sin ningún tratamiento obstruirán fácilmente casi todas las formaciones más porosas de grava, la fosa séptica acondiciona las aguas negras para que estén en capacidad de infiltrarse con mayor facilidad en el subsuelo. Se deduce entonces que, la función más importante de una fosa séptica, es asegurar la protección para conservar la capacidad de absorción del suelo.

Para lograr esta protección deberá cumplirse tres funciones básicas:

- Eliminación de sólidos
- Proceso biológico de descomposición
- Almacenamiento de natas y lodos

### **2.11.1.1. Diseño de fosas sépticas**

#### Dimensionamiento

La capacidad total de un tanque séptico se determina de diferentes maneras con base en la población servida o con base en el caudal afluente y el tiempo de retención.

El diseñador debe seleccionar una metodología de diseño que garantice el correcto funcionamiento del sistema teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Rendimiento del proceso de tratamiento.
- Almacenamiento de lodos.
- Amortiguamiento de lodos.

- Amortiguamiento de caudales pico.

Este proyecto constará de tres ramales que funcionarán totalmente independientes uno de otro, la razón es porque se complica unirlos para formar uno solo, ya que se presentan barrancos, peñascos, etc., los cuales al evaluarlos resulta altamente costoso unir dichos ramales. De acuerdo con el volumen generado de aguas residuales de una de las redes del sistema de drenaje sanitario para el caserío El Porvenir el caudal total de aguas residuales a futuro es de 284,62 litros por segundo.

Considerando que para un caudal como este se necesitaría una fosa séptica de más de 44 metros de largo, 15 de ancho y 5 de alto, lo que dificultaría su construcción y no sería funcional puesto que el tiempo requerido para llenarla sería de 25 años y no proveería un tratamiento adecuado a las aguas residuales, se ha optado por la construcción de 3 fosas para cada red, diseñadas para un caudal futuro de 5, 10 y 25 años, debiendo para el diseño de cada una restar el caudal que reciben las fosas anteriores. A continuación se desarrolla el diseño de cada fosa séptica. Se analizó para cada red del sistema y se llegó a la conclusión de diseñar dos fosas a 5, 10 y 25 años respectivamente para cada red.

Sistema de tratamiento no. 1: actualmente 67 casas a tratar

#### Diseño de fosa séptica para población a 5 años

Para este tratamiento se construirán 3 fosas sépticas, previstas a cinco, quince y veinticinco años respectivamente, esto con el objeto de disminuir las dimensiones y gasto inicial, si se construiría una fosa al inicio.

A. Diseño de fosa a 5 años:

$$\text{Población a 5 años: } Pf = Po(1 + n)^5$$

Dónde:

Pf = Población futura

Po = Población actual

n = tasa de crecimiento

$$Pf = (67)(6)(1+0,025)^5 = 455 \text{ personas}$$

Caudal de diseño para la fosa:

$$Qd = f.q.m. * fh * \text{No. hab}$$

Donde:

fqm = Factor de caudal medio (utilizando como en el drenaje 0.0046)

fh = Factor de Harmond

No. hab = Número de habitantes

$$fh = \frac{18 + \sqrt{0,515}}{4 + \sqrt{0,515}} = 3,99$$

$$Qd = 0,0046 * 3,98 * 455 = 8,35 \text{ L/s} = 721,44 \text{ m}^3/\text{día}$$

## Tiempo de retención

El período de retención hidráulico en los tanques sépticos será estimado mediante la siguiente fórmula:

$$PR = 1,5 - 0,3 * \text{Log}(Q_{dis.})$$

Donde PR = Tiempo promedio de retención hidráulica, en días

$Q_{dis}$  = Caudal de entrada a la fosa en m<sup>3</sup>/día

$$PR = 1,5 - 0,3 * \text{Log}(721,44) = 0,64 \text{ días}$$

PR = 0,50 días (por criterio usar 0,50 días)

## Volumen de fosa séptica

Que comprende el volumen de sedimentación y el volumen de digestión y almacenamiento de lodos que está basado en un requerimiento anual de 40 litro/habitante/año, y un período de limpieza del tanque de un año.

## Volumen de sedimentación ( $V_s$ )

$$V_s = Q * PR$$

Donde:

$V_s$  = Volumen de sedimentación

Q = Caudal de diseño de entrada a la fosa

PR = Período de retención

$$V_s = (721,44 \text{ m}^3/\text{día}) * (0,50 \text{ día})$$

$$V_s = 360,72 \text{ m}^3$$

Volumen de acumulación de lodos (Vd)

$$V_d = P_{ob} * T_{AL} * P_L$$

Donde:

Pob = Población servida

TAL = Tasa de acumulación de lodos

PL = Período de limpieza

Si se toma un requerimiento anual de 40 litro/habitante/año para la tasa de acumulación de lodos y un período de limpieza de 1 año, entonces se tiene:

$$V_d = (455 \text{ hab}) * (40 \text{ L/hab/año}) * (1 \text{ año}) / (1000 \text{ L/m}^3)$$

$$V_d = 18,20 \text{ m}^3$$

Para un volumen total de:

$$V_t = V_s + V_d$$

$$V_t = (360,72 \text{ m}^3) + (18,20 \text{ m}^3) = 378,92 \text{ m}^3$$

La altura propuesta de la fosa es de 3,50 metros hasta el espejo de agua, con un borde libre de 0,30 metros desde el espejo de agua hasta la parte más alta. Entonces se tiene un área total superficial de:

$$A = \frac{378,92 \text{ m}^3}{3,50} = 108,36 \text{ m}^2$$

## Dimensiones

### Profundidad máxima de espuma sumergida

Se debe considerar un volumen de almacenamiento de natas y espumas, la profundidad máxima de espuma sumergida ( $H_e$ , en m) está en función del área superficial de la fosa séptica, y se calcula mediante la ecuación:

$$H_e = 0,7/A$$

Dónde:

$A$  = Área superficial del tanque séptico en  $m^2$

$$H_e = 0,7 / 108,26$$

$$H_e = 0,006 \text{ m}$$

### La profundidad libre de lodo

Es la distancia entre la parte superior de la capa de lodo y el nivel inferior de la Tee o cortina del dispositivo de salida, su valor ( $H_o$ , en m) se relaciona al área superficial del tanque séptico y está sujeto a un valor mínimo de 0,30 metros. que es el valor de diseño para esta fosa.

### Profundidad mínima de sedimentación

Que es la relación entre el volumen de sedimentación y el área total superficial.



$$H_s = V_s / A$$
$$H_s = (360,72 \text{ m}^3) / (108,26 \text{ m}^2)$$
$$H_s = 3,33 \text{ m}$$

La profundidad de espacio libre

Debe seleccionarse comparando la profundidad del espacio libre mínimo total calculado como  $(0,1 + H_o)$  con la profundidad mínima requerida para la sedimentación ( $H_s$ ), se elige la mayor profundidad.

$$H_I = \text{El mayor valor entre } H_s \text{ y } H_o + 0.1$$

$$H_s = 3,33 \text{ m}$$

$$H_o = 0,33 \text{ m}$$

$$H_I = 3,33 \text{ m}$$

Profundidad de digestión y almacenamiento de lodos

Que es la relación entre el volumen de acumulación de lodos y el total del área superficial de la fosa.

$$H_d = V_d / A$$
$$H_d = (18,20 \text{ m}^3) / (108,26 \text{ m}^2)$$
$$H_d = 0,17 \text{ m}$$

La profundidad total efectiva

Es la suma de la profundidad de digestión y almacenamiento de lodos ( $H_d$ ), la profundidad del espacio libre ( $H_I$ ) y la profundidad máxima de las espumas sumergidas ( $H_e$ ).

$$\begin{aligned}
 H_{te} &= H_d + H_l + H_e \\
 H_{te} &= 0,17 \text{ m} + 3,33 \text{ m} + 0,006 \text{ m} \\
 H_{te} &= 3,506 \text{ m} \approx 3,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Se propone una relación Ancho / Largo de 1 a 3, entonces el ancho será:

$$\begin{aligned}
 \text{Ancho} &= \sqrt{\frac{A}{3}} \\
 \text{Ancho} &= \sqrt{\frac{108,26 \text{ m}^2}{3}} \\
 \text{Ancho} &= 6,01 \text{ m} \approx 6,00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Y el lado largo de la fosa será:

$$\begin{aligned}
 \text{Largo} &= 3 * \sqrt{\frac{A}{3}} \\
 \text{Largo} &= 3 * \sqrt{\frac{108,26 \text{ m}^2}{3}} \\
 \text{Largo} &= 18,02 \text{ m} \approx 18 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dimensiones de fosa= 6 \* 18 \* 3,50 m.

B. Diseño de fosa a 15 años:

$$\text{Población a 15 años: } P_f = P_o(1 + n)^{15}$$

$$P_f = (67) \cdot (6) \cdot (1 + 0.025)^{15} = 583 \text{ personas}$$

Caudal de diseño para la fosa:

$$f_h = \frac{18 + \sqrt{0,583}}{4 + \sqrt{0,583}} = 3,99$$

$$Q_d = 0,0046 \cdot 3,94 \cdot 583 = 10,57 \text{ L/s} = 912,90 \text{ m}^3/\text{día}$$

Pero se debe restar el caudal que está recibiendo la primera fosa, entonces el caudal de diseño para esta fosa es de:

$$Q_d = (912,90 \text{ m}^3/\text{día}) - (721,44 \text{ m}^3/\text{día})$$

$$Q_d = 191,46 \text{ m}^3/\text{día}$$

Tiempo de retención:

$$PR = 1,5 - 0,3 \times \text{Log}(191,46)$$

$$PR = 0,81 \text{ días}$$

$$PR = 0,50 \text{ días (por criterio usar este valor)}$$

Volumen de la fosa séptica

Que comprende el volumen de sedimentación y el volumen de digestión y almacenamiento de lodos que está basado en un requerimiento anual de 40 litro/habitante/año, y un período de limpieza del tanque de un año.

$$V_s = (191,46 \text{ m}^3/\text{día}) \cdot (0,50 \text{ día})$$

$$V_s = 95,73 \text{ m}^3$$

### Volumen de acumulación de lodos (Vd)

Si se toma un requerimiento anual de 40 litros/habitante/año para la tasa de acumulación de lodos y un período de limpieza de 1 año, y restando a la población futura de 15 años la población que fue tomada en cuenta para aportar a la primera fosa (583 personas – 455 personas = 128 personas), entonces se tiene:

$$Vd = (128 \text{ habitantes}) * (40 \text{ L/hab/año}) * (1 \text{ año}) / (1000 \text{ L/m}^3)$$
$$Vd = 5,12 \text{ m}^3$$

Para un volumen total de:

$$Vt = (95,73 \text{ m}^3) + (5,12 \text{ m}^3)$$
$$Vt = 100,85 \text{ m}^3$$

La altura propuesta de la fosa es de 3,00 metros hasta el espejo de agua, con un borde libre de 0,30 metros desde el espejo de agua hasta la parte más alta. Entonces se tiene un área total superficial de:

$$A = (100,85 \text{ m}^3) / (3 \text{ m})$$
$$A = 33,62 \text{ m}^2$$

### Dimensiones

$$He = 0,7 / 33,62$$
$$He = 0,021 \text{ m}$$

Profundidad mínima de sedimentación:

$$H_s = (95,73 \text{ m}^3) / (33,62 \text{ m}^2)$$

$$H_s = 2,85 \text{ m}$$

La profundidad de espacio libre:

HI = El mayor valor entre Hs y Ho+0,1

$$H_s = 2,85 \text{ m}$$

$$H_o = 0,33 \text{ m}$$

$$H_I = 2,85 \text{ m}$$

Profundidad de digestión y almacenamiento de lodos:

$$H_d = (5,12 \text{ m}^3) / (33,62 \text{ m}^2)$$

$$H_d = 0,15$$

La profundidad total efectiva

$$H_{te} = H_d + H_I + H_e$$

$$H_{te} = 0,15 \text{ m} + 2,85 \text{ m} + 0,021 \text{ m}$$

$$H_{te} = 3,021 \text{ m} \approx 3,00 \text{ m}$$

Se propone una relación Ancho / Largo de 1 a 3, entonces el ancho será:

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{33,62 \text{ m}^2}{3}}$$

$$\text{Ancho} = 3,34 \text{ m} \approx 3,35 \text{ m}$$

Y el lado largo de la fosa será:

$$\text{Largo} = 3 \sqrt{\frac{A}{3}}$$

$$\text{Largo} = 3 \sqrt{\frac{102,07 \text{ m}^2}{3}}$$

$$\text{Largo} = 10,05 \text{ m} \approx 10,00 \text{ m}$$

Dimensiones de fosa = 3,35 \* 10,00 \* 3,00 m.

C. Diseño de fosa a 25 años:

$$\text{Población a 25 años: } P_f = P_o(1 + n)^{25}$$

$$P_f = (67)(6)[(1+0.025)^{25}] = 746 \text{ personas}$$

Caudal de diseño para la fosa:

$$Q_d = 0,0046 * 3,89 * 746 = 13,32 \text{ L/s} = 1\ 150,85 \text{ m}^3/\text{día}$$

Pero se debe restar el caudal que está recibiendo la primera y segunda fosa, entonces el caudal de diseño para esta fosa es de:

$$Qd = (1\ 150,85\ m^3/día - 912,90\ m^3/día)$$

$$Qd = 237,95\ m^3/día$$

Tiempo de retención

El período de retención hidráulico en los tanques sépticos será estimado mediante la siguiente fórmula:

$$PR = 1,5 - 0,3 \times \text{Log}(237,95)$$

$$PR = 0,79\ \text{días}$$

$$PR = 0,50\ \text{días (por criterio usar este valor)}$$

Volumen de fosa séptica

$$Vs = (237,95\ m^3/día) \times (0,50\ \text{día})$$

$$Vs = 118,98\ m^3$$

Volumen de acumulación de lodos (Vd)

Si se toma un requerimiento anual de 40 litro/habitante/año para la tasa de acumulación de lodos y un período de limpieza de 1 año, y restando a la población futura de 25 años la población que fue tomada en cuenta para aportar a la primera y segunda fosa (746 personas – 583 personas = 163 personas), entonces se tiene:

$$Vd = (163\ \text{habitantes}) \times (40\ \text{L/hab/año}) \times (1\ \text{año}) / (1000\ \text{L/m}^3)$$

$$Vd = 6,52\ m^3$$

Para un volumen total de

$$V_t = (118,98 \text{ m}^3) + (6,52 \text{ m}^3)$$

$$V_t = 125,50 \text{ m}^3$$

La altura propuesta de la fosa es de 3,00 metros hasta el espejo de agua, con un borde libre de 0,30 metros desde el espejo de agua hasta la parte más alta. Entonces se tiene un área total superficial de:

$$A = (125,50 \text{ m}^3) / (3 \text{ m})$$

$$A = 41,83 \text{ m}^2$$

Dimensiones

Profundidad máxima de espuma sumergida

$$H_e = 0,7 / 41,83 \text{ m}^2$$

$$H_e = 0,017 \text{ m}$$

La profundidad libre de lodo

$$H_o = 0,33$$

Profundidad mínima de sedimentación

$$H_s = (118,98 \text{ m}^3) / (41,83 \text{ m}^2)$$

$$H_s = 2,84 \text{ m}$$

La profundidad de espacio libre

$$H_l = \text{El mayor valor entre } H_s \text{ y } H_o + 0,1$$



$$H_s = 2,84 \text{ m}$$

$$H_o = 0,33 \text{ m}$$

$$H_l = 2,84 \text{ m}$$

Profundidad de digestión y almacenamiento de lodos

$$H_d = (6,52 \text{ m}^3) / (41,83 \text{ m}^2)$$

$$H_d = 0,16 \text{ m}$$

La profundidad total efectiva

$$H_{te} = H_d + H_l + H_e$$

$$H_{te} = 0,16 \text{ m} + 2,84 \text{ m} + 0,017 \text{ m}$$

$$H_{te} = 3,017 \text{ m} \approx 3,00 \text{ m}$$

Se propone una relación Ancho / Largo de 1 a 3, entonces el ancho será:

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{41,83 \text{ m}^2}{3}}$$

$$\text{Ancho} = 3,73 \text{ m} \approx 3,75 \text{ m}$$

Y el lado largo de la fosa será

$$\text{Largo} = 3 * \sqrt{\frac{A}{3}}$$

$$\text{Largo} = 3 \cdot \sqrt{\frac{127,77 \text{ m}^2}{3}}$$

$$\text{Largo} = 11,20 \text{ m}$$

Dimensiones de fosa = 3,75 \* 11,20 \* 3,00 m.

Tabla VIII. **Dimensiones de fosa No. 2 y No. 3**

	<b>Periodo (Años)</b>	<b>Ancho (m)</b>	<b>Largo (m)</b>	<b>Profundidad (m)</b>
<b>Fosa No. 2 94 casas</b>	5	7,00	21,00	3,50
	15	3,85	11,60	3,05
	25	4,35	13,10	3,00
<b>Fosa No. 3 75 casas</b>	5	6,35	19,00	3,50
	15	3,50	10,50	3,00
	25	3,95	11,80	3,00

Fuente: elaboración propia.

### **2.11.1.2. Dimensionamiento de los pozos de absorción**

El pozo de absorción consiste en una excavación en el terreno, por lo general de 2,00 a 3,00 metros de diámetro.

Todo pozo debe tener una cubierta o losa de hormigón armado de 0,10 metros de espesor descansado sobre un brocal o anillo de hormigón. A la cubierta se le deja una tapa de inspección como mínimo de 0,60 por 0,60

metros y se conecta a una cañería de ventilación de 2 pulgadas mínimo para la eliminación de gases. Debe sobrepasar el nivel de la techumbre del inmueble y estar protegida con malla de alambre fino que impida el acceso de moscas, cucarachas, mosquitos y otros insectos.

Debido a las pendientes de las cañerías y a la fosa séptica, la losa del pozo se encuentra normalmente a 1,30 metros o más, por debajo del nivel de la superficie del terreno.

El pozo de absorción sólo se recomienda en los siguientes casos:

- Cuando se vacían sólo aguas de lavado, desagües de piscinas o aguas pluviales.
- Como efluente de fosa séptica.
- Cuando se dispone de bastante terreno.
- Como solución transitoria.

Para determinar la profundidad del pozo debe hacerse la prueba de absorción a diferentes profundidades, y generalmente el término medio del coeficiente obtenido, sirve para determinar las características absorbentes del terreno de un sector.

Para efectuar la prueba de absorción, a medida que se va excavando el pozo y a diferentes profundidades, se hacen excavaciones de 0,30 por 0,30 metros de base por 0,35 metros de profundidad, con el fin de obtener una cifra media. Después de extraer la tierra desprendida se coloca en el fondo una capa de 5 centímetros de arena gruesa o gravilla; luego se llena con agua y se deja filtrar totalmente. Después se vuelve a llenar, de modo que el agua permanezca en él por lo menos cuatro horas, y de preferencia por la noche, para que el

terreno se sature. Posteriormente se ajusta la altura del agua hasta una profundidad de 0,15 metros y se determina el tiempo que tarda en bajar 2,5 centímetros, o velocidad de infiltración, midiendo el descenso después de treinta minutos para terrenos normales o de diez minutos para terrenos arenosos o muy permeables. Si, por ejemplo, el nivel del agua desciende 0,25 metros en treinta minutos, la velocidad de filtración es de tres minutos (tiempo que tarda en bajar 2,5 centímetros). Con esta velocidad de filtración se determina el coeficiente de absorción.

Para calcular la dimensión del pozo no debe considerarse el fondo de la excavación porque se colmata rápidamente, sino la superficie de los taludes bajo la línea de agua, determinada por el nivel de la tubería de llegada. Conocido el coeficiente de absorción, la profundidad del pozo se determina con base en la siguiente fórmula:

$$H = \frac{\text{Área requerida}}{d \cdot \pi}$$

En donde:

Área requerida = área requerida para la infiltración (m<sup>2</sup>)

d = diámetro del pozo (m)

El área requerida está en función de la capacidad de absorción del suelo, y viene de la fórmula:

$$\text{Área requerida} = \frac{Q}{q}$$

Donde

Q = caudal que recibirá el pozo de absorción (L/día)

q = factor que depende de la capacidad de absorción del suelo (L/día\*m<sup>2</sup>)

El factor de filtración del suelo está en función de la velocidad que tarda en bajar el agua 2,5 centímetros en la prueba descrita con anterioridad en esta sección y viene dado por:

$$q = \frac{5}{\sqrt{t}}$$

En Donde:

t = tiempo en minutos en que tarda en bajar el agua 2,5 centímetros en la prueba de filtración del suelo

Dimensionamiento de los pozos

Se diseñarán pozos de absorción para cada una de las fosas del proyecto de drenaje sanitario para el caserío El porvenir, en el desarrollo del dimensionamiento de las fosas se trabajó cada una con una población a servir, para encontrar la profundidad de los pozos se trabajará también con el mismo número de personas para cada pozo respectivamente.

Se recomienda que a los pozos de absorción de le vierta material petreo (piedrín) para que la infiltración al suelo sea de una mejor manera.

## Diseño de pozos de absorción

Solamente se diseñará 1 pozo por cada fosa séptica, puesto que se considera correcto y necesario, realizar un nuevo estudio de suelos en cuanto a permeabilidad y absorción en 5 años.

Pozo 1:

Número de casas a tratar: 67

Diseño de pozo a 5 años:

En la prueba de filtración del suelo los resultados muestran un tiempo promedio de descenso de 2,5 centímetros de agua en un tiempo de 2 minutos. Entonces el factor “q” es el siguiente:

$$q = \frac{5}{\sqrt{t}}$$
$$q = \frac{5}{\sqrt{2}} = q = 3,54 \text{ Gal/día*pie}^2$$

Convirtiendo el resultado a dimensionales lt/día\*m<sup>2</sup> se obtiene el valor de:

$$q = 143,97 \text{ L/día*m}^2$$

Para la primera fosa séptica se tiene una población a servir de 455 personas, y el sistema de drenaje sanitario fue diseñado con una dotación de 125 litro/habitante/día, esto significa que el área de absorción será:

$$\text{Área de absorción} = (125 \text{ L/hab/día} * 455 \text{ hab}) / (143,97 \text{ L/día*m}^2)$$

$$= 39\,505 \text{ m}^2$$

Se proponen pozos con un diámetro de 3 metros, entonces la profundidad será:

$$H = (395,05 \text{ m}^2) / (3\text{m} \cdot \pi) = 41,92 \text{ m}$$

Que es una profundidad demasiado grande, entonces se proponen 2 pozos con un diámetro de 3 metros y una profundidad de:

$$h = (41,92 \text{ m}) / 2 = 20,96 \text{ m}$$

Pozo No. 2

Número de casa a tratar: 94

Diseño de pozo a 5 años

$$q = 5 / \sqrt{t}$$

$$q = 5 / \sqrt{2}$$

$$q = 3,54 \text{ Gal/día} \cdot \text{pie}^2$$

Convirtiendo el resultado a dimensionales L/día·m<sup>2</sup> se tiene el valor de:

$$q = 143,97 \text{ L/día} \cdot \text{m}^2$$

Para la primera fosa séptica se tiene una población a servir de 639 personas, y el sistema de drenaje sanitario fue diseñado con una dotación de 125 litro/habitante/día, esto significa que el área de absorción será:

$$\begin{aligned} \text{Area de absorción} &= (125 \text{ L/hab/día} \cdot 639 \text{ hab}) / (143,97 \text{ L/día} \cdot \text{m}^2) \\ &= 554,80 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Se proponen pozos con un diámetro de 3 metros, entonces la profundidad será

$$H = (554,80 \text{ m}^2) / (3\text{m} \cdot \pi) = 58,87 \text{ m}$$

Que es una profundidad demasiado grande, entonces se proponen 3 pozos con un diámetro de 3 metros y una profundidad de:

$$h = (58,87 \text{ m}) / 3 = 19,62 \text{ m}$$

Pozo No.3

Número de casas a tratar: 75

Diseño de pozo a 5 años

$$q = 5 / \sqrt{t}$$

$$q = 5 / \sqrt{2}$$

$$q = 3,54 \text{ Gal/día} \cdot \text{pie}^2$$

Convirtiendo el resultado a dimensionales lt/día\*m<sup>2</sup> se obtiene el valor de:



$$q = 143,97 \text{ L/día}\cdot\text{m}^2$$

Para la primera fosa séptica se tiene una población a servir de 510 personas, y el sistema de drenaje sanitario fue diseñado con una dotación de 125 litro/habitante/día, esto significa que el área de absorción será:

$$\begin{aligned} \text{Area de absorción} &= (125 \text{ L/hab/día} \cdot 510 \text{ hab}) / (143,97 \text{ L/día}\cdot\text{m}^2) \\ &= 442,80 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Se proponen pozos con un diámetro de 3 metros, entonces la profundidad será

$$H = (442,80 \text{ m}^2) / (3\text{m} \cdot \pi) = 46,98 \text{ m}$$

Que es una profundidad demasiado grande, entonces se proponen 3 pozos con un diámetro de 3 metros y una profundidad de:

$$h = (46,98 \text{ m}) / 3 = 15,66 \text{ m}$$

## **2.12. Administración, operación y mantenimiento**

Consiste en la aplicación de técnicas para mantener el drenaje en buenas condiciones y garantizar el funcionamiento normal del sistema, para el período de diseño al que fue planificado.

La responsabilidad del mantenimiento y operación del sistema será compartida entre la Municipalidad de Jutiapa y el comité de vecinos del caserío El Porvenir. El tiempo recomendado para inspeccionar el funcionamiento del sistema debe ser en espacios no mayores a los tres meses.

### **2.12.1. Conexión domiciliar**

A continuación se describen la inspección y mantenimiento de los elementos de drenaje.

- Tapadera de la candela está en mal estado.
- Tubería parcialmente tapada.
- Tubería totalmente tapada
- Conexiones de agua de lluvia en la tubería.

#### Soluciones y reparaciones

- Reparar la tapadera de la candela o en su defecto cambiarla por una nueva, ya que de no hacerlo corre peligro de que se introduzca tierra y basura a la tubería y provoque taponamientos en la misma.
- La tubería parcialmente tapada puede ser provocada por la introducción de basura o tierra en ésta, se verifica en la candela que cuando se vierte agua, no corre libremente. Se vierte una cantidad suficiente de agua de forma brusca para que el taponamiento se despeje y corra el agua sin mayor problema.
- Si la tubería está totalmente tapada, no corre nada de agua y se estanca en la candela, se vierte una cantidad de agua de forma brusca para que el taponamiento sea despejado. Si el taponamiento persiste, se introduce una guía metálica para tratar de quitar el taponamiento y luego nuevamente se vierte una cantidad de agua para que el taponamiento desaparezca.

- Si persiste el problema se introduce nuevamente la guía, se verifica la distancia en donde se encuentra el taponamiento, se marca sobre la calle en donde se ubica; luego se excava en el lugar marcado, se descubre el tubo para poder destaparlo y repararlo, para que las aguas corran libremente.
- Las conexiones de agua de lluvia provocan que se saturen las tuberías, ya que no fueron diseñadas para llevar esta agua. Se procede a cancelar la conexión de agua de lluvia a la conexión domiciliar.

### **2.12.2. Línea central**

Posibles problemas:

- Tubería parcialmente tapada
- Tubería totalmente tapada

Soluciones y reparaciones

Para descubrir los taponamientos se puede hacer dos pruebas.

Prueba de reflejo

Consiste en colocar una linterna en un pozo de visita y revisar el reflejo de la misma en el siguiente pozo de visita, si no es percibido claramente existe un taponamiento parcial, y si no se percibe en lo absoluto significa que existe un taponamiento total.

Para solucionarlo se vierte agua a presión en el pozo de visita luego se hace de nuevo la prueba de reflejo y, se verifica si el taponamiento se despejó y deja ver claramente el reflejo.

#### Prueba de corrimiento de flujo

Se vierte una cantidad determinada de agua en un pozo de visita y se verifica el corrimiento de agua en el siguiente pozo, para ver que sea normal. Si es un corrimiento muy lento existe un taponamiento parcial y si no sale nada de agua en el pozo es que existe un taponamiento total.

La solución al no despejarse el taponamiento por medio de la presión de agua, es introducir una guía para localizar el taponamiento, se procede a excavar y descubrir la tubería para sacar la basura o tierra que provoca el taponamiento.

### **2.12.3. Pozos de visita**

Posibles problemas:

- Acumulación de residuos y lodos
- Deterioro del pozo
- Tapadera del pozo en mal estado

Soluciones y reparaciones

- Al inspeccionar los pozos de visita se puede constatar que no existan lodos ni desechos acumulados en el pozo que puedan obstruir el paso de

las aguas negras. Se procede a quitar los lodos y residuos para dar paso libre a las aguas.

- Verificar que el pozo de visita se encuentre en buen estado, revisar el brocal de arriba, los escalones deben estar en buen estado para que el inspector pueda bajar sin problema al pozo; si están en mal estado, repararlas o en su caso cambiarlas por unas nuevas.
- Las tapaderas de los pozos de visita deben estar en su lugar y sin grietas por el paso de vehículos, es necesario cambiarlas por nuevas para garantizar la protección al sistema.

#### **2.12.4. Fosas sépticas**

La inspección y limpieza de una fosa séptica, deben realizarse para que posteriormente funcione en forma adecuada, aplicando los procesos siguientes:

##### Inspección

Se localiza el lugar donde se encuentra la fosa séptica, por medio de los planos correspondientes, se excava si es necesario, hasta que las tapas de registro queden descubiertas, luego se golpean en los bordes con el cabo de la pala, para que se aflojen y se levanten con facilidad. Luego de levantarlas, hay que dejarlas así por un tiempo para que emanen los gases que contiene la fosa séptica, ya que pueden ser tóxicos. Además, se verifica que no haya natas acumuladas entre la pared de la fosa séptica y la tubería de entrada.

## Limpieza

Luego de realizar la inspección, se procede a la limpieza, si se considera necesario, de la siguiente manera: si se cuenta con equipo de bombeo y camión cisterna, se introduce la manguera de la bomba en la superficie en donde están las natas, para extraerlas y depositarlas en el cisterna, de manera que va disminuyendo el volumen del contenido de la fosa, hasta llegar al cieno, y al extraerlos, se debe dejar un residuo para inoculación de bacterias.

Si no se cuenta con el equipo mencionado, el contenido de la fosa séptica puede extraerse por medio de cubetas provistas de mango largo y depositarlo en carretillas, y de la misma forma anterior, al llegar al cieno, se deja un residuo para la inoculación de bacterias.

Cuando la fosa séptica está vacía, se revisan las bocas de entrada y salida, verificando que se encuentren completamente libres. Se colocan las tapas de registro, chequeando que queden bien instaladas, para evitar posibles fugas de olores o gases. Se procederá luego a rellenar sobre las tapas, y si es posible se coloca una marca sobre ellas, para facilitar la localización en futuras operaciones.

El material retirado de la fosa se puede enterrar en lugares deshabitados o en zanjas que tengan un mínimo de 60 centímetros de profundidad.

### **2.13. Elaboración de planos**

Los planos elaborados son los siguientes:

- Planta general

- Planta topográfica
- Planta - perfil
- Detalle de pozos de visita
- Detalle de conexiones domiciliarias
- Detalle de fosas sépticas y pozos de absorción

#### 2.14. Elaboración de presupuesto

Se utilizaron precios de materiales cotizados cerca del proyecto. La mano de obra no calificada se cotizo en el caserío El Porvenir y para la mano de obra no calificada se utilizaron los precios de la región.

Tabla IX. **Presupuesto del drenaje sanitario**

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	2 769,13	ML	Q 7,64	Q 21 167,23
2	CORTE DE MATERIAL PARA ZANJAS	2 769,13	ML	Q 72,07	Q 199 576,74
3	COLECTOR CENTRAL	2 769,13	ML	Q. 396,42	Q. 1 097 743,98
4	POZO DE VISITA	48,00	UNIDADES	Q. 7 484,93	Q 359 276,74
5	CONEXIONES DOMICILIARES	235,00	UNIDADES	Q. 1 468,38	Q 345 068,36
6	FOSA SÉPTICA	9,00	UNIDADES	Q. 289 984,24	Q. 2 609 858,16
7	POZO DE ABSORCIÓN	3,00	UNIDADES	Q. 84 343,17	Q 253 029,50
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO</b>					<b>Q 4 885 720,71</b>

Fuente: elaboración propia.

El precio total del proyecto es de tres millones setecientos veinte siete mil setecientos ochenta y uno con cuarenta y un centavos.

## **2.15. Evaluación de Impacto Ambiental Inicial (EIAI)**

La importancia de realizar esta actividad es para establecer los efectos positivos y negativos que la ejecución del proyecto tendrá sobre el ambiente y las medidas de prevención y/o mitigación que deben aplicarse en caso de desarrollarse.

### **2.15.1. Marco legal**

Congreso de la República de Guatemala

Decreto número 68-86

Artículo 8.- (Reformado por el Decreto del Congreso Número 1-93).

Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión del Medio Ambiente.

El funcionario que omitiere exigir el estudio de impacto ambiental de conformidad con este artículo será responsable personalmente por incumplimiento de deberes, así como el particular que omitiere cumplir con dicho estudio de impacto ambiental será sancionado con una multa de Q. 5 000,00 a Q. 100 000,00. En caso de no cumplir con este



requisito en el término de seis meses de haber sido multado, el negocio será clausurado en tanto no cumpla.

### **2.15.2. Impactos ambientales**

#### Impacto negativo en la ejecución

En el momento de la ejecución del proyecto a desarrollar en el caserío El Porvenir, se verán repercusiones por efectos negativos en contra del medio ambiente, dentro de los que se pueden citar:

- La degradación de la calidad del agua superficial debido a erosión durante la construcción o a la descarga excesiva de contaminantes.
- La alteración de las características de las aguas subterráneas debido a la construcción.
- El aumento en la generación de concentraciones de contaminantes visuales y ruidos en el ambiente.

#### Impacto positivo en la ejecución

Dentro de los impactos positivos de mayor relevancia en la ejecución del proyecto para el caserío El Porvenir se tienen:

- El reacomodamiento del terreno en el camino, bajo el cual se encontrará la tubería del drenaje sanitario.

- El tratamiento de focos de contaminación, mediante la eliminación sustancial de las aguas superficiales y estancamientos producidos en el caserío El Porvenir, que a su vez provocan criaderos de zancudos y enfermedades de tipo gastrointestinal.

Existe gran diferencia entre los impactos positivos y negativos que se verán influenciados en la ejecución de los proyectos, siendo los primeros los predominantes brindando beneficio común que conllevan los mismos. De manera que el enfoque ambiental debe brindarse con el fin de obtener un equilibrio entre el desarrollo y el medio ambiente que nos rodea.

### **2.15.3. Plan de gestión ambiental**

Los impactos potenciales que las directrices del Banco Mundial consideran tener presentes para una evaluación del sistema de drenaje, tratamiento, rehúso y disposición de aguas servidas, son las siguientes:

- Perturbación del curso de canales, hábitat de plantas y animales acuáticos.
- Alteraciones en el balance de las aguas superficiales.
- Degradación de vecindades por donde atraviesan las aguas servidas o que reciben el flujo.
- Deterioro de aguas blancas que reciben el efluente de aguas servidas.
- Riesgos a la salud en la vecindad del curso de las aguas servidas.
- Contaminación del suelo en los sitios de aplicación.
- Suelos y cultivos: contaminación con patógenos y sustancias químicas.
- Aguas subterráneas: contaminación por patógenos y nitrógeno.
- Falla en la conducción y recepción de las aguas residuales.
- Malos olores.

- Criaderos de fauna nociva (ratas, cucarachas, zancudos).
- Molestias y riesgos a la salud pública.

#### **2.15.4. Medidas de mitigación**

Para implementar las medidas de mitigación es recomendable analizar a fondo el entorno donde se ejecuta la obra y el tipo de obra civil que se está construyendo.

##### **2.15.4.1. En construcción**

- Diseñar tratando de adecuarse al entorno existente.
- En el momento de iniciar la construcción, señalizar el área.
- Repoblar con árboles nativos de la región, las áreas libres.
- Restringir uso de maquinaria pesada a horas diurnas.
- Utilizar rutas alternas al centro de la población.
- Enterrar las bolsas (envases de cemento y cal) en vez de quemarlas.
- Fundir y trasladar materiales de construcción en días no festivos o días de plaza.
- Después de cada jornada de trabajo, limpiar el área (recoger: estacas de madera, tablas con clavos, restos de mezcla, pedazos de hierro etc.)
- Cuando sea posible, limitar el mover tierra solo durante la estación seca.
- Compactar la tierra removida.
- Establecer letrinas temporales para la cuadrilla de trabajadores.
- Garantizar uso de equipo adecuado de trabajo (guantes, botas, mascarillas, cascos).
- Diseñar drenaje para la evacuación de las aguas servidas con materiales compatibles con el medio ambiente.
- Incluir botiquín de primeros auxilios.

#### **2.15.4.2. En operación**

- Establecer plan de monitoreo ambiental.
- Capacitación permanente y continua a operadores del sistema.
- Mantenimiento preventivo.

### **2.16. Evaluación socioeconómica**

El análisis por razones financieras o indicadores permite observar puntos fuertes o débiles de una empresa o proyecto, indicando también las probabilidades y tendencias, pudiendo así determinar que cuentas de los estados financieros requieren de mayor atención en el análisis. El adecuado análisis de estos indicadores permite encontrar información que no se encuentra en las cifras de los estados financieros.

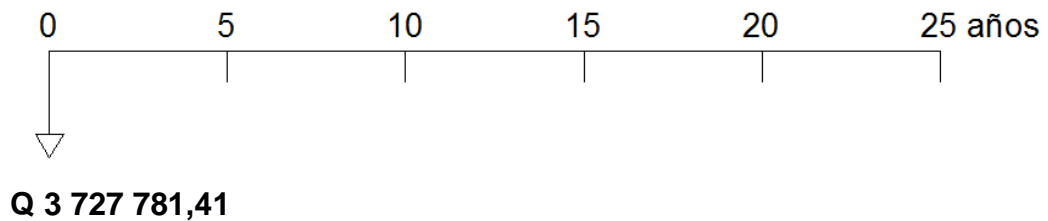
#### **2.16.1. Valor Presente Neto**

El método del Valor Presente Neto es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos. Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés o por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia.

Las razones financieras por si mismas no tiene mucho significado, por lo que deben ser comparadas con algo para poder determinar si indican situaciones favorables o desfavorables.

Proyecto de drenaje sanitario del caserío El Porvenir:

Figura 4. **Esquema de ingresos y egresos para el proyecto**



Fuente: elaboración propia.

$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 3\,727\,781,41$$

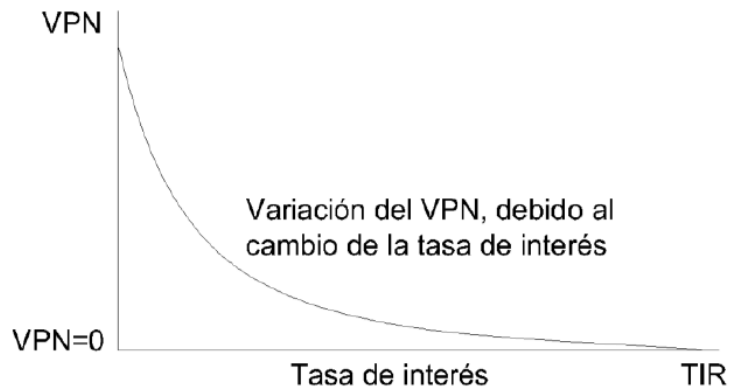
$$\text{VPN} = -3\,727\,781,41$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

### 2.16.2. Tasa Interna de Retorno

La Tasa Interna de Retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Figura 5. **Variación del VPN debido a la TIR**



Fuente: elaboración propia.

La Tasa Interna de Retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

a)  $(P-L) \times \left(\frac{R}{P}, i\%, n\right) + L \times i + D = I$

Dónde: P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

b) Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos

c) Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4,5 %, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.





### **3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO CHIQUITO**

#### **3.1. Descripción del proyecto del puente vehicular**

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

El puente a diseñar contará con una vía, de 16 metros de largo por 3,40 metros de ancho y banquetas laterales de 0,90 metros. Contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, viga de apoyo, cortinas, vigas principales, diafragmas, losa de rodadura, drenajes, banquetas de concreto armado y barandales, la carga de diseño será H15-44.

#### **3.1.1. Especificaciones de diseño**

Se debe de tomar en cuenta algunos criterios antes de desarrollar el diseño de puentes, los cuales se definen a continuación:

- Recubrimientos: (AASHTO 8.22.) Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 centímetros para cimientos y muros, 5 centímetros para losas arriba y 2.5 centímetros abajo, 5 centímetros para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: (AASHTO 8.24.1.2) Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por

diseño, siendo está la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

- **Traslapes:** (AASHTO 8.25/ DGC 509.080.) Se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.
- **Ganchos:** (AASHTO 8.23.2.2.) Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados. Se deben seguir las normas establecidas para manojos o grupos de barras respecto a la cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

### **3.1.2. Normas a utilizar**

Para diseñar los diferentes elementos estructurales del puente, se aplicaron criterios y recomendaciones de AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica) y ACI (American Concrete Institute).

### **3.2. Levantamiento topográfico**

Del estudio topográfico depende la geometría de los elementos básicos en el diseño de puentes, debido a que este proporciona datos para representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra, además proporciona información sobre las pendientes y áreas de descarga de la sección donde se ubicará la estructura, para determinar la altura mínima de la misma.

### 3.3. Estudio hidrológico

Los estudios hidrológicos son de gran importancia para el diseño efectivo de los puentes, tal estudio se complementa del levantamiento topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente.

Se aprovechará las herramientas que la tecnología nos brinda para obtener información más confiable y exacta, para tal efecto se utilizará el programa HEC-RAS 4.1 (River Analysis System) sistema de análisis de río, Hidrograma Unitario Sintético Triangular y ArcGis 9.1.

#### 3.3.1. Cálculo de caudal máximo

Para encontrar el caudal máximo se generara basándose en los periodos de retorno que proporciona el INSIVUMEH en su página de internet para cada región en particular, los cuales son de 2 años, 10 años y 30 años. También es necesaria el área de la cuenca así como también la longitud del cauce principal con sus respectivas cota máxima y cota mínima, esta última información generada mediante ArcGis con base en orto-foto proporcionada por el ING.

Área de la cuenca	= 9,69 km <sup>2</sup>
Longitud del cauce	= 5,58 km
Cota máxima	= 1 326,00 m
Cota mínima	= 960,00 m

Para el cálculo del caudal máximo se debe seguir los siguientes pasos:

- Obtención de las curvas DIF, el tipo de modelo para representar matemáticamente las curvas tiene la forma de:

$$i_{Tr} = \frac{A}{(B+t)^n}$$

- Cálculo del caudal para los diferentes periodos de retorno con la siguiente ecuación

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

- Tomar en cuenta que para la realización de los siguientes datos se aboco al INSIVUMEH, ya que dicho municipio no cuenta con una estación meteorológica propia, se aconsejó que se utilizará la estación de la ceibita, ubicada en el municipio de Monjas, departamento de Jalapa, considerando que es el municipio más cercano al interesado.

Figura 6. **Parámetros A, B y n de estación hidrométrica**

PUERTO BARRIOS								
A	2,405	4,850	13,630	11,910	11,680	11,580	11,380	11,240
B	10	18	31	30	30	30	30	30
n	0.855	0.933	1.1	1.069	1.063	1.06	1.055	1.05
R2	0.994	0.992	0.989	0.989	0.989	0.989	0.989	0.989
POTRERO CARRILLO								
A	58,600	63,000	12,760	1,166	1,010	1,005	995	985
B	40	40	25	5	4	4	4	4
n	1.609	1.586	1.27	0.759	0.723	0.72	0.715	0.707
R2	0.993	0.996	0.995	0.981	0.981	0.981	0.981	0.981
LA CEIBITA								
A	1,360	2,080	1,509	1,835	1,825	1,815	1,805	1,795
B	15	19	11	11	11	11	11	11
n	0.845	0.879	0.813	0.836	0.833	0.83	0.827	0.822
R2	0.998	0.996	0.992	0.976	0.975	0.975	0.974	0.974
ASUNCIÓN MITA								
A	14,400	11,600	10,000	15,100	14,900	14,500	14,100	13,800
B	40	40	40	50	50	50	50	50
n	1.252	1.161	1.115	1.158	1.154	1.147	1.139	1.132
R2	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.995	0.995	0.995

Fuente: INSIVUMEH.

Tabla X. **Periodos de retorno**

P.R. (años)	A	B	T	n
2	1 360	15	42,08	0,845
5	2 080	19	42,08	0,879
10	1 509	11	42,08	0,813
20	1 835	11	42,08	0,836
25	1 825	11	42,08	0,833
30	1 815	11	42,08	0,830
50	1 805	11	42,58	0,827
100	1 795	11	42,58	0,822

Fuente: elaboración propia.

Figura 7. **Valores indicativos de coeficiente de escorrentía**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5 %	0.30	0.50	0.60
	5 – 10 %	0.40	0.60	0.70
	10 – 30 %	0.50	0.70	0.80
Potreros	< 5 %	0.10	0.30	0.40
	5 – 10 %	0.15	0.35	0.55
	10 – 30 %	0.20	0.40	0.60
Bosques	< 5 %	0.10	0.30	0.40
	5 – 10 %	0.25	0.35	0.50
	10 – 30 %	0.30	0.50	0.60

Fuente: National Engineering Handbook, Sec. 4: Hydrology, USDA, 1972.

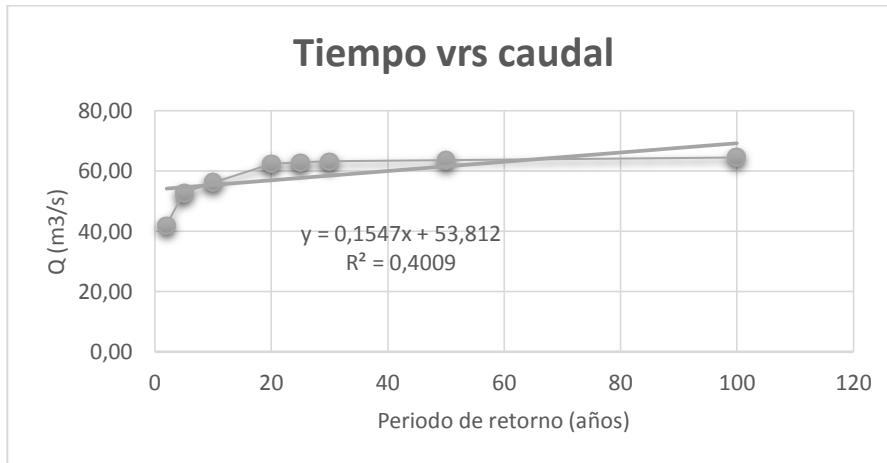
Para el presente estudio se tomara una infiltración de 0,35

Tabla XI. **Caudal máximo**

P.R. (años)	i	C	A (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
2	44,59	0,35	9,69	42,00
5	56,01	0,35	9,69	52,76
10	59,75	0,35	9,69	56,29
20	66,31	0,35	9,69	62,46
25	66,74	0,35	9,69	62,87
30	67,17	0,35	9,69	63,27
50	67,60	0,35	9,69	63,68
100	68,57	0,35	9,69	64,60

Fuente: elaboración propia.

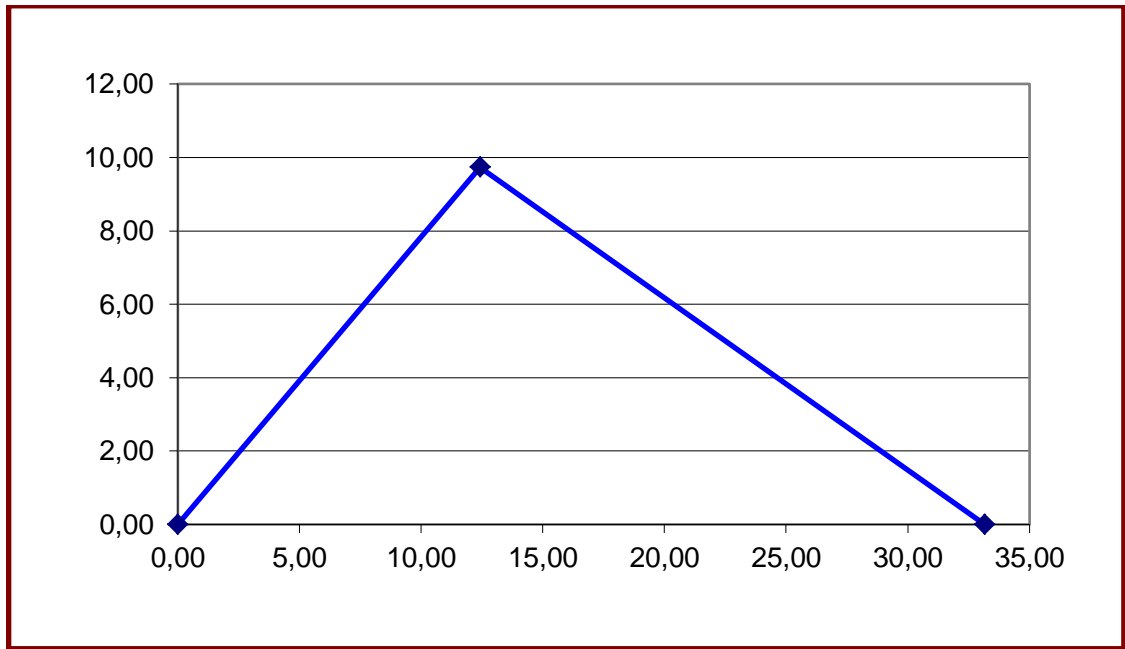
Figura 8. **Gráfico de función exponencial para TIR**



Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la gráfica anterior, a medida que aumenta el periodo de retorno, el caudal que pasa por el punto de interés, se mantiene constante como nos lo indica la línea de tendencia de la gráfica.

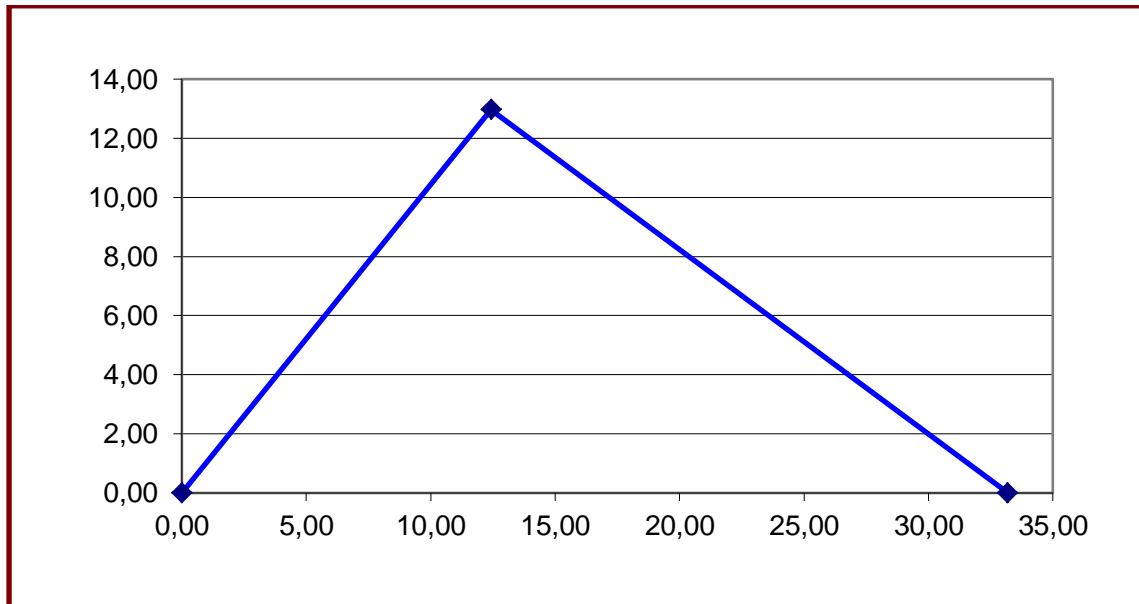
Figura 9. **Hidrograma unitario sintético P.R. 2 años**



Fuente: elaboración propia.

Long cauce	=	5,58 km.
Cota máx.	=	1 326,00 m
Cota min	=	960,00 m
Superficie	=	9,69 km <sup>2</sup>
Precipitación	=	60 mm
Duración P neta	=	24 horas
Pendiente	=	0,07 m/m
t conc	=	42,58 minutos
t conc	=	0,71 horas
tiempo punta	=	12,43 horas
tiempo base	=	33,18 horas
Caudal de la punta	=	9,73 m <sup>3</sup> /seg.

Figura 10. **Hidrograma unitario sintético P.R. 10 años**

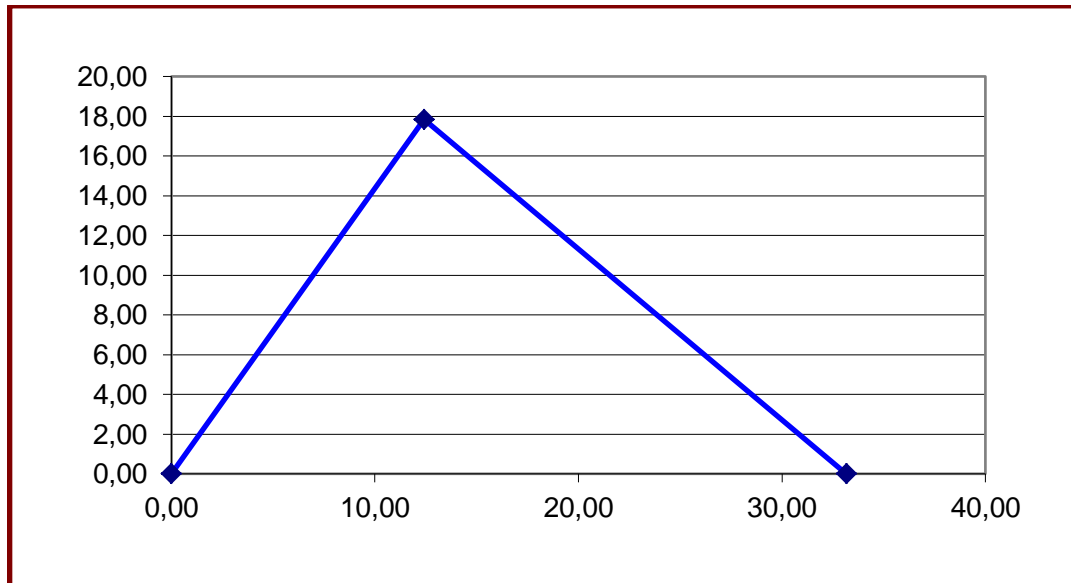


Fuente: elaboración propia.

Long cauce	=	5,58 km.
Cota máx.	=	1 326,00 m
Cota min	=	960,00 m
Superficie	=	9,69 km <sup>2</sup>
Precipitación	=	80 mm
Duración P neta	=	24 horas
Pendiente	=	0,07 m/m
t conc	=	42,58 minutos
t conc	=	0,71 horas
tiempo punta	=	12,43 horas
tiempo base	=	33,18 horas
Caudal de la punta	=	12,98 m <sup>3</sup> /seg.



Figura 11. **Hidrograma unitario sintético P.R. 30 años**



Fuente: elaboración propia.

Long cauce	=	5,58 km.
Cota máx.	=	1 326,00 m
Cota min	=	960,00 m
Superficie	=	9,69 km <sup>2</sup>
Precipitación	=	110 mm
Duración P neta	=	24 horas
Pendiente	=	0,07 m/m
t conc	=	42,58 minutos
t conc	=	0,71 horas
tiempo punta	=	12,43 horas
tiempo base	=	33,18 horas
Caudal de la punta	=	17,84 m <sup>3</sup> /seg.

### **3.4. Estudio de suelos**

Es necesario conocer las características propias del suelo en donde se ubicará la subestructura de un puente, para poder determinar las dimensiones geométricas de la cimentación que soportará la superestructura, para asegurar que no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable.

Se debe de explorar el suelo hasta encontrar un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del mismo; se debe determinar el peso que tiene el suelo y que provocará fuerzas de empuje en la cimentación, de manera que se pueda analizar la estabilidad de la misma.

Básicamente los ensayos que se deben de realizar para la construcción de un puente son:

- Sondeo dinámico
- Ensayo de compresión triaxial
- Gravedad específica.
- Granulometría

Debido a que la municipalidad cuenta con limitados recursos, solo se realizó el ensayo de compresión triaxial, granulometría y límites de Attenberg

Para el cálculo del valor soporte se aplicó el método del Dr. Karl Terzaghi, que ha demostrado ser lo suficientemente aproximado, para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos, es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y

no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

Tabla XII. **Valor soporte permisible, según tipo de suelo**

Material del suelo	Ton/m <sup>2</sup>	Observaciones
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: CRESPO VILLALAZ. Mecánica de suelos y cimentaciones. p. 193.

Cálculo del valor soporte de suelos:

Datos (Anexo: Ensayo de Comprensión Triaxial, Diagrama de Mohr)

Ángulo de fricción interna	=	$\phi = 18,50^\circ$
Cohesión de suelo	=	$C_u = 9,20 \text{ ton/m}^2$
Peso específico del suelo	=	$\gamma_{\text{suelo}} = 1,62 \text{ ton/m}^3$

Por seguridad y para prevenir errores que se hayan podido cometer en la extracción y traslado de la muestra, los resultados anteriores se disminuirán en un 33% exceptuando el peso específico del suelo ya que este valor debe ser constante.

Ángulo de fricción interna	=	$\phi = 11,24^\circ$
Cohesión de suelo	=	$C_u = 7,08 \text{ ton/m}^2$

Utilizando la ecuación general de Terzaghi

$$q_u = 1,3C_u N_c + D_f \gamma_{\text{suelo}} N_q + 0,40 B \gamma_{\text{suelo}} N_\gamma$$

Dónde:

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna del suelo.

$C_u$  = Cohesión de suelo

$D_f$  = Desplante de cimentación = 2,50 metros

$\phi$  =  $14,24^\circ = 0,2485 \text{ rad}$

$F_s \phi$  = factor de seguridad del ángulo de fricción interna:

Se utilizan factores de seguridad por posibles errores en el ensayo triaxial:

$$N_c = \cot(\varnothing) \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2}\right)\tan(\varnothing)}}{2\cos^2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2}\right)} \right]$$

$$N_c = \cot(0,2485) \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0,2485}{2}\right)\tan(0,2485)}}{2\cos^2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0,2485}{2}\right)} \right]$$

$$N_c = 12,29$$

$$N_q = \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2}\right)\tan(\varnothing)}}{2\cos^2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2}\right)} \right] - 1$$

$$N_q = \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0,2485}{2}\right)\tan(0,2485)}}{2\cos^2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0,2485}{2}\right)} \right] - 1$$

$$N_q = 4,12$$

$$N_\gamma = \left[ \frac{\left(\frac{1+\sin(\varnothing)}{1-\sin(\varnothing)}\right)}{\cos^2(\varnothing)} - 1 \right] \times \frac{\tan(\varnothing)}{2}$$

$$N_\gamma = \left[ \frac{\left(\frac{1+\sin(0,2485)}{1-\sin(0,2485)}\right)}{\cos^2(0,2485)} - 1 \right] \times \frac{\tan(0,2485)}{2}$$

$$N_\gamma = 1,32$$

Calculando la carga última que soporta el suelo:

$$q_u = 1,3C_u N_c + D_f \gamma_{\text{suelo}} N_q + 0,40B_{\text{suelo}} N_\gamma$$

$$q_u = 1,3(7,08)(12,29) + 2,50 (1,62)(4,12) + 0,40(1,00)(1,32)$$

$$q_u = 130,33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La carga admisible se calcula de la siguiente forma:

$$q_{\text{admisible}} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad, depende de la importancia de la edificación.

FS = 4 debido a que se pretende utilizar de zapata para puente.

$$q_{\text{admisible}} = \frac{130,33}{4}$$

$$q_{\text{admisible}} = 32,58 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

### 3.5. Diseño de la súper estructura

Para el diseño de la súper estructura se tomaron varios criterios de diseño y especificaciones técnicas que a continuación se describe.

### **3.5.1. Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa**

Entre los criterios y especificaciones que se deben tomar en cuenta para desarrollar el diseño del puente vehicular se tienen los siguientes:

- **Recubrimientos:** en AASHTO 5.12.3 dice que el recubrimiento para las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado, donde nos dice que para situaciones exteriores 50 milímetros se tomara para cimientos, muros, losas arriba, columnas y vigas, mientras para fondo de losas 25 milímetros, todo medido del rostro de la barra a superficie del concreto.
- **Longitud de desarrollo:** en AASHTO 5.11.1.2.1 dice como la armadura se deberá prolongar más allá del punto, en el cual ya no se la requiere para resistir flexión en una distancia no menor que la profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro nominal de la barra o 1/20 de la luz libre del tramo.
- **Empalmes:** en AASHTO 5.11.5.2.1 dice que los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados. En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida o 150 milímetros.

En AASHTO 5.11.5.2.2 dice la resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que 125 por ciento de la resistencia a la fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda.

- Ganchos: en AASHTO de comentarios figura C5.11.2.4-1 detalles de las barras terminadas en gancho para el desarrollo de ganchos normales (ACI) nos indica 12db en ganchos a 90 grados y 6db en ganchos a 180 grados, donde db es el diámetro de la barra (milímetros).
- Para el manejo de paquete de barras se debe seguir las normas establecidas respecto a cantidad, longitud de desarrollo y el recubrimiento según nos dice AASHTO 5.10.3.1.5.
- En la superestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:
  - La acera y el barandal de protección se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
  - Todos los elementos de acero estructural no contenidos en el concreto del puente, deberán colocarse con dos capas de pintura anticorrosivo de diferente color.
- En la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:
  - Los estribos de concreto ciclópeo deben ser diseñados para la capacidad soporte establecido en el estudio de suelo y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.



- Deberá evitarse la explotación de todos los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
- Deberá proporcionarse el adecuado drenaje a los estribos de concreto ciclópeo para evitar presiones nocivas a la estructura.

### 3.5.2. Diseño de losa

La normativa de la AGIES no cuenta con un criterio para este caso, así que se recurrirá a la tabla AASHTO 8.9.2. año 2002.

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

$$T = 1,2 \times \frac{(L+3,05)}{30} \geq 0,17\text{m}$$

Donde:

T = espesor  
L = luz libre entre vigas

$$T = 1,2 \times \frac{(1,80+3,05)}{30} \geq 0,194\text{m}$$

Se utilizará un espesor de 20 centímetros.

### 3.5.2.1. Integración de cargas

Carga muerta

$$W \text{ losa} = 0.2 \times 2400 \times 1 = 480 \text{ kg/m}$$

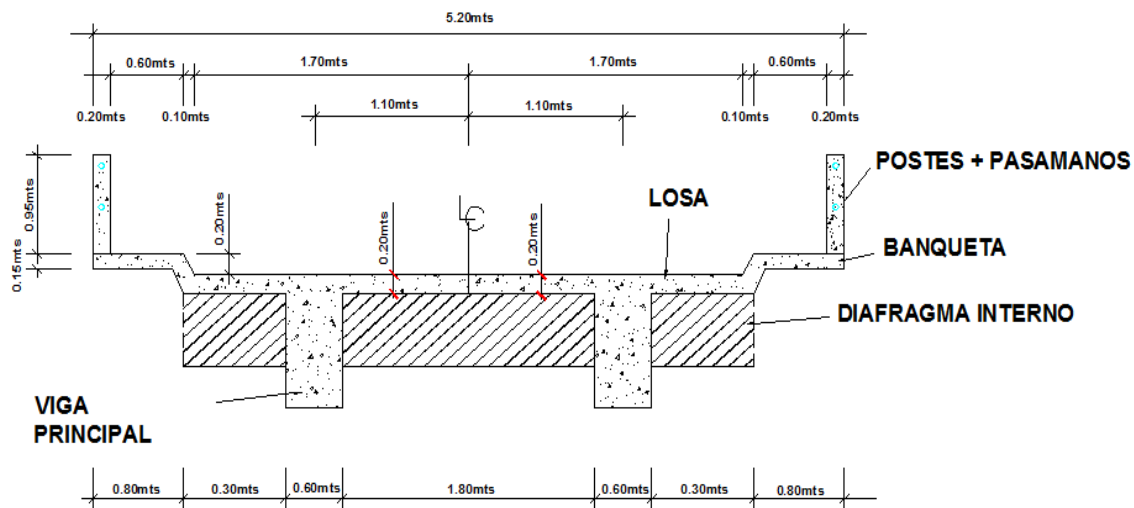
$$W \text{ barandal} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 520 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga (H15-44)

$$P = 12\ 000 \text{ lbs.}$$

Figura 12. Sección transversal de la súper estructura



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### **3.5.2.2. Cálculo de momentos por líneas de influencia**

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga (carga viva) e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo.

Las cargas vivas no son las mismas para todos los componentes de la estructura ya que existen determinados puntos críticos donde la carga viva es mayor porque la misma no es estacionaria, sino que se mantiene en movimiento de un lado a otro. Una de las técnicas utilizadas para determinar donde se encuentran estas fuerzas críticas es por medio del uso de determinados diagramas como lo son las líneas de influencia.

Por primera vez el profesor E. Winkler, de Berlín, en 1867 empleo el concepto de línea de influencia. Estas líneas son graficas donde se representa como el movimiento de una carga unitaria, produce un efecto mecánico a lo largo de la estructura, por lo que se usan para determinar la posición de las cargas vivas donde se producen las fuerzas críticas. Dentro del efecto mecánico que se produce se encuentra las reacciones, las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes, las fuerzas axiales y las deflexiones.

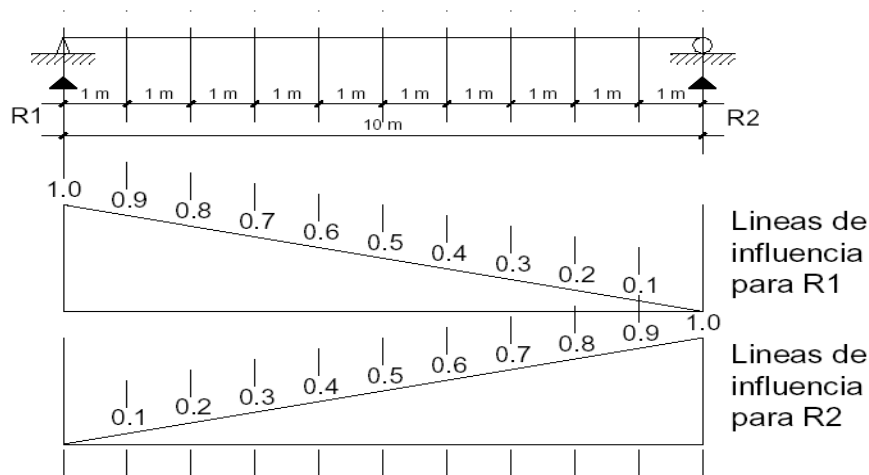
Las líneas de influencia se usan para el cálculo de ciertas fuerzas y determinar posiciones de cargas vivas que resultan fuerzas máximas o fuerzas críticas. Para dibujar los diagramas de líneas de influencia simplemente se grafican los valores como ordenadas para diferentes posiciones de la carga unitaria a lo largo del claro y por último que se unen con líneas los extremos de las coordenadas. Con este análisis de las líneas de influencia permite aumentar

el conocimiento de lo que sucede en la estructura para diferentes condiciones de carga.

Las líneas de influencia para las reacciones en vigas simples se muestran en la figura siguiente donde ocurre un cambio en la reacción del lado izquierdo llamado R1, conforme la carga unitaria se mueve de la izquierda a la derecha de la viga. El valor de R1 en el apoyo izquierdo es 1,0 mientras que a medida que se corre un metro a la derecha disminuye a 0,90, después a 0,80 y así sucesivamente hasta llegar al extremo derecho en R2, lo mismo ocurre si se empieza del lado derecho de la viga para el lado izquierdo variando de 1,0 un metro a la izquierda 0,90 y así otra vez sucesivamente.

En la figura siguiente se muestran los valores de R1 para intervalos de un metro donde se aplica la carga unitaria a lo largo de la viga, estos valores muestran una línea recta cambiando uniformemente en intervalos iguales de carga.

Figura 13. Líneas de influencias en vigas



Fuente: elaboración propia.

En las líneas de influencia para fuerzas cortantes en vigas simples la fuerza cortante (V) es positiva cuando las fuerzas transversales en la izquierda van hacia arriba o cuando la suma de fuerzas de la derecha va para abajo.

En el apoyo izquierdo no ocurre cortante mientras que si se mueve a la derecha ocurre cortante y este va aumentando a medida que se mueve a más distancia del apoyo.

Mientras que un momento flexionante produce tensión en las fibras interiores de la viga, en una sección determinada cuando se suman los momentos (M) de todas las fuerzas a la izquierda en el sentido del reloj o en caso contrario cuando es suma de momentos a la derecha.

Los diagramas de cortante (V) y los de momento flexionante (M) nos dan la variación en toda la estructura cuando las cargas están fijas en determinada posición.

#### **3.5.2.2.1. Momento debido a carga muerta**

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

Donde:

W<sub>cmu</sub> = carga muerta última

S = luz libre entre vigas

L = luz del voladizo

$$M_{cm} = \left( \frac{WS^2}{10} \right) = \frac{520 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (1,80\text{m})^2}{10}$$

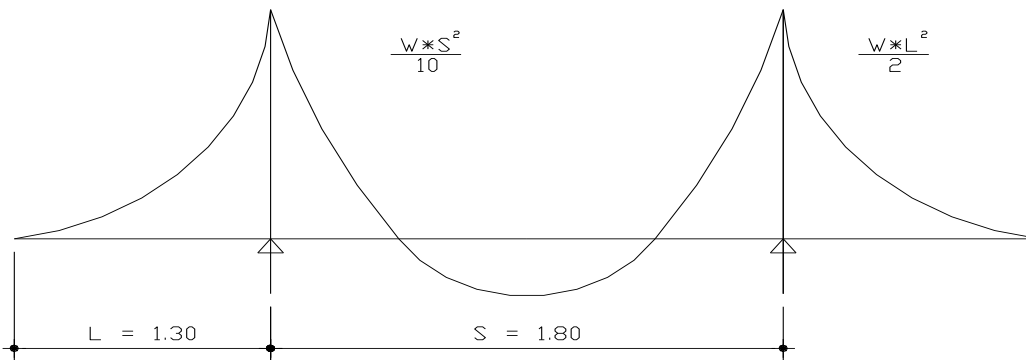
$$M_{cm} = 168,48 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{cm} = \left( \frac{WL^2}{2} \right) = \frac{520 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (1,30\text{m})^2}{2}$$

$$M_{cm} = 439,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se utilizará el momento mayor, dado esto se obtiene el momento máximo por carga muerta, que es de 439,40 kg-m

Figura 14. **Diagrama de momentos**



Fuente: elaboración propia.

### 3.5.2.2.2. **Momento debido a carga viva**

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

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

Siendo:

S = luz libre entre vigas (pies) = 5,91 pies

P = eje más pesado (lb) = 12 000 lbs.

$$M_{cv} = \left( \frac{0,80 \times (5,91+2)}{32} \right) \times 12\,000 \text{ lbs}$$

$$M_{cv} = 2\,373,00 \text{ lb-pie}$$

$$M_{cv} = 328,00 \text{ kg-m}$$

### 3.5.2.2.3. Momento debido a carga de impacto

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

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

Donde

I = fracción de impacto

S = 1,80 m. Separación entre vigas

$$I = \frac{15}{(1,80 + 38)}$$

$$I = 0,38$$

Como = 38% > I max, se utilizará I max = 30%

#### 3.5.2.2.4. Momento último

Según la norma AASTHO 1.2.22, la ecuación para el momento último se integra de la siguiente manera:

$$M_u = 1,3 \left( M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} \times I) \right)$$
$$M_u = 1,3 \left( 439,40 + \frac{5}{3} (328,08 \times 1,30) \right)$$
$$M_u = 1\,495,31 \text{ kg-m}$$

Ya con el momento de diseño se procede a calcular el refuerzo necesario para soportar el momento último.

#### 3.5.2.3. Cálculo de refuerzo

Para el cálculo de refuerzo existen tres elementos indispensables los cuales se describen a continuación.

##### 3.5.2.3.1. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

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

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



Donde:

$$\Phi = 0,85$$

$$Mu = 1\,495,31 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 16,87 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = \left[ 100 \times d - \sqrt{\frac{1\,495,31 \times 100}{0,003825 \times 210}} \right] \times 0,85 \frac{210}{2\,810}$$

$$A_s = 3,56 \text{ cm}^2$$

Al determinar el  $A_{smin}$  y  $A_{smax}$ , se verificará si el  $A_s$  está en el rango, según norma ACI.

$$A_{min} = \phi_{min} \times b \times d$$

$$\phi_{min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$\phi_{min} = \frac{14,1}{2\,810}$$

$$A_{S\ min} = \frac{14,1}{2\,810} \times 100 \times 16,87 = 8,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\ min} = 8,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\ max} = 0,5 \times \rho_{bal} \times b \times d$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{6090}{f_y + 6090}$$

$$\rho_{bal} = 0,037$$

$$A_{S \max} = 0,5 \times 0,037 \times 100 \times 16,87$$

$$A_{S \max} = 31,21 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s$  es mucho menor que el  $A_{s \min}$ . Entonces se utilizó el  $A_{s \min}$ .

Se utilizará = 8,47 cm<sup>2</sup>

Varilla No. 4, el armado será No. 4 @ 15 cm perpendicular al tránsito.

### **3.5.2.3.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior**

Según AASHTO 3.24.10.2, se recomienda que el refuerzo longitudinal se calcule de la siguiente manera:

$$FL = \frac{2,2}{\sqrt{S}} \leq 0,67$$

Donde:

$$S = 1,8$$

$$m = 5,90 \text{ pie}$$

$$S = 5,90 \leq 0,67 \quad S \text{ está en pies.}$$

$$FL = \frac{2,2}{\sqrt{5,90}} = 0,91 \leq 0,67$$

$$A_s = 0,67 \times A_{s \text{ transversal}} = 0,67 \times 8,47 = 5,675 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado No. 4 @ 20 cm

### 3.5.2.3.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior

Se calcula refuerzo por temperatura:

$$A_{s \text{ temperatura}} = 0,002 \times b \times t$$

$$A_{s \text{ temperatura}} = 0,002 \times 100 \times 20$$

$$A_{s \text{ temperatura}} = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 3 @ 17 cm, colocado en la cama superior perpendicular al tránsito.

Propuesta de armado:

En cama inferior No. 4 @ 15 centímetros transversal

En cama inferior N0. 4 @ 20 centímetros longitudinal

En cama superior No.3 @ 17 centímetros transversal

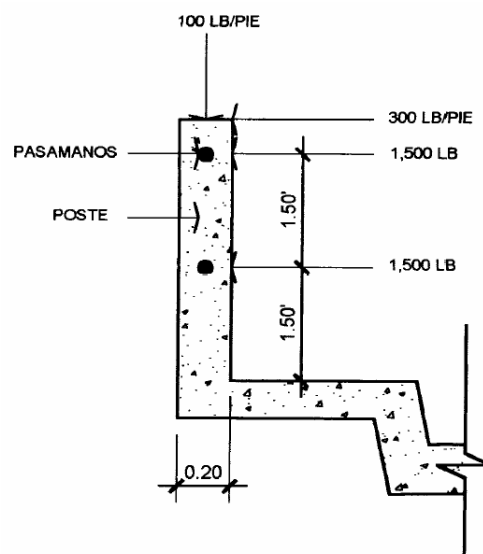
En cama superior No. 4 @ 20 centímetros longitudinal

### 3.5.2.4. Diseño de pasamanos

Artículo 2.7.1.1.2 de AASHTO: los materiales para los pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

Artículo 2.71.2.1 de AASHTO: los pasamanos deben estar por lo menos a una altura de 9 pulgadas (0,23 metros) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

Figura 15. **Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

La altura mínima que deben tener los pasamanos es de 42 pulgadas (1,05 metros).

Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga de P/4 de la carga estandarizada. AASHTO recomendando una carga vertical de 100 libras sobre pie y una carga horizontal de 300 libras sobre pie (carga peatonal).

### 3.5.2.4.1. Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes

Análisis de la resistencia del tubo (diseñadas como vigas continuas)

Carga de diseño: 150 libras sobre pie por cada pasamano

Largo de los postes: 2,00 metros (6,562 pies)

Se propone tubo galvanizado de diámetro = 2 pulgadas.

Datos:

$$F = 20\,000 \text{ PSI}$$

$$I = 0,665 \text{ plg}^4$$

$$W_{2"} = 3,65 \text{ Lb/pie}$$

$$C = \frac{(\phi_{\text{ext}})}{2} = 1,1875 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{ext}} = 2,375 \text{ plg}$$

$$\phi_{\text{int}} = 2,067 \text{ plg}$$

Ecuación de cálculo:

$$\frac{I}{C} (F) \geq \frac{WL^2}{10} = \frac{0,665}{1,1775} (2000) \geq \frac{(150+3,65)(6,562)^2}{10}$$

Entonces: 933,33 Lb-pie > 661,61 Lb-pie cumple bien.

Análisis de la resistencia de los postes:

Sección de los postes: 0,20 x 0,15 metros

Peso del concreto: 2400 kilogramos sobre metro cubico

Franja unitaria: 1,00 metro

Integrando carga muerta:

$$W_{cm}=1,30W_{cm}=(1,30)(2400)(0,15)(0,20)(1,00)=93,60 \text{ kg.}$$

$$W_{cm}=206,35 \text{ Lb.}$$

$$W_{tubos}=(1,30)(3,65')(6,562')(2 \text{ tubos})=62,27 \text{ Lb}$$

$$W_{vertical}=(100)(0,6557')=65,57 \text{ Lb}$$

Entonces

$$W_{total}=(206,35+62,27+65,57)=334,19 \text{ Lb} =151,59 \text{ kg}$$

Integrando carga viva

$$W_{cv}=(300)(3,00')=900 \text{ Lb}$$

Momento total

$$M_t=(900)(1,5')+(334,19)(0,246')+(1500)(1,5')+(1500)(3,00')$$

$$M_t=8182,21 \text{ Lb-pie}=122,67 \text{ kg-m}$$

### 3.5.2.4.2. Cálculo de refuerzo

Diseñando a flexión

Peralte efectivo: se propone varilla No. 4

$$d = t - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 20 - \frac{1,27}{2} - 2,5 = 16,865 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$Mu = 122,67 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 16,865 \text{ cm}$$

Se obtiene

$$As = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$Asmax = 4,65 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión

$$As = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{con 3 varillas No. 4} = 3,81 \text{ cm}^2 \text{ bien}$$

Acero a compresión

$$Asmin = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{con 2 varillas No. 3} = 1,42 \text{ cm}^2 \text{ bien}$$

Diseñando a flexo compresión

Al revisar esbeltez de la columna:

$$K = 2 \text{ (condición de apoyo libre en un extremo)}$$

$$L = 3,00 \text{ pie}$$

$$R = 0,25 h = (0,25)(0,6557') = 0,20 \text{ pie}$$

Ecuación según código ACI-2005 =

$$\frac{K_L}{R} > 22 = \frac{(2)(3)}{0,20} = 30 > 22$$

Diseñando a corte

Corte último:  $V_a = (3000 + 900) = 3900$  Lb = 1769,01 kg

Corte resistente: según artículo 8.166.1.1 de AASHTO (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto)

$$V_r = (0,85)(0,53) (\sqrt{f_c}) (bd)$$

$$V_r = (0,85)(0,53) (\sqrt{210}) (15)(16,865) = 1651,51$$

Al revisar  $V_r > V_a = 1651,51 < 1769,01$  no revisa, reforzar a corte

Se propone varilla No. 3

Ecuación para refuerzo a corte (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de refuerzo a corte en este proyecto).

$$S = \frac{(2A_v)(f_y)(d)}{V_a - V_r} = \frac{2(0,71)(2810)(16,865)}{1769,01 - 1651,51} = 486,81 \text{ cm}$$

Entonces tomar

$$\frac{d}{2} = \frac{16,865}{2} = 8,00 \text{ cm}$$



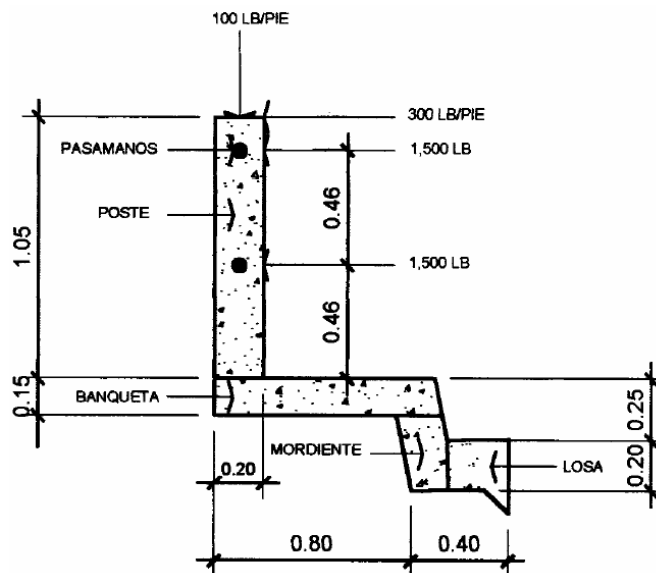
Resumen:

Armado para postes: colocar 3  $\Phi$  No. 4 + 2  $\Phi$  No. 3, y estribos No. 3 @ 0,08m.

### 3.5.2.5. Diseño de banqueta

Para el diseño de banqueta se hace una integración de cargas las cuales son aplicadas a la banqueta, las cuales se describen en la siguiente figura.

Figura 16. **Detalles de cargas aplicadas para el diseño de banquetas**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

#### 3.5.2.5.1. Integración de carga muerta y carga viva

Para el cálculo de carga viva y carga muerta se deben de tomar en cuenta todos los elementos constructivos que llevara la banqueta, a continuación se presenta los cálculos.

Integración de pesos y momentos por cargas muertas:

Pasamanos:  $W = 3,65 \text{ Lb/pie}$

$$M = (3,65)(2\text{tubos})(3,607') = 26,33 \text{ Lb-pie}$$

Poste:  $W = 158,73 \text{ Lb/pie}$

$$M = (158,73)(3,607') = 572,54 \text{ Lb-pie}$$

Banqueta: largo =  $0,90\text{m} = 2,95 \text{ pie}$

espesor =  $0,15\text{m} = 0,49 \text{ pie}$

$$M = (150)(2,95')(0,49')(2,46') = 533,39 \text{ Lb-pie}$$

Mordiente: largo =  $0,30\text{m} = 0,98 \text{ pie}$

espesor =  $0,20\text{m} = 0,66 \text{ pie}$

$$M = (150)(0,98')(0,66')(1,10') = 106,72 \text{ Lb-pie}$$

Losa:

$$M = ((150)(0,82')(0,66')(0,41)) + ((68)(0,82')(0,164')(0,41')) = 37,00 \text{ Lb-pie}$$

Sumatoria de momentos en carga muerta:

$$\sum M_{cm} = (26,33 + 572,54 + 533,39 + 106,72 + 37)$$

$$\sum M_{cm} = 1\,275,98 \text{ Lb-pie} = 176,41 \text{ kg-m}$$

Integración de pesos y momentos por carga viva

Postes horizontalmente

$$M = (300)(3,28')(3,17') = 3\,119,28 \text{ Lb-pie}$$

Postes verticalmente

$$M = (100)(0,66')(3,61') = 238,26 \text{ Lb-pie}$$

Mordiente

$$M = (500)(0,82')(1,06') = 434,60 \text{ Lb-pie}$$

Banqueta

$$M = (85)((2,30')^2(2,46')) = 480,93 \text{ Lb-pie}$$

Sumatoria de momentos en carga viva

$$\sum M_{cv} = (3\ 119,28 + 238,26 + 434,60 + 480,93) = 4\ 273,07 \text{ Lb-pie} = 590,76 \text{ Kg-m}$$

Calcular momento último

$$M_u = 1,30 ((M_{cm} + 5/3(M_{cv}))$$

$$M_u = (1,30)((176,41) + (1,67)(590,76)) = 1\ 509,32 \text{ kg-m}$$

### 3.5.2.5.2. Cálculo de refuerzo

Diseñar acero de refuerzo: se propone varilla No. 5

Peralte efectivo:

$$d = t - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 15 - \frac{1,59}{2} - 2,5$$

$$d = 11,705 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 1\ 122,67 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 11,705 \text{ cm}$$

Se obtiene

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 21,63 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{smin} > A_s$  entonces tomar  $A_{smin} = 5,87 \text{ cm}^2$

Espaciamiento

$$S = \frac{(1,98)(100)}{5,87} = 33,70 \text{ cm} \text{ entonces } S = 0,30 \text{ m}$$

Acero por temperatura: (varillas corridas)

El refuerzo por temperatura se tomara por simetría igual al del armado de la losa, es decir varilla  $\Phi$  No. 4 @ 0,20 metros.

Resumen:

Armado del voladizo:

Colocar varilla No 5 @ 0,30 + varillas corridas No. 4 @ 0,23 metros

### **3.5.3. Diseño de vigas**

Artículo 3.23.1.1 de AASHTO: al calcular el refuerzo cortante y las reacciones en el apoyo para las piezas transversales y vigas longitudinales del puente, se considerará que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda, ni de la carga por eje o rueda adyacente al apoyo.

Artículo 3.23.1.2 de AASHTO: la distribución lateral de la carga por rueda se hará suponiendo que el piso actúa como viga simplemente apoyada entre vigas.

Artículo 3.23.2.1 de AASHTO: al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales, se considerará que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda.

#### Dimensionamiento de viga

Algunas tesis y libros sobre puentes, recomiendan para dimensionar vigas de puentes, los siguientes parámetros:

El peralte es considerado de  $\frac{L}{16}$  a  $\frac{L}{12}$

$$\text{Entonces: } \frac{L}{16} = \frac{16}{16} = 1,00 \quad \text{se tomará } d = 1,00$$

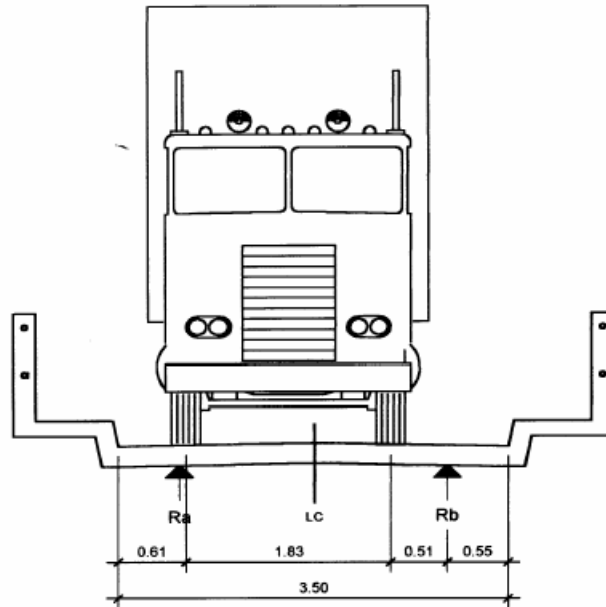
Para la base tomar 2/5 del peralte de la viga principal

$$\text{Entonces: } \frac{2}{5}(d) = \frac{2}{5}(1,00) = 0,40 \quad \text{se tomará } b = 0,40$$

#### **3.5.3.1. Fracción de sobre carga**

Según especificación AASHTO, expresa que si la separación entre vigas es menor de 2 metros. Entonces la carga sobre cada viga será la reacción de la cargas por rueda.

Figura 17. Diagrama de distribución de sobre carga



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

$P_{\text{del camión}} = 15\,000,00 \text{ Lb}$  (según AASHTO)

Haciendo sumatoria de momentos en la reacción "Rb" se tiene:

$$\sum M_b = 0 + \quad \text{entonces: } -0,51P - 2,34P + 2,40R_a = 0$$

Resolviendo  $R_a = 1,19P$ , entonces factor de sobre carga = 1,19

### 3.5.3.2. Fracción de carga

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

$$F_c = \frac{S}{1,75}$$

Donde:

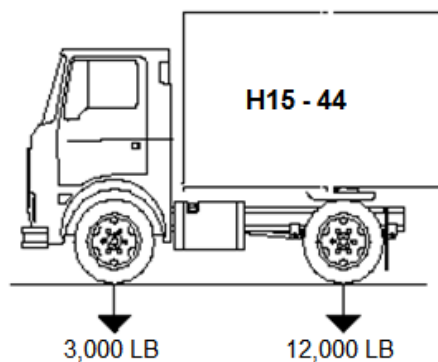
S es la separación máxima entre vigas.

$$F_c = \frac{1,8}{1,75} = 1,03$$

### 3.5.3.3. Fracción de carga por eje

Según la norma ASHTOO 6.14 la fracción que ejerce los puntos de contacto del camión sobre la estructura son iguales a la carga realizada por cada eje del mismo.

Figura 18. Diagrama de cargas por eje



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

La carga por eje es:

Carga por eje:

Carga de eje trasero = 12 000,00 Lb = 5 454,54 kg

Carga de eje delantero = 3 000,00 Lb = 1 363,64 kg

### 3.5.3.3.1. Reacción de la carga que absorbe la viga

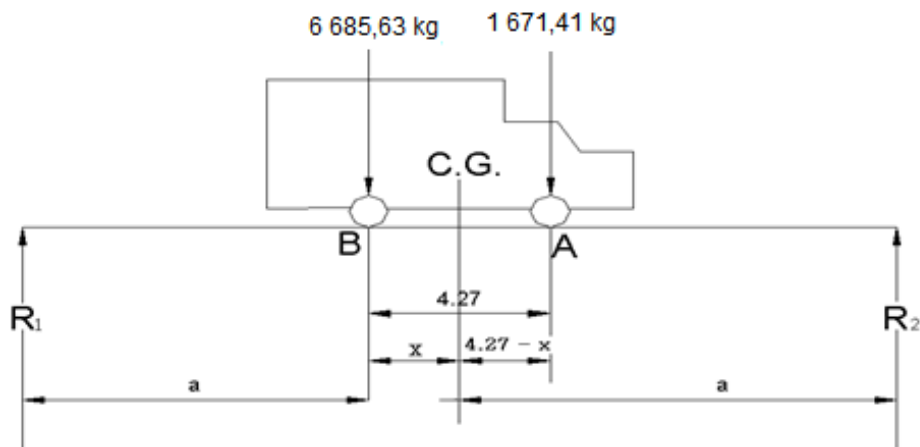
La carga por rueda se obtiene así:

Carga por rueda =  $P \times \text{fracción de carga} \times \text{factor de sobrecarga}$

Carga rueda trasera =  $5\,454,54 \times 1,03 \times 1,19 = 6\,685,63 \text{ kg}$

Carga rueda delantera =  $1\,363,64 \times 1,03 \times 1,19 = 1\,671,41 \text{ kg}$

Figura 19. Diagrama de cuerpo libre para carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.



$$M_{cm}=0$$

$$6\,685,63(x) = 1\,671,41 \times (4,27 - x)$$

$$X = 0,85$$

Se determina "a", despejando la siguiente igualdad

$$2a + X + 3,42 = 16$$

$$2a + 0,85 + 3,42 = 16$$

$$a = 5,865$$

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

$$\sum M_{R1} = 0$$

$$-6\,685,63(5,865) - 1\,671,41(10,135) + (R_2 \times 16) = 0$$

$$R_2 = 3\,509,44 \text{ kg}$$

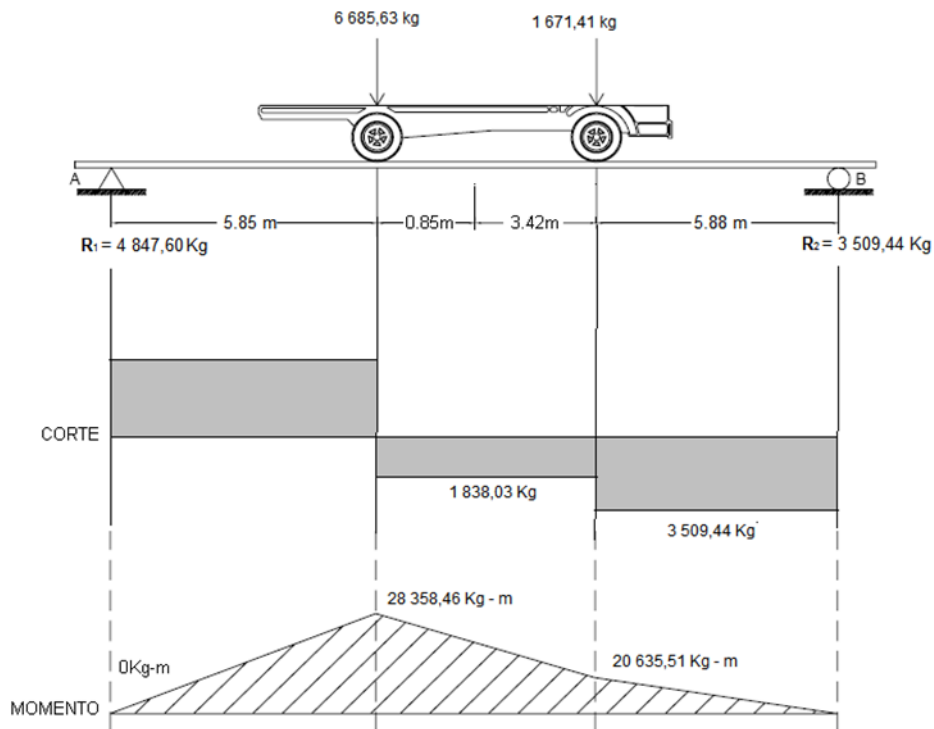
$$\sum F_y = 0 \uparrow +$$

$$R_1 - 6\,685,53 - 1\,671,41 - 3\,509,44 = 0$$

$$R_1 = 4\,847,60$$

Cálculo de momento máximo generado en la parte de mayor momento

Figura 20. Diagrama de corte y momento por carga muerta



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 3.5.3.4. Cálculo del momento por carga muerta

Dentro de las cargas que soportaran las vigas según donde se encuentren ubicadas en la superestructura del puente, están las cargas muertas:

$$W_{losa} = 480 \text{ kg/m}$$

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

$$W_{viga} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,80\text{m} \times 0,40 = 768,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{total} = 768,00 + 90 + 480 = 1\,338,00 \text{ kg/m}$$

Otras cargas que también se deben de tomar en cuenta son las cargas puntuales que se producen el diafragma interior y los diafragmas exteriores, que se determinan al igual que la carga de la viga con la sección base y peralte con el peso específico del concreto que se desarrollaran más adelante.

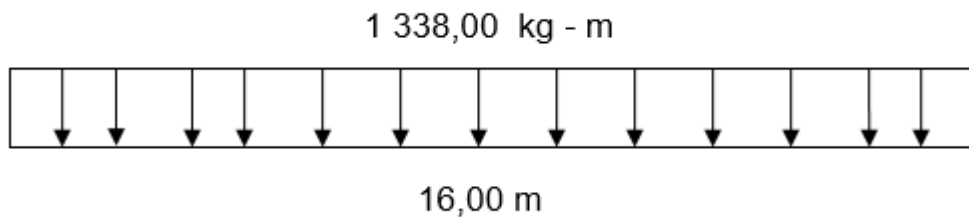
$$W \text{ diafragma externo} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,30\text{m} \times 0,50\text{m} = 360,00 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ diafragma interno} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,30\text{m} \times 0,75\text{m} = 540,00 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ total} = (360,00 \times 2) + 540,00 = 1\,260,00 \text{ kg}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

Figura 21. **Diagrama de carga muerta**



Fuente: elaboración propia.

$$M_{\max} = \left[ (W_{\text{cm}}) \times \left( \frac{L^2}{8} \right) \right] + P \times S$$

Donde:

$W_{\text{cm}}$  = W total de carga muerta

L = Longitud total de viga

P = Carga muerta total producida por diafragma interno y externos

S = Espaciamiento entre diafragmas

$$M_{\max} = \left[ (1\ 338,00) \times \left( \frac{16^2}{8} \right) \right] + (1260 \times 4)$$

$$M_{\max} = 47\ 856,00 \text{ kg/m}$$

### 3.5.3.5. Cálculo de porcentaje de impacto

$$I = \left( \frac{50}{L+125} \right)$$

Donde:

I = carga de impacto %

L = espacio libre entre apoyos del puente en pies

$$I = \left( \frac{50}{52,48+125} \right)$$

$$I = 0,28 = 28\%$$

### 3.5.3.6. Cálculo de momento total

Para calcular el momento último de la viga con diseño a flexión se usa la siguiente formula:

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

$$M_u = 1,3 \left( 47\ 856,00 + \left( \frac{5}{3} \right) (28\ 358,46 \times 1,28 \times 1,03) \right)$$

$$M_u = 143\ 219,69 \text{ kg - m}$$

### 3.5.3.7. Cálculo de acero de refuerzo

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

$$Mu = 143\,219,69 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$B = 0,40 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m} ; d = 0,95 \text{ m}$$

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

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

Obteniendo:

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

$$A_s = \left[ (40 \times 95) - \sqrt{(40 \times 95)^2 - \frac{(143\,219,69 \times 40)}{0,003825 \times 210}} \right] \times 0,85 \frac{210}{2\,810}$$

$$A_s = 69,66 \text{ cm}^2$$

Cálculo de refuerzo mínimo:

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d \qquad \rho_{min} = \frac{14,1}{fy}$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2\,810} \times 40 \times 95 = 19,06 \text{ cm}^2$$

Cálculo de refuerzo máximo:

$$A_{S \max} = 0,5 \times \rho_{\text{bal}} \times b \times d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\phi \times \beta_1 \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{6090}{f_y + 6090}$$

Donde:

$\phi = 0,90$  (Factor de reducción a flexión)

$\beta_1 = 0,85$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,90 \times 0,85 \times 0,85 \times 210}{2810} \times \frac{6090}{2810 + 6090}$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,039$$

$$A_{S \max} = 0,5 \times 0,039 \times 40 \times 95$$

$$A_{S \max} = 74,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min} < A_s < A_{S \max} ; \text{ Ok}$$

Se utilizará el  $A_s$  como el área de acero para el refuerzo que equivale a distribuir a tensión 9 varillas No. 10

Cálculo de refuerzo a compresión:

Se reforzará por sismo que es el 33% del  $A_s$  es el área de acero usada

$$A_{S \text{com}} = 0,33 \times 69,66 = 20,89 \text{ cm}^2$$

Se utilizará  $A_{s_{com}}$  por ser mayor al  $A_{s_{min}}$ , el refuerzo equivale a distribuir a compresión 4 varillas No. 9 en la cama superior.

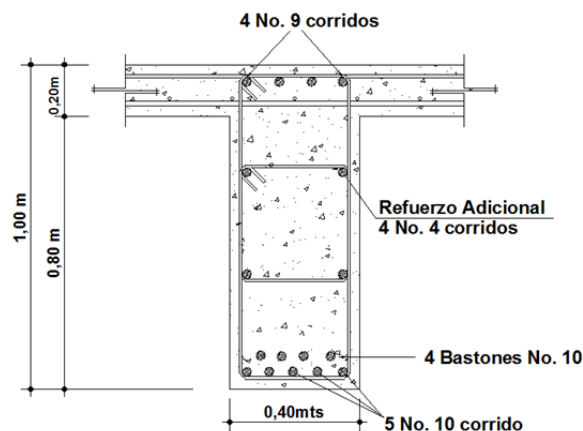
Se recomienda utilizar un refuerzo extra de 0,25 pulgadas cuadradas por pie de alto lo que es igual a  $5,29 \text{ cm}^2$  por metro de alto.

Cálculo de refuerzo adicional

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2 \times 1,00 = 5,29 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo equivale a distribuir 4 varillas No. 4, esto se muestra en la figura siguiente con el esquema de armado de viga.

Figura 22. **Esquema de armado de viga**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 3.5.3.8. **Diseño a corte**

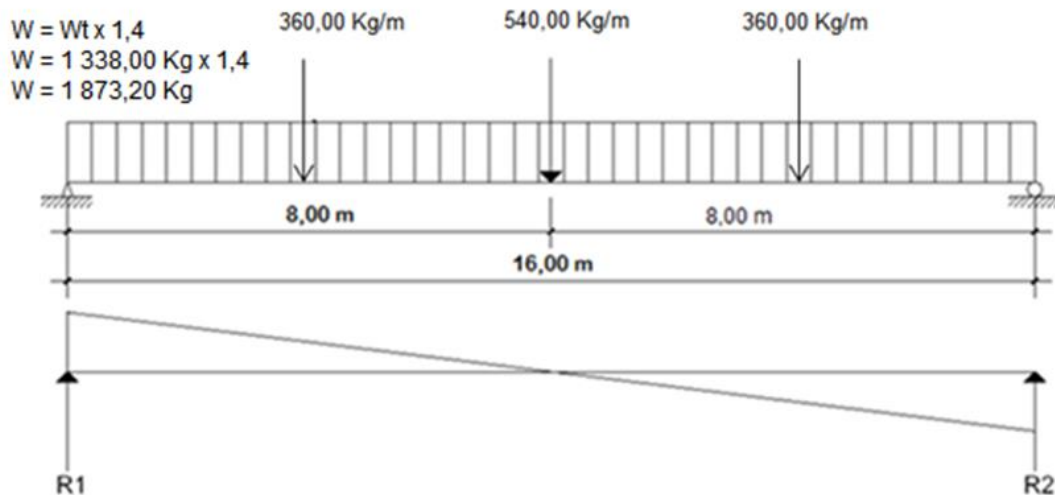
Para el diseño de corte se toman en cuenta varios aspectos que describiremos a continuación.

### 3.5.3.8.1. Esfuerzo cortante por carga muerta

El cálculo del esfuerzo cortante total en la viga resulta del esfuerzo cortante debido a carga muerta, carga viva y carga de impacto que nos servirá para encontrar el refuerzo por corte.

Como se explicó anteriormente en la teoría de líneas de influencia, es corte total se da cuando la máxima carga del camión esta sobre cualquiera de los dos apoyos de la viga, en la figura se muestra el diagrama de cuerpo libre de la carga muerta para corte de la viga.

Figura 23. Diagrama de cuerpo libre debido a carga muerta para corte en viga



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.



El esfuerzo cortante máximo se obtiene de los apoyos como se define en las líneas de influencia va aumentando a medida que se va moviendo para un lado del apoyo, este se calcula con la fórmula:

$$V_{cm} = \frac{(WL)}{2} + \frac{(P)}{2}$$

$V_{cm}$  = esfuerzo cortante máximo debido a carga muerta en kg.

$W$  = Carga distribuida por losa, banqueteta, barandales y viga misma.

$L$  = Longitud total de viga

$P$  = Carga Puntuales debido a diafragma interno y externos

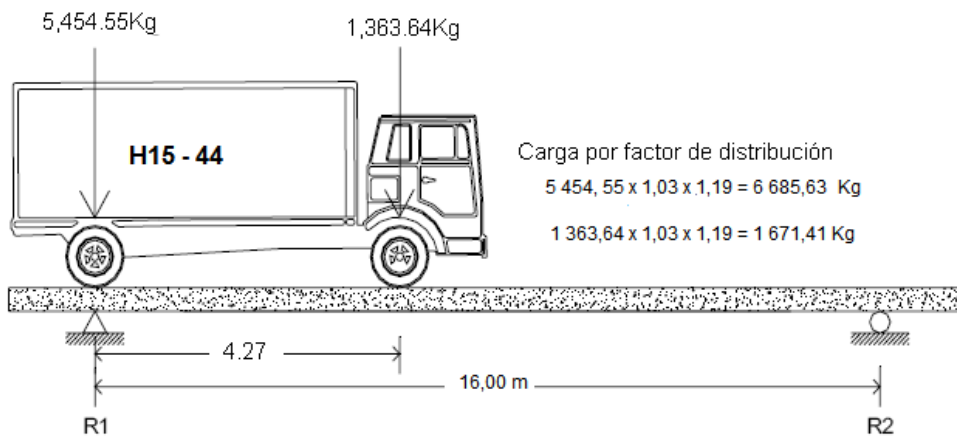
$$V_{cm} = \frac{(1\ 873,20 \times 16,00)}{2} + \frac{(360,00 + 540,00 + 360,00)}{2}$$

$$V_{cm} = 15\ 615,60 \text{ kg}$$

### **3.5.3.8.2. Esfuerzo por sobre carga**

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

Figura 24. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

$$R_1 \times 16,00 = (6\,685,63 \times 16) + (1\,671,41 \times 11,73)$$

$$R_1 = 7\,910,98 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 7\,910,98 \text{ kg}$$

### 3.5.3.8.3. Esfuerzo por corte último

Este se calcula por medio de la siguiente ecuación.

$$V_{\text{total max}} = 1,3 \left( V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} \times l) \right)$$

$$V_{\text{total max}} = 1,3 \left( 15\,615,60 + \frac{5}{3} (7\,910,98 \times 1,28) \right)$$

$$V_{\text{total max}} = 42\,240,06 \text{ kg}$$

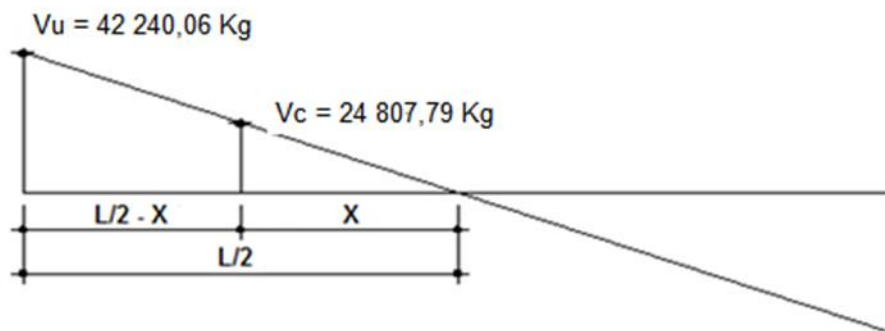
### 3.5.3.8.4. Cálculo de refuerzo cortante

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

$$V_{rc} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times (b \times d)$$
$$V_{rc} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times (40 \times 95)$$
$$V_{rc} = 24\ 807,79 \text{ kg}$$

Con base al diagrama de corte se obtiene el corte máximo ( $V_{max}$ ). Para comprobar límites de espaciamiento:

Figura 25. Diagrama de corte máximo ( $V_{max}$ )



Fuente: elaboración propia.

Corte faltante ( $V_s$ ):

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

$$V_s = 42\ 240,06 - 24\ 807,79 = 17\ 432,27 \text{ kg}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \left( \frac{2 \times A_v \times f_y \times d}{V_s} \right)$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos.

$A_v$  = Diámetro de varilla propuesto en  $\text{cm}^2$ .

d = Peralte efectivo en cm.

$V_s$  = Cortante faltante en kg.

Utilizando refuerzo # 3

$$S = \left( \frac{2 \times 0,713 \times 2\,810 \times 95}{17\,432,27} \right)$$

$$S = 21,83 \approx 20,00 \text{ cm}$$

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

$$S_{\max} = \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

Según especificaciones del ACI el primer estribo debe colocarse a 5,00 cm de la sección o hasta  $S/2$

$$S = \frac{21,83}{2} = 10,91 \approx 10,00 \text{ cm}$$

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

$$\left(\frac{V_U}{L/2}\right) = \left(\frac{V_C}{X}\right)$$

Donde:

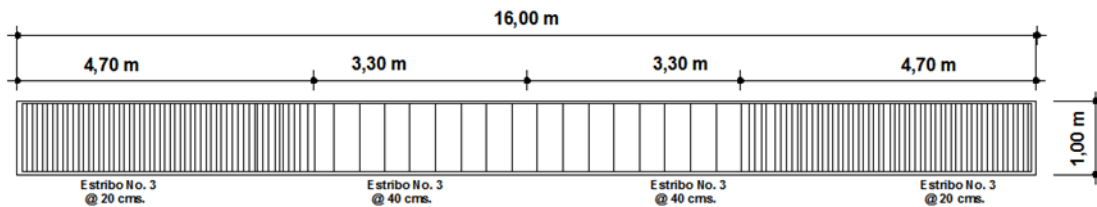
X = longitud en los extremos donde el espaciamiento será de 20 cm

$$\left(\frac{42\,240,06}{8}\right) = \left(\frac{24\,807,79}{X}\right)$$

$$X = 4,69 \approx 4,70 \text{ m}$$

Primeros estribos a No. 3 @ 20 cm el resto @ 40 cm

Figura 26. **Refuerzo a corte en viga**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 3.5.4. Diseño de diafragma

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

Según la especificación de la AASHTO 8.12.2. Indica que en construcción, un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies o/y en los tercios de la luz.

En este caso la luz del puente es de 16 metros, por lo cual si se utilizará diafragma intermedio, además de dos diafragmas externos.

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

#### 3.5.4.1. Diseño de diafragma interno

Al dimensionar la altura del diafragma interior se utiliza  $\frac{3}{4}$  de la altura de las vigas principales, además se usaran los 30 centímetros de ancho y el refuerzo que se colocará es el acero mínimo porque no soportaran las cargas de la losa en el diseño.

- Con viga  $h = 1,00$
- Para diafragma interno  $h = \frac{3}{4} \times 1,00 = 0,75$  m
- Queda la sección del diafragma interior  $0,30\text{m} \times 0,75$  m

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en la cama superior como inferior.

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d \qquad \rho_{min} = \frac{14,1}{f_y}$$
$$A_{smin} = \frac{14,1}{2810} \times 30 \times 75 = 11,29 \text{ cm}^2$$

Para el diafragma exterior el refuerzo equivale a distribuir 4 varillas No. 6 que estarán colocados tanto para la cama superior y como para la cama inferior.

Se recomienda utilizar un refuerzo extra de  $0,25 \text{ plg}^2$  por pie de alto que es igual a  $5,29 \text{ cm}^2$ .

Cálculo del refuerzo adicional:

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2 \times 0,75 = 3,96 \text{ cm}^2$$

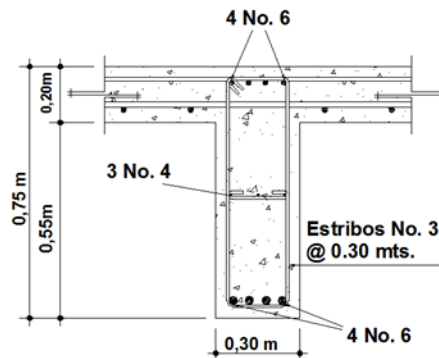
Este refuerzo equivale a distribuir 3 varillas No. 4.

El refuerzo de los estribos se calcula con la fórmula:

$$S = \left(\frac{1}{2}\right) \times h = \left(\frac{1}{2}\right) \times 70 = 35 \text{ cm}$$

Armado: 4 No. 6 + 3 No. 4 estribos # 3 @ 0.30 m. en cada cama.

Figura 27. **Refuerzo de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 3.5.4.2. Diseño de diafragma externo

Dimensionando la altura del diafragma exterior se utiliza  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas principales, además 30 centímetros de ancho y el refuerzo que se colocará es el acero mínimo

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

Para diafragma exterior  $h = 0,50 \times 1,00 \text{ m} = 0,50\text{m}$

Queda la sección del diafragma exterior  $0,50\text{m} \times 0,30\text{m}$

Cálculo del refuerzo mínimo:

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en la cama superior como inferior.

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d \qquad \rho_{min} = \frac{14,1}{f_y}$$
$$A_{smin} = \frac{14,1}{2810} \times 30 \times 50 = 7,53 \text{ cm}^2$$

Para el diafragma exterior el refuerzo equivale a distribuir 4 varillas No. 5 que estarán colocados tanto para la cama superior y como para la cama inferior.

Se recomienda utilizar un refuerzo extra de  $0,25 \text{ plg}^2$  por pie de alto que es igual a  $5,29 \text{ cm}^2$ .

Cálculo del refuerzo adicional

$$A_s = 5,29\text{cm}^2 \times 0,50 = 2,64 \text{ cm}^2$$



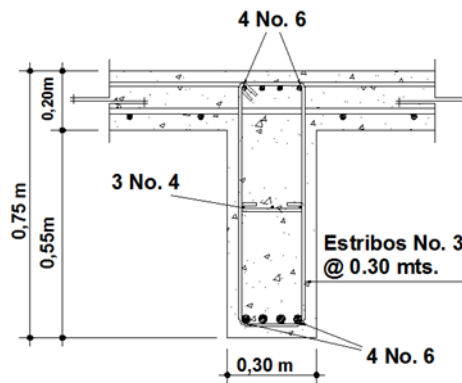
Este refuerzo equivale a distribuir 3 varillas No. 4.

El refuerzo de los estribos se calcula con la fórmula:

$$S = \left(\frac{1}{2}\right) \times h = \left(\frac{1}{2}\right) \times 50 = 25 \text{ cm}$$

Armado: 4 No. 5 + 3 No. 4 estribos # 3 @ 0.25 m. en cada cama.

Figura 28. **Refuerzo de diafragma externo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 3.6. **Diseño de la subestructura**

La subestructura es de vital importancia en el diseño de un puente ya que es la encargada de recibir las cargas desarrolladas por el paso del tráfico y transmitir las al suelo.

### **3.6.1. Análisis y diseño de la estructura de apoyo**

La cortina se diseña a flexión y a corte. Sirve para detener el relleno en el sentido longitudinal, se considera empotrada a la viga de apoyo, su altura depende de la viga principal del puente. De acuerdo a ASSHTO 1.2.22 sobre ella actúan las fuerzas de empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y la fuerza de sismo (EQ).

#### **3.6.1.1. Empuje de tierra (E)**

Se deberán considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales debido a: Sismo (S), fuerza longitudinal (LF) y presión del suelo ( $E_s + E_{sob}$ ). ASSHTO 3,20 considera una sobre carga del suelo con un equivalente líquido de 2,0 pies (0,61 metros), con una presión de 480,0 kilogramo/metro cubico.

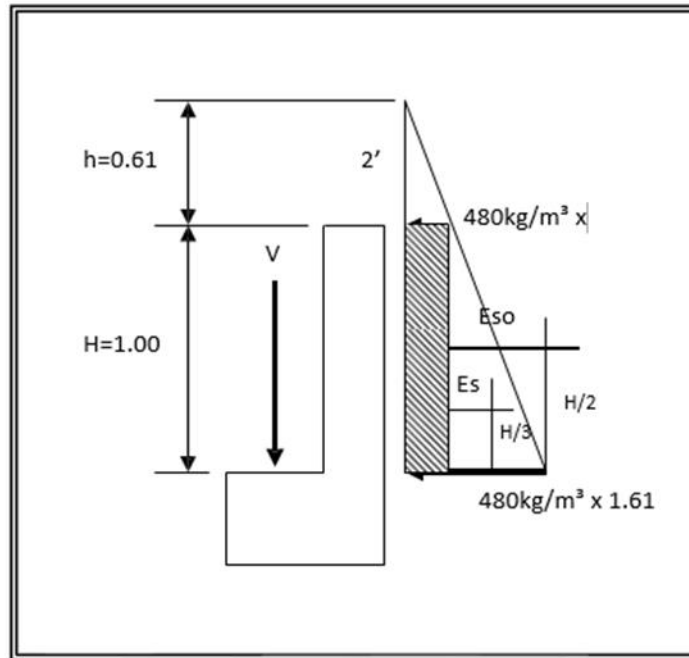
$$E = E_s + E_{sob}$$

$$E_s = \text{carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina } (480,0 * 0,61) * 1,0$$

$$E_{sob} = 0,48 \text{ ton/m}^3, \text{ aplicada al centro de la cortina } (480,0 * 1,0) * 1,0 / 2$$

$$E = 292,8 + 240,0 = 532,8 \text{ kg/m}$$

Figura 29. Geometría de la cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

Se deberán considerar las presiones debido a:

- Las fuerzas longitudinales (FL) producidas por las llantas de camión en el terraplén, la cual es transmitida a la cortina
- Sismo (S)
- Y el empuje del suelo (Es), localizada tras la cortina

### **3.6.1.2. Cálculo de fuerza longitudinal (FL)**

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

$$C_v = 0,05 \times 12\,000$$

$$C_v = 750,00 \text{ kg}$$

$$FL = 750,00$$

$$\text{Brazo de FL} = 1,00 + 1,80 = 2,80 \text{ m}$$

### **3.6.1.3. Cálculo por sismo**

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

$$W_{\text{propio}} = 2\,400,00 \text{ (} 0,25 \times 1,00 \text{)}$$

$$W_{\text{propio}} = 600,00 \text{ kg}$$

$$EQ = 0,08 \times 600,00 = 48,00 \text{ kg}$$

### **3.6.1.4. Combinación de cargas para momento**

De acuerdo a AASHTO 3:22:1a, para calcular el momento de diseño se utilizan los resultados obtenidos anteriormente (LF, S, Esob y Es) y los siguientes grupos de cargas:

- Grupo III (esfuerzo 125 %)  $M = 1,3 (E_{sob} + E_s + FL)$   
 $M = 1,3 (292,80 + 240,00 + 375,00 \times 2,80) = 2\,072,3 \text{ kg} - \text{m}$
- Grupo VII (esfuerzo 133 %)  $M = E_{sob} + E_s + S$   
 $M = 1,3 (292,80 + 240,00 + 67,20 \times (1,0/2)) = 736,30 \text{ kg} - \text{m}$

Se comparan los dos resultados y se toma el mayor (Grupo III) que es el que se utiliza para el cálculo del refuerzo.

### 3.6.1.5. Cálculo de refuerzo

Datos:

$$M_u = 2\,072,3 \text{ kg} - \text{m}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 25 \text{ cm}$$

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

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

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

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

$$A_s = \left[ (100 \times 25) - \sqrt{(100 \times 25)^2 - \frac{(2\,072,3 \times 25)}{0,003825 \times 210}} \right] \times 0,85 \frac{210}{2\,810}$$

$$A_s = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \times b \times d \quad \rho_{\min} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2810} \times 100 \times 25 = 12,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,82 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 12,54 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{smin}$ ,

Se utilizará  $A_{s \text{ min}} = 12,54 \text{ cm}^2$

Proponiendo armado varillas # 6 @ 15 cm.

### 3.6.1.6. Diseño a corte

Refuerzo por corte:

- Grupo III (esfuerzo 125 %)  $M = 1,3 (E_{sob} + E_s + FL)$   
 $M = 1,3 (292,80 + 240,00 + 375,00) = 1050,00 \text{ kg} - \text{m}$
- Grupo VII (esfuerzo 133 %)  $M = E_{sob} + E_s + S$   
 $M = 1,3 (292,80 + 240,00 + 67,20) = 780,00 \text{ kg} - \text{m}$

La mayor de las cargas corresponde al grupo III.

$$V_{rc} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'c} \times (b \times d)$$

$$V_{rc} = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times (80 \times 35)$$

$$V_{rc} = 18279,42 \text{ kg}$$

Como  $V_c > V_{m\acute{a}x}$  usamos el \u00e1rea de acero m\u00ednima con un espaciamiento m\u00e1ximo, calculado de la siguiente manera

$$S = \left(\frac{1}{2}\right) \times h = \left(\frac{1}{2}\right) \times 100 = 50 \text{ cm}$$

Utilizar varilla # 3 @ 15 cm.

### 3.6.1.7. Dise\u00f1o de la viga de apoyo

$$h = 0,40 \text{ m}$$

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

$$d = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d \qquad \rho_{min} = \frac{14,1}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2810} \times 35 \times 80 = 14,05 \text{ cm}^2$$

Utilizar armado 6 # 6

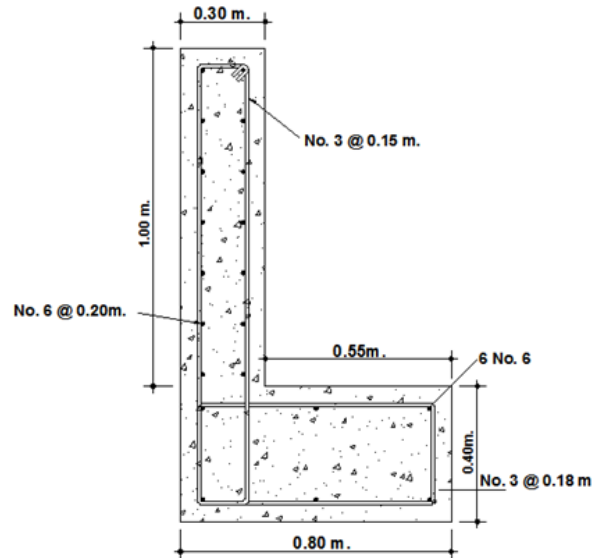
Para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado, a una distancia no menor que  $h/2$

$$S = \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Proponiendo armado No. 3 @ 18 cm

Para el aplastamiento se utilizar\u00e1 el esfuerzo cortante \u00faltimo en la viga, teniendo un valor de  $P = 42\,240,06 \text{ kg}$

Figura 30. **Esquema de armado de viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

### 3.6.1.8. **Diseño de apoyo elastomérico (Neopreno)**

La AASHTO en su capítulo 14.6.1 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies (15,24 m), no es necesario hacer consideraciones por rotación, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse tipos de apoyos especiales que toleren niveles de rotación.

Los puentes con claros menores de 50 pies pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistente en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos



generalmente se limita a puentes con superestructura con base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con estructura metálica o de concreto.

Los apoyos elastoméricos son un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una capa de elastómero), laminados (son varias capas de elastómeros restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente o con refuerzo de fábrica).

Figura 31. **Propiedades de diferente durezas elastoméricas**

Hardness (Shore 'A')	50	60	70
Shear modulus at 73°F (psi) Creep deflection at 25 yrs	95 - 130	130 - 200	200 - 300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials, Cap. 14, p.36 – 76.

Se calcula de la siguiente forma:

Se realizara el cálculo del apoyo elastomérico basados en la norma AASHTOO 14.7.6

Propiedades del acero a utilizar:

- Propiedades del alargamiento a la rotura mayor del 23 %
- El esfuerzo de fluencia será mayor de 2 400 kg/cm<sup>2</sup>
- El esfuerzo de rotura será mayor a 4 200 kg/cm<sup>2</sup>

Propiedades del elastómero:

Los apoyos integrales serán rectangulares, formados por placas interpuestas de neopreno puro de dureza SHORE A de 60, de 13 milímetros (t = 1,3 centímetros) de espesor.

Formulas:

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t(a+b)} \quad \text{Para apoyos fijos y móviles}$$

$$\frac{\Delta_L}{T} \leq 0,50 \quad \text{Para apoyos fijos o libremente apoyados}$$

Donde:

$\Delta_L$  = máximo desplazamiento

a,b = dimensiones del apoyo

$\sigma_p$  = esfuerzo máximo permisible a compresión

$\sigma_f$  = esfuerzo admisible del acero (esfuerzo de trabajo)

t = espesor de una lámina de neopreno (1,3 cm)

T = espesor total del elastómero

Datos:

L= 16,00 m

R= 143,19 Ton

a= 40 cm

M(CV + I)= 36,30 Ton-m

b= 40 cm

Mcm = 47,86 Ton-m

Revisando el esfuerzo por compresión:

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t(a+b)} = \sigma_p = \frac{8 \times 40 \times 40}{1,3(40 + 40)}$$

$$\sigma_p = 123,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{R}{ab} = \frac{143\,219,69}{40 \times 40}$$

$$\sigma_a = 89,51 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_p > \sigma_a$  cumple

$\sigma_a < 100 \text{ kg/cm}^2$  cumple

Cálculo de desplazamiento horizontal:

El máximo desplazamiento horizontal de la superestructura debe ser calculado de acuerdo con la AASHTOO 14.7.6.3.4. La máxima deformación de corete del elastómero debe tomarse como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura, para dicho cálculo se utilizará la ley de Hooke.

Deformación total por esfuerzo.

$$\sigma_f = 1\,700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta e_t = \frac{\sigma_f}{E} L = \frac{1\,700}{29\,000\,000} 1\,600 = 1,7 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta.

$$\Delta e_{cm} = \frac{\Delta e_t M_{cm}}{M_{cm} + M(CV+I)} = \frac{1,7 \times 47\,856}{47\,856 + 36\,300} = 0,97 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta c = 0,000165L = 0,000165 \times 1\,600 = 0,264 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura.

$$\Delta L = 0,00011L = 0,00011 \times 1\,600 = 0,176 \text{ cm}$$

Deformaciones Máximas.

$$\text{Contracción: } \Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta L) = 0,97 - (0,264 + 0,176) = 0,53 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación: } (\Delta e_t + \Delta L) - \Delta c = (1,7 + 0,176) - 0,264 = 1,61 \text{ cm}$$

La deformación máxima de desplazamiento horizontal del apoyo es  $\Delta L = 1,61$  cm

Espesor de apoyos:

Se usaran 2 placas de elastómero de 13 milímetros, 3 placas de acero de 5 milímetros.

$$\text{Revisar: } \frac{\Delta L}{T} \leq 0,50 = \frac{1,61}{4,10} = 0,39 < 0,5 \text{ cumple}$$

Figura 32. **Detalle de armado de apoyos elastoméricos**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

Anclaje:

Si existe alguna combinación de cargas que cause una fuerza de corte mayor de  $1/5$  de la fuerza de compresión ocurrida simultáneamente, el apoyo será asegurado contra el movimiento horizontal. Si los apoyos están sujetos a ambas superficies superior e inferior, la unión debe ser tal que en una dirección vertical la tensión no sea posible.

### 3.6.2. **Análisis y diseño de estribos**

Es difícil establecer un límite de altura para utilizar un determinado tipo de subestructura por gravedad pero, en general los estribos por gravedad se emplean cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase de los 5,00 metros, después de la cual la estructura resulta muy pesada y costosa.

El análisis consistirá en calcular el momento de volteo que produce el empuje de tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura sobre el suelo. Calculados los momentos se procederá a efectuar la comprobación correspondiente.

Los análisis se realizarán con las siguientes fórmulas:

Volteo  $= \frac{ME}{MV} > 1,50$

Deslizamiento  $= 0,50 \times \frac{WE}{WV} > 1,50$

Presiones  $= \frac{W}{A} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{b} \right) \right] < 39\ 390 \text{ kg/m}^2$

Donde:

ME = Momento estabilizante.

MV = Momento de volteo.

W = Fuerza resistente.

E = Fuerzas horizontales.

e =  $\frac{b}{2} - a$  = excentricidad siendo  $a = \frac{(ME-MV)}{W}$

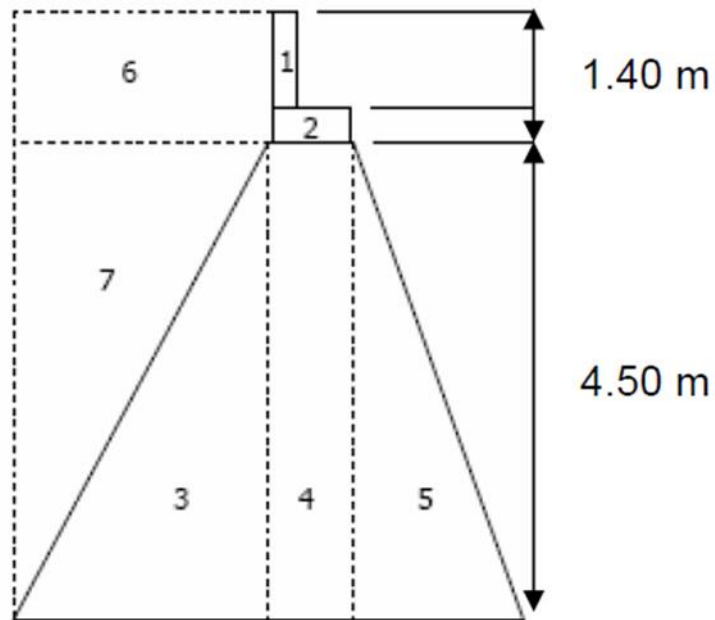
Datos:

Peso del concreto ciclópeo	$W_{cc}$	$2\ 700 \text{ kg / m}^3$
Peso del concreto armado	$W_c$	$2\ 400 \text{ kg / m}^3$
Peso del suelo	$W_s$	$1\ 800 \text{ kg / m}^3$
Equivalente líquido		$480 \text{ kg / m}^3$
Capacidad soporte del suelo		$32,58 \text{ ton / m}^2$

### 3.6.2.1. Revisión del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, con este material se obtiene un diseño más simple y económico, consiste en asumir su sección y después verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Figura 33. Estribo de concreto ciclópeo



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad.

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

Resultados momento de volteo					
Sección	Altura (m)	Presión	Empuje $W_v$	B.P. (m)	MV (kg- m)
I	5,90	292,80	1 727,20	2,95	5 095,24
II	2,95	1 440,00	4 248,00	1,95	8 283,60
Total			5 975,20	Total	13 378,84

Fuente: elaboración propia.

- Momento estabilizante (ME)

En la tabla siguiente se muestra la integración de cargas:

Tabla XIV. **Cálculo de momento estabilizante debido al muro**

Resultados momento estabilizante							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso $W_E$ (kg)	B.P. (m)	ME (kg- m)
1	0,30	1,00	0,30	2 400,00	720,00	2,90	2 088,00
2	0,80	0,40	0,32		768,00	2,65	2 035,20
3	0,45	4,50	1,01	2 700,00	2 727,00	2,60	7 090,20
4	0,80	4,50	3,60		9 720,00	1,43	13 899,60
5	1,30	4,50	2,93		7 911,00	3,45	27 292,95
6	0,45	1,40	0,63	1 700,00	1 071,00	3,85	4 123,35
7	0,45	4,50	1,01		1 717,00	3,65	6 267,05
Total					24 634,00	Total	62 796,35

Fuente: elaboración propia.



### 3.6.2.1.1. Revisión del muro sin superestructura

Para verificar la estructura como un muro de gravedad, se utilizarán las fórmulas de chequeo para muros de gravedad, las cuales se describen a continuación.

- Revisión de volteo

$$\frac{ME}{MV} = \frac{62\,796,35}{13\,378,84} = 4,69 > 1,50$$

- Revisión de deslizamiento

$$D = 0,50 \times \frac{WE}{W_v} = 0,50 \times \frac{24\,634,00}{5\,975,20} = 2,06 > 1,50$$

La estructura resiste el volteo y deslizamiento, ya que ambos chequeos son mayores a 1,50.

- Revisión de presiones

$$a = \frac{(ME-MV)}{W} = \frac{(62\,796,35 - 13\,378,84)}{24\,634,00} = 1,30$$

$$3a > b$$

$$3a = 3,90 > 2,55 \text{ OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,55}{2} - 1,30 = -0,73$$

$$P = \frac{W}{A} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{b} \right) \right] < 32\,580 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{24\,634,00}{2,55} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{-0,73}{2,55} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 12\,425,92 \text{ kg/m}^2 < 32\,580 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 6\,894,87 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ kg/m}^2$$

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

### 3.6.2.1.2. Revisión del muro con superestructura y carga viva

La siguiente comprobación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva.

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo  $R_1 = 7\,910,98$  kilogramos, y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base del estribo (1,28 metros).

Carga Muerta:

W losa	=	$2\,400 \times 0,20 \times \frac{16}{2} \times \frac{3,50}{2}$	=	6 720,00 kg/m
W barandal y banqueteta	=	$90 \times 8 \times 2$	=	1 440,00 kg/m
W viga	=	$2\,400 \times 0,80 \times 0,40 \times 8$	=	6 144,00 kg/m
W diafragma interno	=	$2\,400 \times 0,75 \times 0,30 \times 3,50$	=	1 890,00 kg/m
W diafragma externo	=	$2\,400 \times 0,50 \times 0,30 \times 3,50$	=	1 260,00 kg/m
W total	=		=	17 454,00 kg/m

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

La suma de  $ME_2$  y  $ME$  (peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total.

$$ME_2 = (CV + CM) \times \text{brazo}$$

$$ME_2 = (7\,910,98 + 17\,454,00) \times 1,28$$

$$ME_2 = 32\,467,17 \text{ kg}$$

$$MET = ME_2 + ME = 32\,467,17 + 62\,796,35 = 95\,263,52 \text{ kg} - \text{m}$$

$$WE_2 = W + CV + CM$$

$$WE_2 = 24\,634,00 + 7\,910,98 + 17\,454,00 = 49\,998,98$$

- Revisión de volteo

$$\frac{ME_2}{MV} = \frac{95\,263,52}{13\,378,84} = 7,12 > 1,50$$

- Revisión de deslizamiento

$$D = 0,50 \times \frac{WE_2}{W_v} = 0,50 \times \frac{49\,998,98}{5\,975,20} = 4,10 > 1,50$$

La estructura resiste el volteo y deslizamiento, ya que ambos chequeos son mayores a 1,50

$$a = \frac{(ME_2 - MV)}{WE_2} = \frac{(95\,263,52 - 13\,378,84)}{49\,998,98} = 1,64$$

$$3a > b$$

$$3a = 4,92 > 2,55 \text{ OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,55}{2} - 1,63 = -0,35$$

$$P = \frac{W}{A} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{b} \right) \right] < 38\,390 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{48\,998,98}{2,55} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{-0,35}{2,55} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 27\,039,63 \text{ kg/m}^2 < 32\,580 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 13\,390,93 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ kg/m}^2$$

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

### 3.6.2.1.3. Revisión del muro con sismo

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerara la carga viva, se sumara el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W<sub>3</sub>). Así mismo, se sumara el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME<sub>3</sub>), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándose el factor por sismo del 8 %.

$$ME_3 = ME + (CM \times \text{brazo})$$

$$ME_3 = 62\,796,35 + (17\,454,00 \times 1,28) = 85\,137,47 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$WE_3 = WE + CM$$

$$WE_3 = 24\,634,00 + 17\,454,00 = 42\,088,00 \text{ kg}$$

$$FH = 1,08W_v + 0,08W_2$$

$$FH = 1,08 (5\,795,20) + 0,08 (49\,998,98) = 10\,258,73 \text{ kg}$$

Tabla XV. **Cálculo del momento estabilizante sin carga viva (ME)**

Resultados momento estabilizante sin carga viva							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso W <sub>E</sub> (kg)	B.P. (m)	ME (kg-m)
1	0,30	1,00	0,30	2 400,00	720,00	5,41	3 895,20
2	0,80	0,40	0,32		768,00	4,70	3 609,60
3	0,45	4,50	1,01	2 700,00	2 727,00	2,25	6 135,75
4	0,80	4,50	3,60		9 720,00	1,50	14 580,00
5	1,30	4,50	2,93		7 911,00	1,50	11 866,50
6	0,45	1,40	0,63	1 700,00	1 071,00	3,00	3 213,00
7	0,45	4,50	1,01		1 717,00	5,21	8 945,57
Total					24 634,00	Total	52 245,62

Fuente: elaboración propia.

$$MEQ = 0,08ME$$

$$MEQ = 0,08 (52\,245,62) = 4\,179,65 \text{ kg - m}$$

$$MV_3 = 1,08MV + 0,08 (CM \times h') + MEQ$$

$$MV_3 = 1,08 (13\,378,84) + 0,08 (17\,454,00 \times 4,90) + 4\,179,65$$

$$MV_3 = 25\,470,76 \text{ kg - m}$$

- Revisión de volteo

$$\frac{ME_3}{MV} = \frac{85\,137,47}{25\,470,76} = 3,34 > 1,50$$

- Revisión de deslizamiento

$$D = 0,50 \times \frac{WE_3}{FH} = 0,50 \times \frac{42\,088,00}{10\,258,73} = 2,05 > 1,50$$

La estructura resiste el volteo y deslizamiento, ya que ambos chequeos son mayores a 1,50

$$a = \frac{(ME_3 - MV)}{WE_3} = \frac{(85\,137,47 - 25\,470,76)}{42\,088,00} = 1,42$$

$$3a > b$$

$$3a = 4,26 > 2,55 \text{ OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,55}{2} - 1,42 = -0,14$$

$$P = \frac{W}{A} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{b} \right) \right] < 32\,580 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{42\,088,00}{2,55} \left[ 1 \pm \left( 6 \times \frac{-0,14}{2,55} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 21\,942,07 \text{ kg/m}^2 < 32\,580 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 11\,068,12 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ kg/m}^2$$

Con los resultados anteriores, se puede concluir que los valores de las fuerzas no sobrepasan el valor soporte, por lo que se tiene las dimensiones del muro propuesto son aptas para soportar la superestructura.

### 3.7. Medidas de protección para puentes

Las medidas de protección se usan para controlar, demorar, minimizar o monitorear problemas de estabilidad de cauces y puentes. La solución al

problema de socavación de un puente debe iniciarse con el estudio de las causas que lo originan, incluyendo aspectos desestabilizantes desde el punto de vista topográfico, hidrológico, hidráulico, estructural y de suelos.

En general, las medidas de protección de puentes se clasifican en tres grandes tipos tal como se resume en la siguiente tabla.

Es muy importante entender cuáles son los factores que causan la socavación y cuantificar su profundidad máxima, para determinar alternativas de protección y poder seleccionar la medida de protección más adecuada. Es necesario también prever los efectos negativos que pueda tener la adopción de alguna de las alternativas de solución al problema de socavación sobre el cauce o sobre el mismo puente.

### **3.7.1. Medidas hidráulicas para protección de puentes**

Las medidas hidráulicas de protección son todas las que se diseñan y construyen para modificar las líneas de corriente o resistir las fuerzas erosivas del flujo en un cauce. Muchas de las medidas hidráulicas de control se consideran temporales pues tarde o temprano el flujo de agua las destruye total o parcialmente, pero entre tanto, han protegido la estructura y permitido que el puente siga en operación hasta que se construyan medidas estructurales mas permanentes. El monitoreo de las mismas se requiere durante crecientes para verificar su comportamiento. El principal objetivo de estas medidas es proteger la estructura principal contra socavación durante crecientes a costa de su propio daño, por lo que si sufren algún deterioro deben someterse a reparaciones posteriores, lo que siempre resulta más barato y fácil que reparar un puente.

Existen tres tipos principales de estructuras hidráulicas de control: estructuras longitudinales, estructuras transversales y combinación de ellas.

### **3.7.1.1. Estructuras longitudinales**

Son estructuras construidas directamente sobre las bancas del cauce de un río o canal y orientadas paralelamente al flujo con el objetivo de que las líneas de corriente con alta velocidad no puedan arrastrar materiales de las orillas. La principal forma de protección longitudinal es con revestimientos que pueden ser rígidos o flexibles prefiriéndose siempre estos últimos ya que se comportan mejor ante posible falla de los mismos por razones como socavación, asentamientos o problemas estructurales. Las estructuras longitudinales buscan proteger el cauce en tres zonas tal como se ilustra en la figura siguiente.

El talud del dique protector si existiese o talud superior del río, por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias (*NAME*).

- La orilla superior del cauce natural por encima del nivel de aguas medias bajas (*NAMB*).
- La orilla inferior del cauce natural situada bajo el nivel de aguas medias bajas y por lo tanto, siempre sumergida.

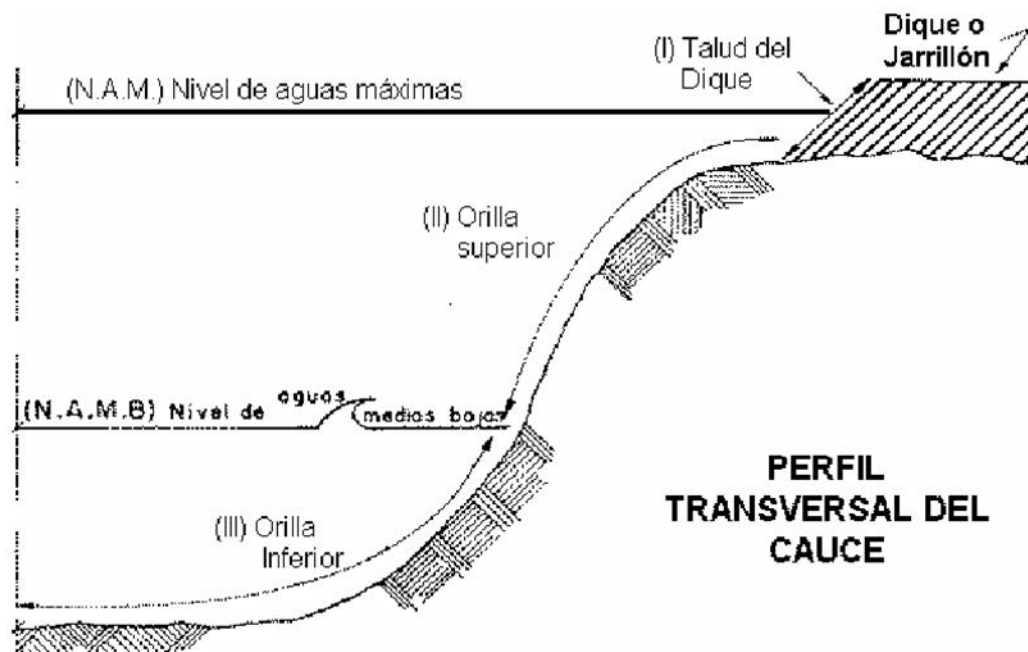
Usualmente, en tramos rectos se protegen ambas orillas a lado y lado del río, pero en los curvos solo la parte exterior. Las obras de protección directamente construidas sobre la orilla del cauce requieren:

- Conformación de la orilla con una pendiente estable



- Provisión de drenajes para reducir los efectos de la saturación y las fuerzas de filtración
- Revestimiento de los taludes con materiales resistentes a la erosión
- Defensa de la orilla inferior contra socavación
- Muros de protección de riberas en gaviones u otros materiales

Figura 34. Zonas a proteger a la orilla de un cauce



Fuente: Manual para protección de puentes, Universidad del Cauca, Colombia. Cap. 7.3.

### 3.7.1.1.1. Protección del talud del dique

Para casos de diques sometidos a bajas velocidades y alejados de la orilla, la protección puede lograrse con césped y tacones de árboles como sauce o caña brava. Si las corrientes que actúan sobre el talud del dique son

fuerzas o el dique está situado próximo a la orilla, debe aplicarse algunos de los métodos de protección para la orilla superior que se indican más adelante.

#### **3.7.1.1.2. Protección del talud de la orilla superior**

La orilla superior está sujeta a altas velocidades y a la fluctuación del nivel del agua desde el nivel de aguas máximas extraordinarias (*NAME*) hasta el nivel de aguas medias bajas (*NAMB*), lo que ocasiona el arrastre de partículas finas.

La protección se logra con revestimientos que se apoyan directamente sobre el talud de la orilla y se extienden hasta el fondo del cauce. Se construyen con materiales que no pueden ser arrastrados por la corriente, generalmente enrocados. Entre estos materiales y los del cauce se suele colocar un filtro que impide que las partículas finas salgan entre los huecos de la protección debido a la turbulencia y vórtices producidos por la corriente y a las rápidas fluctuaciones de los niveles del agua, sobre todo en épocas de avenidas.

La experiencia sobre muchas corrientes ha demostrado que la vegetación es inefectiva como protección de orillas contra erosión, a excepción de la interface superficie del agua y la orilla superior ya que pastos y arbustos ayudan a proteger las bancas contra erosión causada por el oleaje, alta velocidad superficial de la corriente, y pequeñas fluctuaciones en la elevación del flujo. La vegetación ayuda a reducir velocidades del agua e induce a la depositación de partículas contribuyendo a la estabilidad. Cuando las orillas son bajas, los árboles con sistema de raíces verticales contribuyen a mejorar la estabilidad, pero si las orillas son altas y las raíces no penetran por debajo de la pata del talud, los árboles pueden contribuir a crear inestabilidades si existe erosión de

la orilla inferior. Se busca que la orilla a ser sembrada tenga una pendiente estable y menor del IV:2H.

En el diseño de revestimientos, ya sea que se usen para protección de la orilla superior o inferior, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los taludes, dependiendo del tipo de material de las bancas, deben tener una pendiente entre IV:2H y IV:4H con el fin de asegurar la estabilidad tanto del material a proteger como del protector.
- Los revestimientos o cubiertas protectoras de las orillas deben ser porosos para permitir el drenaje a través de ellas y evitar la presencia de sub presiones que levanten y dañen la cubierta.
- Las medidas protectoras deben extenderse hacia el lecho del cauce con el fin de proteger la pata del talud, especialmente en aquellos casos en que esta erosión sea agresiva y atente contra la estabilidad de todo el talud.
- Los revestimientos deben ser flexibles, hechos con enrocado o gaviones, para que se acomoden a asentamientos y deformaciones, lo que no se logra con un revestimiento rígido de losas de concreto que requieren de gran control en la construcción y durante su vida útil.

### **3.8. Evaluación de impacto ambiental**

En el siguiente cuadro, identificar el o los impactos ambientales que pueden ser generados como resultado de la construcción y operación del proyecto.

Tabla XVI. Cuadro de impactos ambientales para puente vehicular

		<b>N No significativo</b> <b>M Moderado</b> - Significativo negativo + Significativo positivo X No aplica				Trabajos Preliminares	Movimiento de tierras	subestructura	Superestructura	
MEDIO NATURAL	MEDIO FÍSICO	TIERRA	1 Recursos minerales	X	-	N	N			
			2 Suelos aprovechables	M	-	N	N			
			3 Materiales explotables	X	N	M	N			
			4 Geosferico	X	N	N	N			
		SUBTERRANEA	5 Calidad del agua	X	X	X	X			
			6 Variaciones de caudal	X	X	X	X			
			7 Patron de drenaje	X	X	X	X			
		SUPERFICIAL	8 Calidad del agua	N	N	N	X			
			9 Variaciones de caudal	M	N	N	X			
			10 Interaccion con la superficie	M	N	M	X			
			11 Uso potencial del suelo	M	N	N	N			
		SUELO	12 Calidad del agua	N	N	N	N			
			13 Erosionabilidad	-	+	+	N			
			14 Asentamiento y compactacion	M	+	+	N			
			15 Sismicidad	N	+	+	N			
			16 Calidad del aire	N	M	N	N			
		ATMÓSFERA	17 Niveles de ruido	X	M	N	N			
			18 Apariencia del aire	X	M	N	N			
			19 Campos electromagneticos	X	X	X	X			
			20 Clima	X	X	X	X			
			21 Olor	X	X	X	X			
			22 Elementos de composicion	X	X	X	X			
			23 Patrones de transito vehicular	X	X	X	X			
			24 Contraste arquitectonico	N	M	M	M			
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	25 Arboles	-	N	N	N		
				26 Arbustos	-	N	N	N		
				27 Hierba	-	N	N	N		
	28 Barreras vegetales			-	N	N	N			
	FAUNA		29 Insectos	N	X	X	X			
			30 Animales terrestres	N	X	X	X			
			31 Aves	N	X	X	X			
			32 Fauna acuatica	X	X	N	N			
	MEDIO HUMANO	SOCIO-ECONÓMICO	33 Salud	X	+	+	+			
			34 Seguridad	X	+	+	+			
			35 Nivel de vida	X	+	+	+			
			36 Servicios	X	+	+	+			
			37 Recreacion	X	+	+	+			

Fuente: Municipalidad de El progreso, Jutiapa.

### 3.9. Presupuesto

El presupuesto se integró a base de precio unitario, utilizando como base los precios de los materiales que se manejan en el área, los salarios se tomó en base a los proporcionados por la Oficina Municipal de Planificación y el factor de indirectos de un 35 por ciento

Tabla XVII. **Presupuesto del puente sobre el río Chiquito**

No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD MEDIDA	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	BODEGA Y GUARDIANIA	1,00	Global	Q 6 936,38	Q 6 936,38
2	TRAZO Y NIVELACIÓN	60,00	ml	Q 126,75	Q 7 605,00
3	LIMPIEZA GENERAL	1,00	Global	Q 3 526,43	Q 3 526,43
4	EXCAVACIÓN	45,00	m <sup>3</sup>	Q 242,57	Q 10 915,65
5	RELLENO Y COMPACTACIÓN	30,00	m <sup>3</sup>	Q 130,00	Q 3 900,00
6	RETIRO DE MATERIAL SOBRANTE	1,00	Global	Q 4 618,43	Q 4 618,43
7	MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO	96,00	m <sup>3</sup>	Q 2 497,43	Q 239 753,28
8	LOSA DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURA	87,00	m <sup>2</sup>	Q 2 482,29	Q 215 959,23
9	VIGAS PRINCIPALES	32,00	ml	Q 6 206,67	Q 198 613,44
10	DIAFRAGMA	10,20	ml	Q 1 609,56	Q 16 417,51
11	BARANDALES + DRENAJES	32,00	ml	Q 1 040,46	Q 33 294,72
12	VIGA DE APOYO + CORTINA + NEOPRENO	12,84	ml	Q 5 016,85	Q 64 416,35
13	APROCHES	54,00	m <sup>3</sup>	Q 359,90	Q 19 434,60
COSTO TOAL DEL PROYECTO					Q 825 391,02

Fuente: elaboración propia.

El precio total del proyecto es de: ocho cientos veinte y cinco mil trescientos noventa y uno con dos centavos.

Tabla XVIII. Cronograma de ejecución físico-financiero

No.	RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				
				S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	
1	BODEGA Y GUARDIANA	Global	1		Q. 6 936,38															
2	TRAZO Y NIVEACIÓN	ml	60		Q. 7 605,00															
3	LIMPIEZA GENERAL	Global	1																	
4	EXCAVACIÓN	m³	86				Q. 10 915,65												Q. 3 526,53	
5	RELLENO Y COMPACTACIÓN	m³	30				Q. 3 900,00													
6	RETRO DE MATERIAL SOBRIANTE	Global	1					Q. 4 618,43												
7	MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO	m³	96											Q. 239 753,28						
8	LOSA DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURA	m²	30											Q. 215 959,23						
9	VIGAS PRINCIPALES	ml	12											Q. 198 613,44						
10	DIAPHRAGMA	ml	9,6											Q. 16 417,51						
11	BARANDALES + DRENAJES	ml	12											Q. 33 294,72						
12	VIGA DE APOYO + CORTINA + NEOPRENO	ml	12,84											Q. 64 416,35						
13	ARROCHES	m³	54											Q. 19 434,60						
TOTAL																				Q. 825 391,02

Fuente: elaboración propia.

### 3.10. Evaluación económica

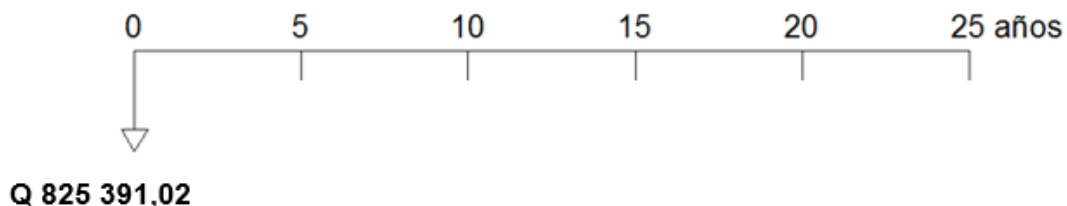
El análisis por razones financieras o indicadores permite observar puntos fuertes o débiles de una empresa o proyecto, indicando también las probabilidades y tendencias, pudiendo así determinar que cuentas de los estados financieros requiere de mayor atención en el análisis. El adecuado análisis de estos indicadores permite encontrar información que no se encuentra en las cifras de los estados financieros.

#### 3.10.1. Valor Presente Neto (VPN)

El método del Valor Presente Neto es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos. Cuando el VPN es menor que cero implica que hay una pérdida a una cierta tasa de interés o por el contrario si el VPN es mayor que cero se presenta una ganancia.

Proyecto del puente sobre el río Chiquito:

Figura 35. **Esquema de ingresos y egresos para el proyecto**



Fuente: elaboración propia.



$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{Egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 825\,391,02$$

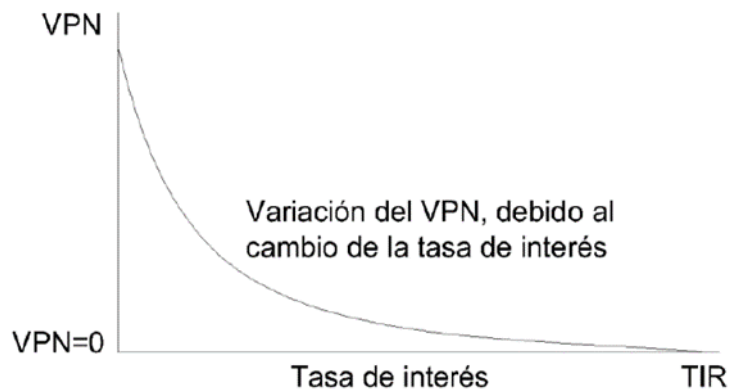
$$\text{VPN} = -825\,391,02$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

### 3.10.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La Tasa Interna de Retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Figura 36. Variación del VPN debido a la TIR



Fuente: elaboración propia.

La Tasa Interna de Retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$a) (P-L) \times \left(\frac{R}{P}, i\%, n\right) + L \times i + D = I$$

Dónde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

b) Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos

c) Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4.5 %, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

A pesar de la deducción anterior, sí es factible la construcción del puente ya que representa un beneficio social dentro de la comunidad.

### **3.11. Elaboración de planos**

Los planos constructivos para el puente se presentan en el anexo, están conformados por: planta y perfil del puente, detalles constructivos de vigas losa y diafragmas.



## CONCLUSIONES

1. La ejecución del drenaje sanitario en el caserío El Porvenir ayudará a mejorar las condiciones de saneamiento ambiental, entre las que se puede mencionar: la eliminación de focos de contaminación y proliferación de enfermedades, así como la eliminación de malos olores producidos por las aguas negras que corren a flor de tierra.
2. En el proyecto del sistema de alcantarillado sanitario y el puente, cabe mencionar que la construcción de ambos proyectos no es viable, ya que la inversión del proyecto no es rentable. Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.
3. El costo por metro lineal del puente será de Q. 51 586, 94 el cual se estipula como un costo que se encuentra en la media del costo de una obra de este tipo en la región el cual es de (Q. 45 000,00 – Q.90 000,00).
4. El impacto ambiental es mínimo, tan solo tendrá incidencia durante la ejecución de los mismos.
5. A pesar de que Guatemala cuenta con pocas estaciones meteorológicas en distintitos puntos del país, las condiciones climáticas se dan por regiones, así que si deseamos investigar un punto en interés nos podemos abocar al INSIVUMEH por datos, con la certeza que tienen un pequeño margen de incerteza entre los puntos de estudio dentro de una misma región.



## RECOMENDACIONES

1. A la institución ejecutora del proyecto de drenaje sanitario, velar porque se ejecute, con base a lo establecido en los planos y especificaciones técnicas, para asegurar el buen funcionamiento de las obras.
2. La Municipalidad de El Progreso, la ejecución de las obras ya que son obras que incurren en un bajo costo, si se analiza el impacto positivo que ambas obras causaran en las respectivas comunidades donde estas se planificaron.
3. Se aconseja que para calcular el caudal en un punto determinado, en la medida de lo posible se aboque al INSIVUMEH a buscar datos de la estación meteorológica más cercana al punto de interés y se use el método de cuenca y escorrentía, ya que es más exacto, ya que si se usa el método de secciones y crecidas del río estos a suelen ser inexactos debidos a asolvamientos y falta de mantenimiento de los mismos.
4. Monitorear el funcionamiento de los proyectos, para darles el mantenimiento necesario correspondiente, para evitar un asolvamiento del tramo de río en donde se encuentra el puente, además que en caso del drenaje sanitario es importante un monitoreo constante de las fosas sépticas y pozos de absorción para evitar cualquier incidente y así un daño al ambiente.





## BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD*. 2a ed. Washington: AASHTO, 2002. 1005 p.
2. American Concrete Institute. Comité ACI 318. *Código de Construcción para el Hormigón Estructural (ACI 318S-05)*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute, 2002. 490 p.
3. CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de Ingeniería Sanitaria*  
2. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989. 135 p.
4. Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ingenieros Consultores de Centro América, 2003 723 p.
5. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes*. 2a ed. Colombia: UIS Bucaramanga, 1993. 363 p.



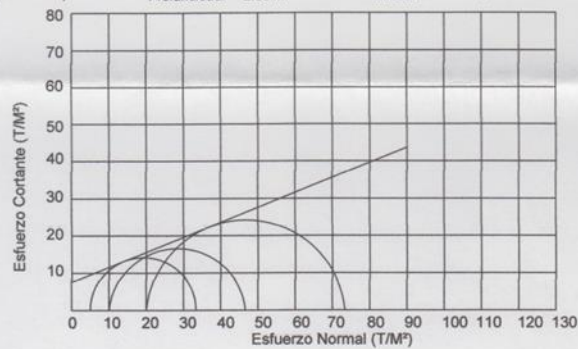
## **ANEXOS**

- Estudio de suelos para el diseño del puente sobre el río Chiquito, El Progreso, Jutiapa.
- Planos del sistema de drenaje sanitario para el caserío El Porvenir, El Progreso, Jutiapa
- Planos del puente vehicular sobre el río Chiquito, El Progreso, Jutiapa



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 281 O.T.: 28,507  
 INTERESADO: Francisco Raúl Andriño López  
 PROYECTO: EPS- Diseño del puente sobre el Río Chiquito  
 Ubicación: Municipio del El Progreso, Jutiapa  
 Fecha: 19 de julio del 2011  
 pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 18.5$	COHESIÓN: $C_u = 9.2$
--	-----------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arena Limosa Color Beige  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m²)	28.36	43.27	66.00
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	2.0	4.0	7.0
DENSIDAD SECA (T/m³)	1.29	1.29	1.29
DENSIDAD HUMEDA (T/m³)	1.62	1.62	1.62
HUMEDAD (%H)	22.5	22.5	22.5

Vo. Bo.   
 Inga Teima Maricela Cano Morales  
 DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Morales  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



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



INFORME No. 282

O.T. No. 28.507 N° 19396

Interesado: Francisco Raúl Andriño López  
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.  
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11  
 Proyecto: EPS- Diseño de puente sobre el Río Chiquito  
 Procedencia: Municipio de El Progreso, Jutiapa  
 Fecha: 19 de julio del 2011

Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	0.00
3/4"	19.00	100.00
4	4.76	98.51
10	2.00	95.86
40	0.42	80.57
200	0.074	24.39

% de Grava: 1.49  
 % de Arena: 74.12  
 % de Finos: 24.39



Descripción del suelo: Arena Limosa Color Beige  
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-24  
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.  
 Inga. Tetma Maricela Cano Morales  
 DIRECTORA CI/USAC



Ing. Omar Enrique Médrano Méndez  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





INFORME No. 283 O.T.: 28507

Interesado: Francisco Raúl Andrino López  
Proyecto: EPS- Diseño de puente sobre el Rio Chiquito

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG  
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Municipio de El Progreso, Juliapa

FECHA: 19 de julio del 2011

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	NP	NP	S.M.	Arena Limosa color beige

(\*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

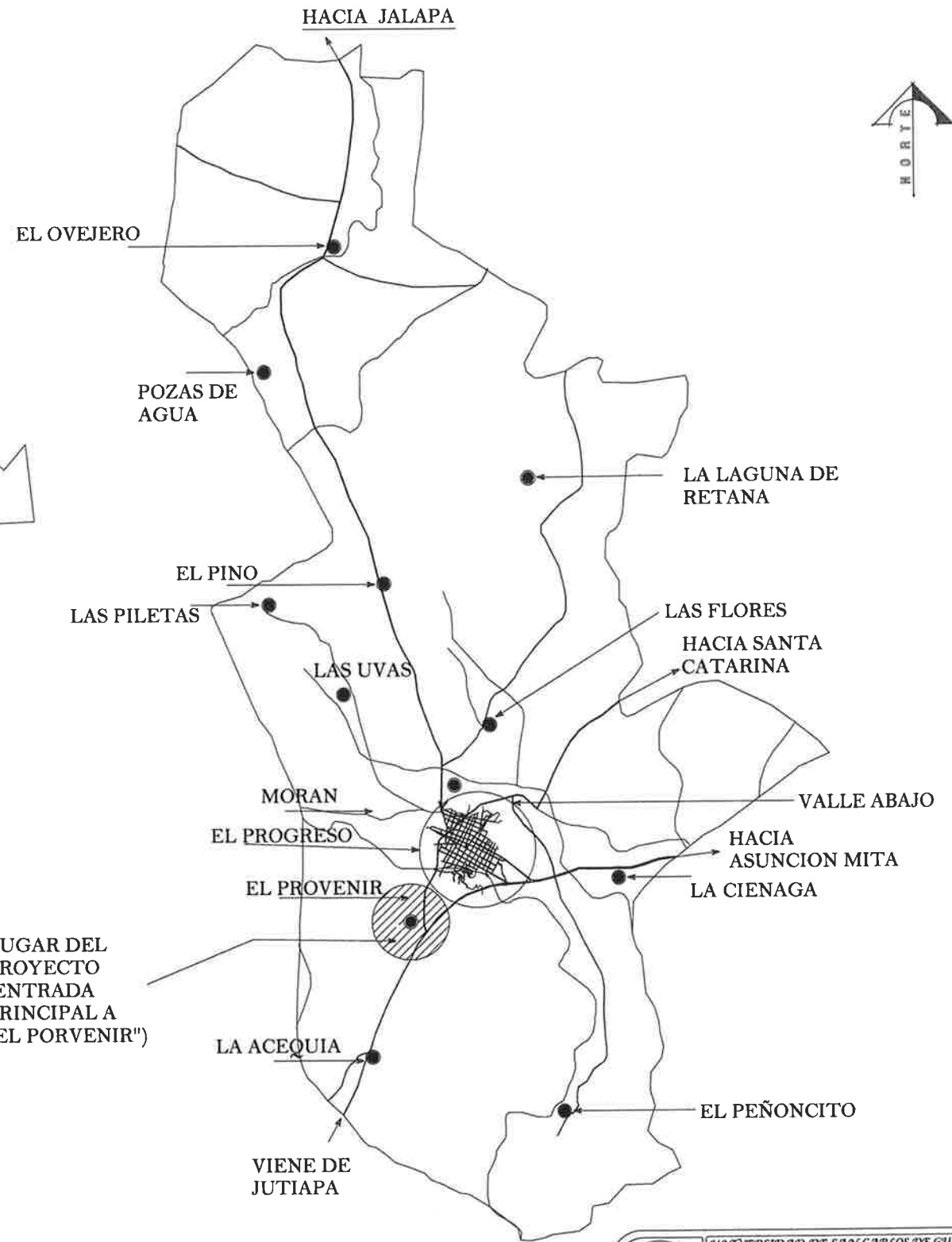
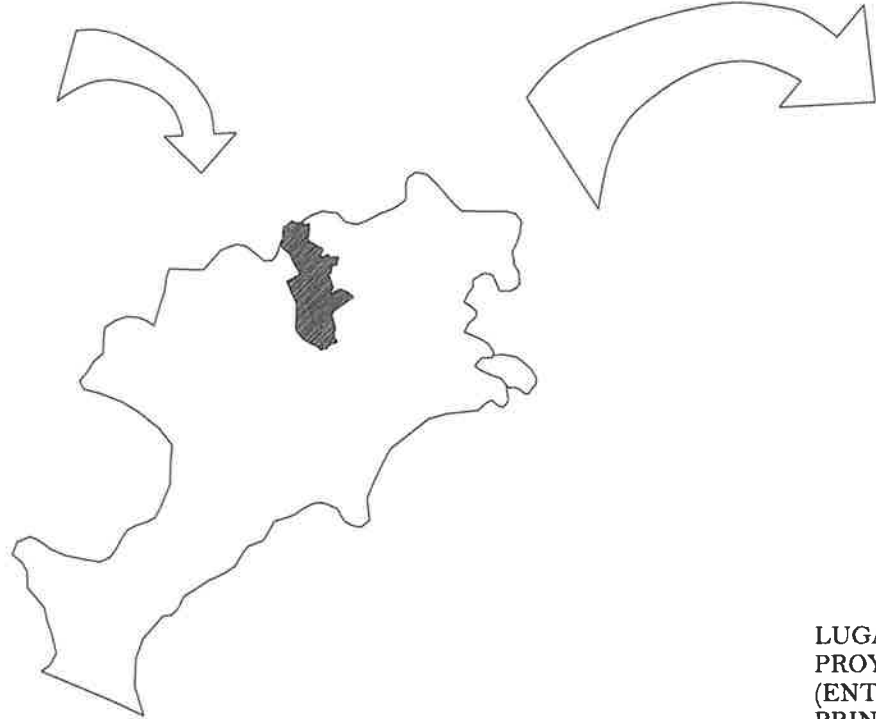
Va. Bo.

Inga. Teirna Marcela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



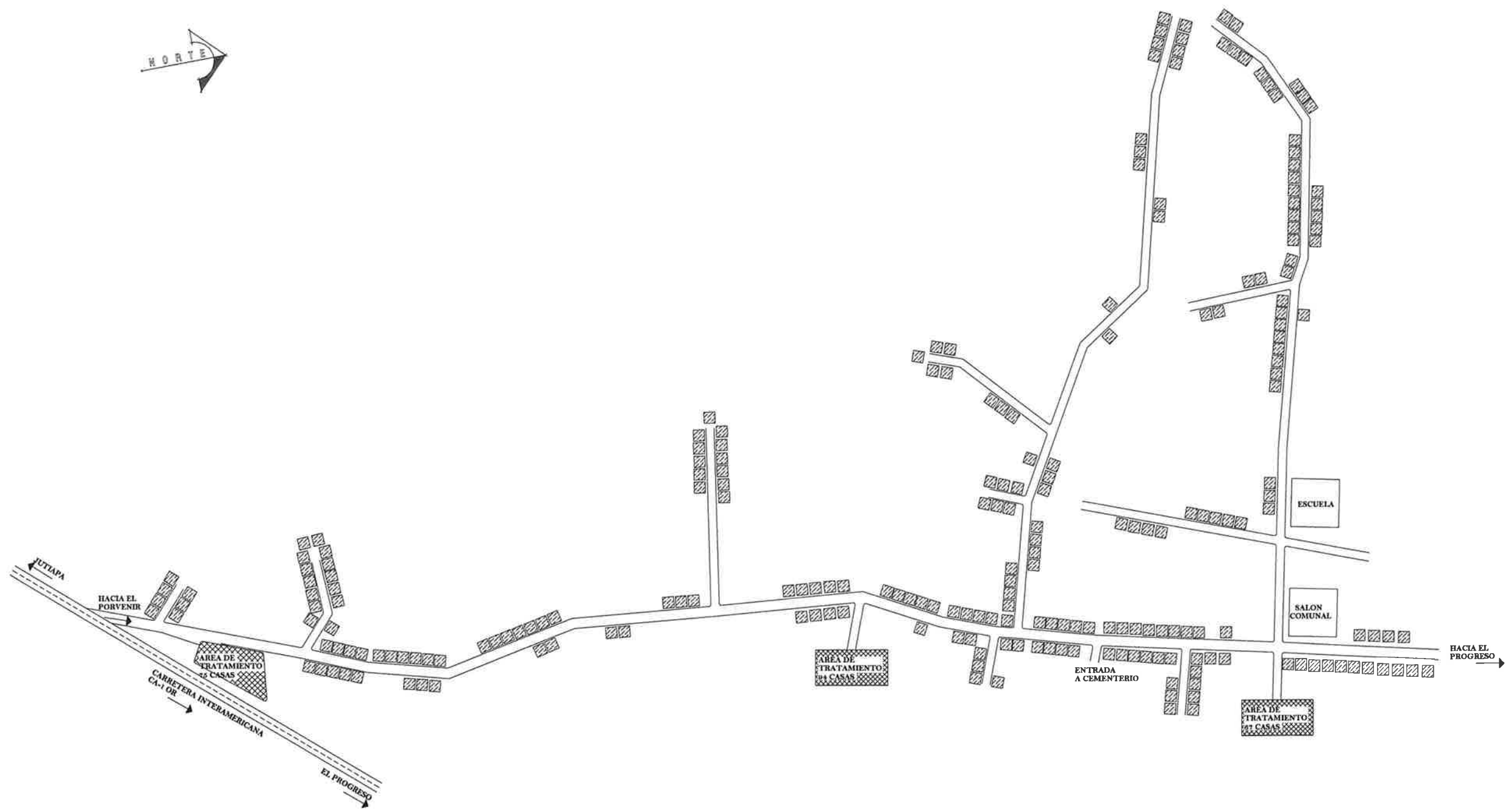
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





PLANO DE LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA  
sin escala

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO	ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
UBICACION	CASERIO EL PROGRESO, MUNICIPIO DE JUTIAPA, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS, GUATEMALA	UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERÍA Y SUPERVISIÓN
CONTENIDOS	LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	FRANCISCO RAUL ANDRÉS L. OPEZ
EMPRESA	FRANCISCO RAUL ANDRÉS L. OPEZ	FRANCISCO RAUL ANDRÉS L. OPEZ
FECHA	10	FRANCISCO RAUL ANDRÉS L. OPEZ



PLANTA GENERAL  
 escala: 1:1.500

NOTA: SE INDICA DENSIDAD DE VIVIENDAS

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	PROYECTO	DRENAJE SANITARIO	
	UBICACION		
	CASERIO EL PORVENIR, EL PROGRESO, JUTIAPA		
CONTENIDO	PLANTA GENERAL		
DISEÑISTA	FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ		
VALOR	Q. 1.326.000		
FECHA	2010		
PROYECTISTA	FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ EPS DE INGENIERIA CIVIL		
REVISOR	FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ EPS DE INGENIERIA CIVIL		
FECHA	JULIO 2011		



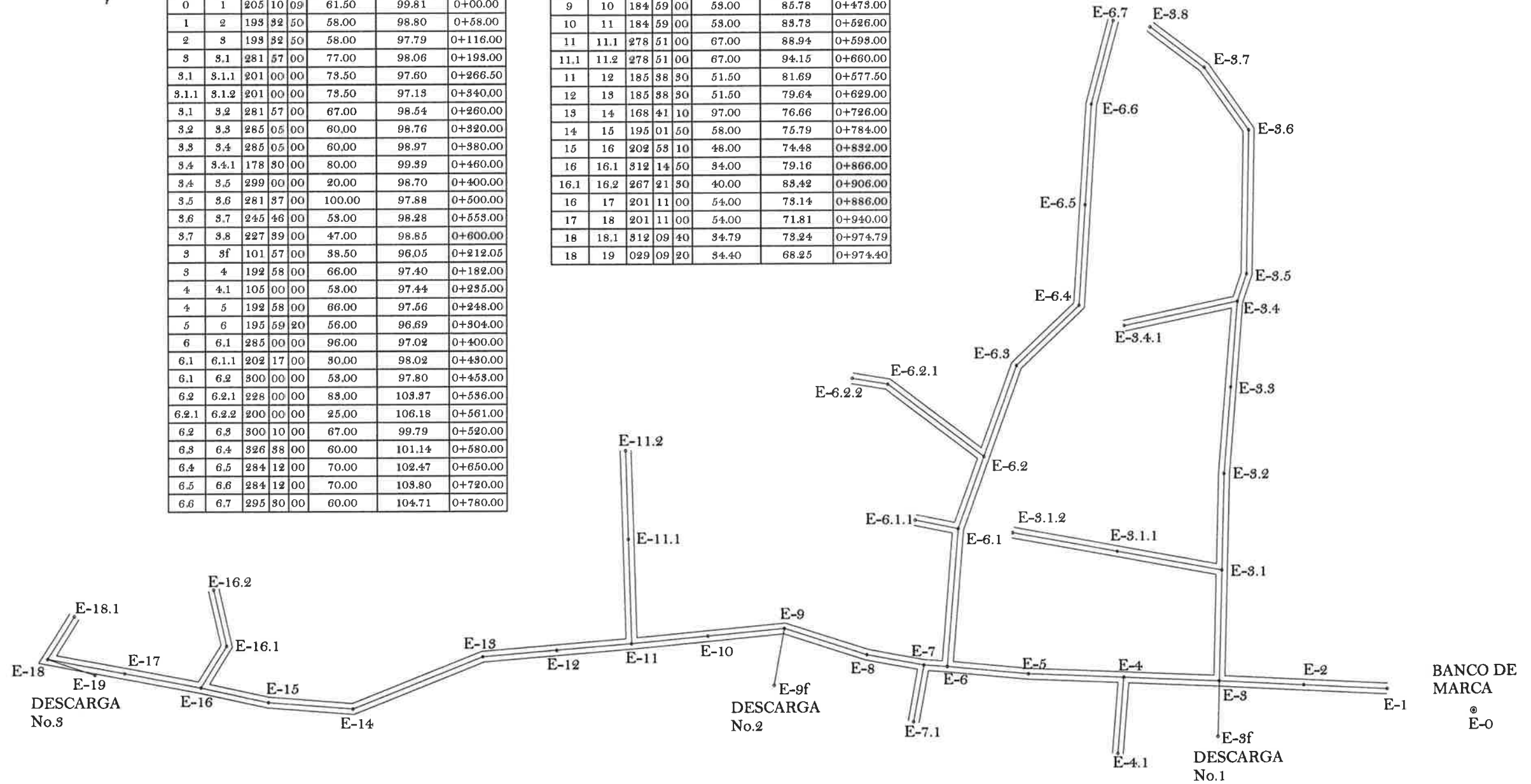
### LIBRETA TOPOGRÁFICA

Nota: Cota E-0=100.000



E	P.O.	AZIMUT			DIST. HOR.	COTA	ESTACION
		°	'	"			
0	1	205	10	09	61.50	99.81	0+00.00
1	2	193	32	50	58.00	98.80	0+58.00
2	3	193	32	50	58.00	97.79	0+116.00
3	3.1	281	57	00	77.00	98.06	0+193.00
3.1	3.1.1	201	00	00	73.50	97.60	0+266.50
3.1.1	3.1.2	201	00	00	73.50	97.13	0+340.00
3.1	3.2	281	57	00	67.00	98.54	0+260.00
3.2	3.3	285	05	00	60.00	98.76	0+320.00
3.3	3.4	285	05	00	60.00	98.97	0+380.00
3.4	3.4.1	178	30	00	80.00	99.39	0+460.00
3.4	3.5	299	00	00	20.00	98.70	0+400.00
3.5	3.6	281	37	00	100.00	97.88	0+500.00
3.6	3.7	245	46	00	53.00	98.28	0+553.00
3.7	3.8	227	39	00	47.00	98.85	0+600.00
3	3f	101	57	00	38.50	96.05	0+212.05
3	4	192	58	00	66.00	97.40	0+182.00
4	4.1	105	00	00	53.00	97.44	0+235.00
4	5	192	58	00	66.00	97.56	0+248.00
5	6	195	59	20	56.00	96.69	0+304.00
6	6.1	285	00	00	96.00	97.02	0+400.00
6.1	6.1.1	202	17	00	30.00	98.02	0+430.00
6.1	6.2	300	00	00	53.00	97.80	0+453.00
6.2	6.2.1	228	00	00	83.00	103.37	0+536.00
6.2.1	6.2.2	200	00	00	25.00	106.18	0+561.00
6.2	6.3	300	10	00	67.00	99.79	0+520.00
6.3	6.4	326	38	00	60.00	101.14	0+580.00
6.4	6.5	284	12	00	70.00	102.47	0+650.00
6.5	6.6	284	12	00	70.00	103.80	0+720.00
6.6	6.7	295	30	00	60.00	104.71	0+780.00

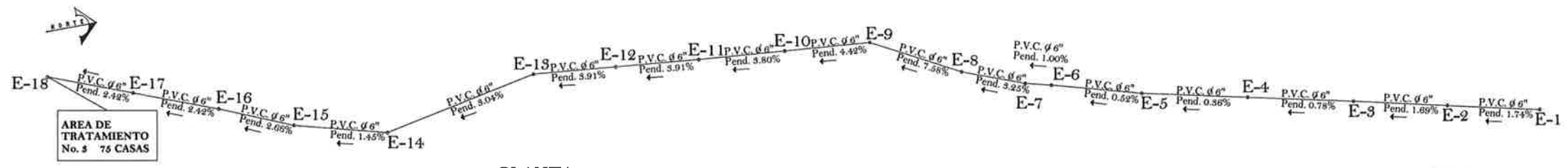
6	7	194	38	10	16.00	96.60	0+320.00
7	7.1	110	41	00	40.00	98.22	0+361.00
7	8	201	03	50	40.00	95.17	0+360.00
8	9	208	21	10	60.00	87.82	0+420.00
9	9f	110	41	00	40.00	87.10	0+460.00
9	10	184	59	00	53.00	85.78	0+473.00
10	11	184	59	00	53.00	83.73	0+526.00
11	11.1	278	51	00	67.00	88.94	0+593.00
11.1	11.2	278	51	00	67.00	94.15	0+660.00
11	12	185	38	30	51.50	81.69	0+577.50
12	13	185	38	30	51.50	79.64	0+629.00
13	14	168	41	10	97.00	76.66	0+726.00
14	15	195	01	50	58.00	75.79	0+784.00
15	16	202	53	10	48.00	74.48	0+832.00
16	16.1	312	14	50	34.00	79.16	0+866.00
16.1	16.2	267	21	30	40.00	83.42	0+906.00
16	17	201	11	00	54.00	73.14	0+886.00
17	18	201	11	00	54.00	71.81	0+940.00
18	18.1	312	09	40	34.79	73.24	0+974.79
18	19	029	09	20	34.40	68.25	0+974.40



PLANTA TOPOGRÁFICA  
escala: 1:1.500

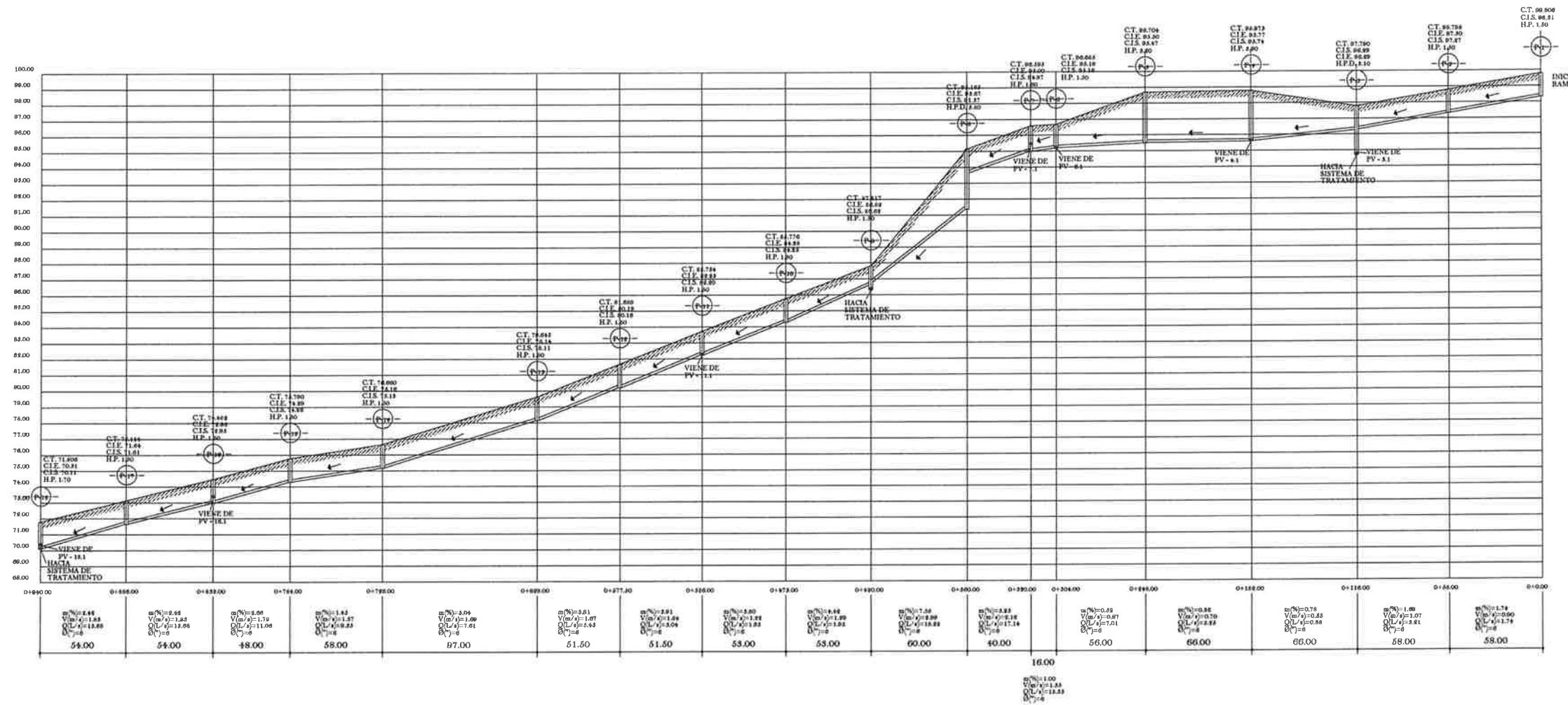
NOTA: CADA ESTACIÓN (E - )  
SIGNIFICA UBICACIÓN DE POZO  
DE VISITA A CONSTRUIR

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
	FACULTAD DE INGENIERIA		
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO:	DRENAJE SANITARIO		
UBICACION:	CASERIO EL PORVENIR, MUNICIPIO DE PROGRESO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA		
CONTENIDO:	PLANTA TOPOGRÁFICA		
PRESENTE:	AYESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE E.E.E.		
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ	Francisco Raul Andrinio Lopez		
Fecha:	10		
Escala:	1:1.500		
Hoja:	10		
Fecha:	2013-13260		
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ EPN DE INGENIERIA CIVIL			



PLANTA

ESC. 1/1600



PERFIL

ESCALA HOR. 1/1500  
ESCALA VER. 1/160

PLANTA - PERFIL PV. 1 A PV. 18

NOMENCLATURA

	POZO DE VISITA EN PLANTA
	TUBERÍA EN PLANTA
	TUBERÍA EN PERFIL
	DIRECCIÓN DE FLUJO
P -	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T.	COTA DE TERRENO
C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
H.P.	ALTURA DE POZO DE VISITA
H.P.D.	ALTURA DE POZO DE VISITA CON DISIPADOR
m(%)	PENDIENTE DE LA TUBERÍA
V(m/s)	VELOCIDAD DE AGUAS RESIDUALES
Q(L/s)	CAUDAL QUE CIRCULA POR TUBERÍA
Ø(")	DIÁMETRO DE TUBERÍA

NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D3034 DE DIÁMETRO 6"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO  
UBICACION: CASERIO EL PORVENIR, MUNICIPIO DE SAN JUAN, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

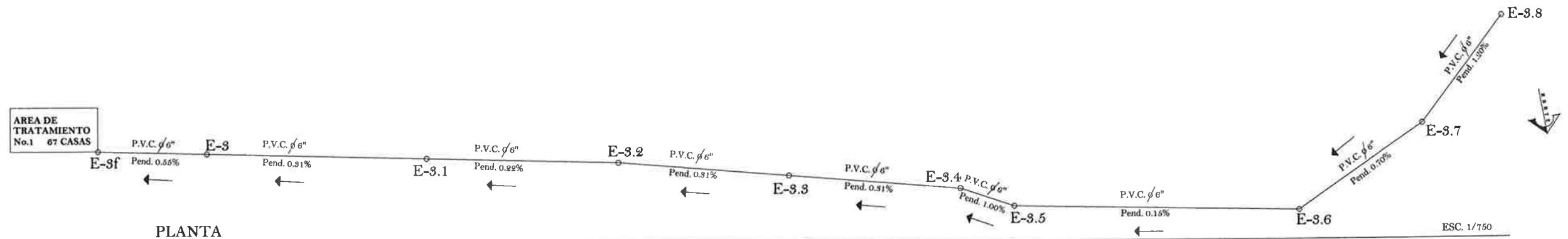
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL

REPUESTA: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ

FECHA: 4 de agosto de 2011

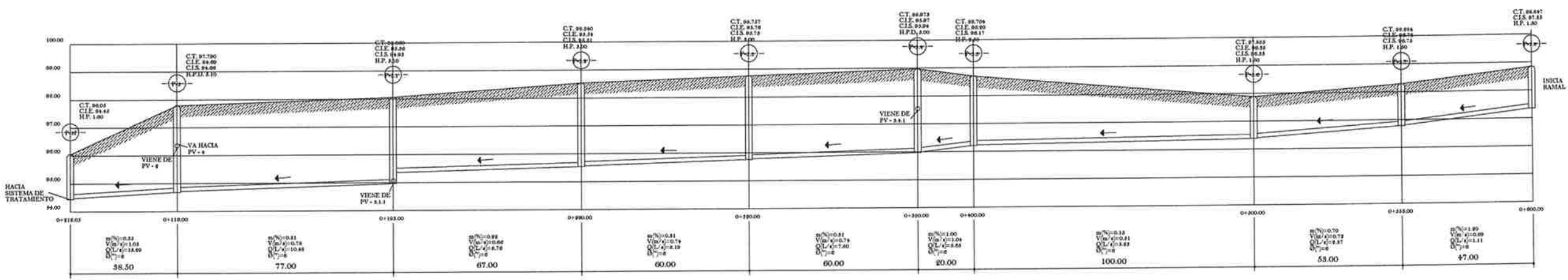
ASOCIACION SUPERVISORIAL DE INGENIEROS DE GUATEMALA

FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ  
EPS DE INGENIERIA CIVIL



PLANTA

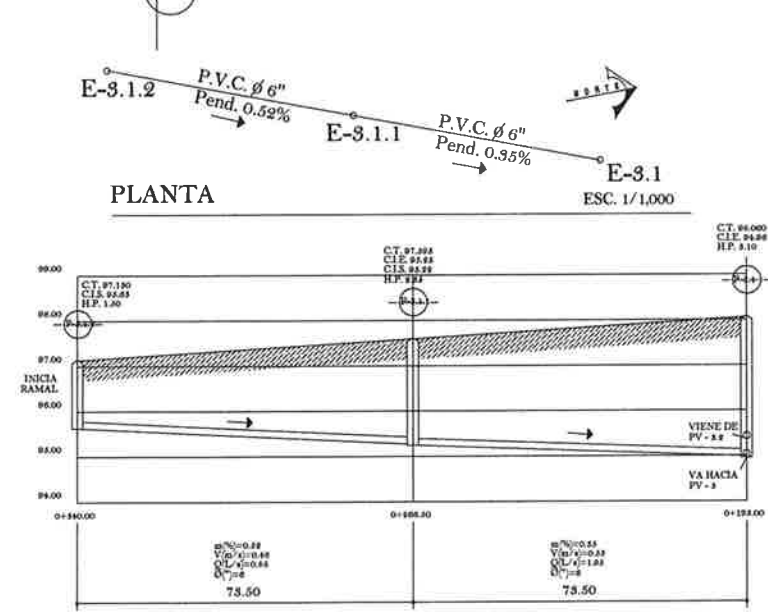
ESC. 1/750



PERFIL

ESCALA HOR. 1/750  
ESCALA VER. 1/75

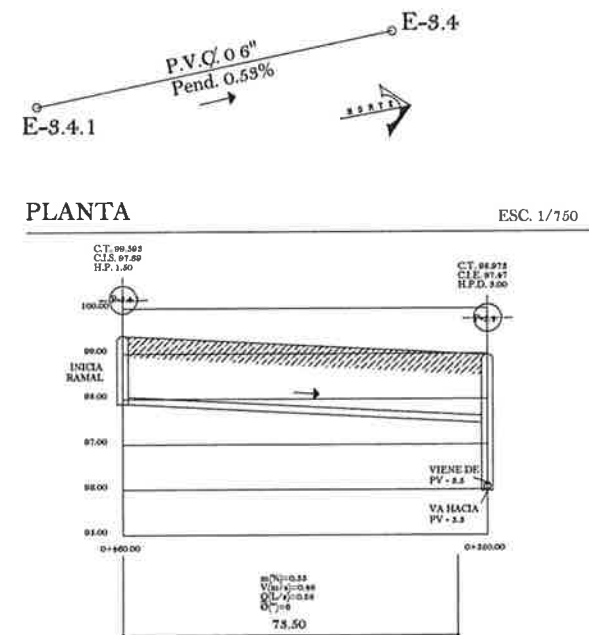
PLANTA - PERFIL PV. 3.8 A PV. 3f



PLANTA

ESCALA HOR. 1/750  
ESCALA VER. 1/76

PLANTA - PERFIL PV. 3.1.2 A PV. 3.1



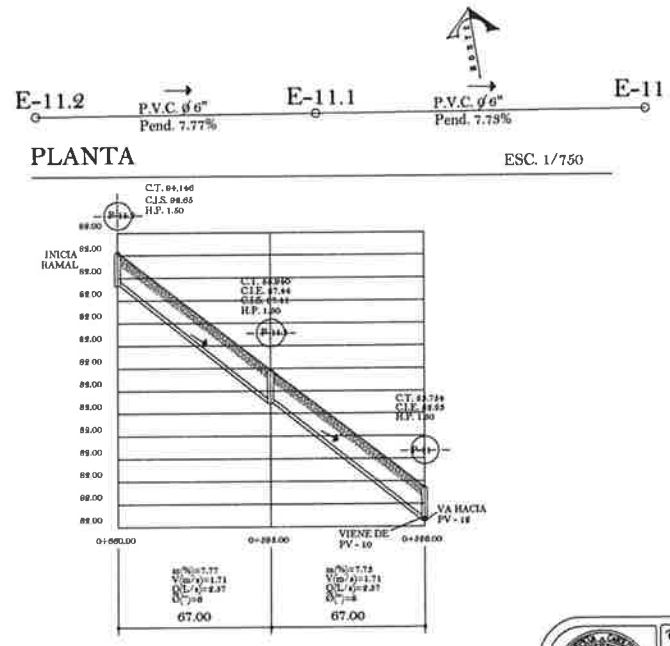
PLANTA

ESC. 1/750

PLANTA

ESCALA HOR. 1/750  
ESCALA VER. 1/75

PLANTA - PERFIL PV. 3.4.1 A PV. 3.4



PLANTA

ESC. 1/750

PLANTA

ESCALA HOR. 1/1500  
ESCALA VER. 1/150

PLANTA - PERFIL PV. 6.2.2 A PV. 6.2

NOMENCLATURA

	POZO DE VISITA EN PLANTA
	TUBERÍA EN PLANTA
	TUBERÍA EN PERFIL
	DIRECCIÓN DE FLUJO
P -	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T.	COTA DE TERRENO
C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
H.P.	ALTURA DE POZO DE VISITA
H.P.D.	ALTURA DE POZO DE VISITA CON DISIPADOR
m(%)	PENDIENTE DE LA TUBERÍA
V(m/s)	VELOCIDAD DE AGUAS RESIDUALES
Q(L/s)	CAUDAL QUE CIRCULA POR TUBERÍA
Ø(m)	DIÁMETRO DE TUBERÍA

NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D3034 DE DIÁMETRO 6"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

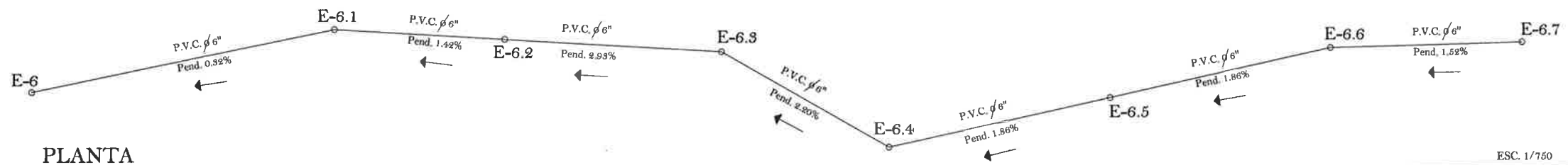
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO  
UBICACIÓN: CASERIO EL PORVENIR, CARRERA 30, JUTIAPA

CONFIRMO:  
PLANTA - PERFIL

ERESITA:  
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ

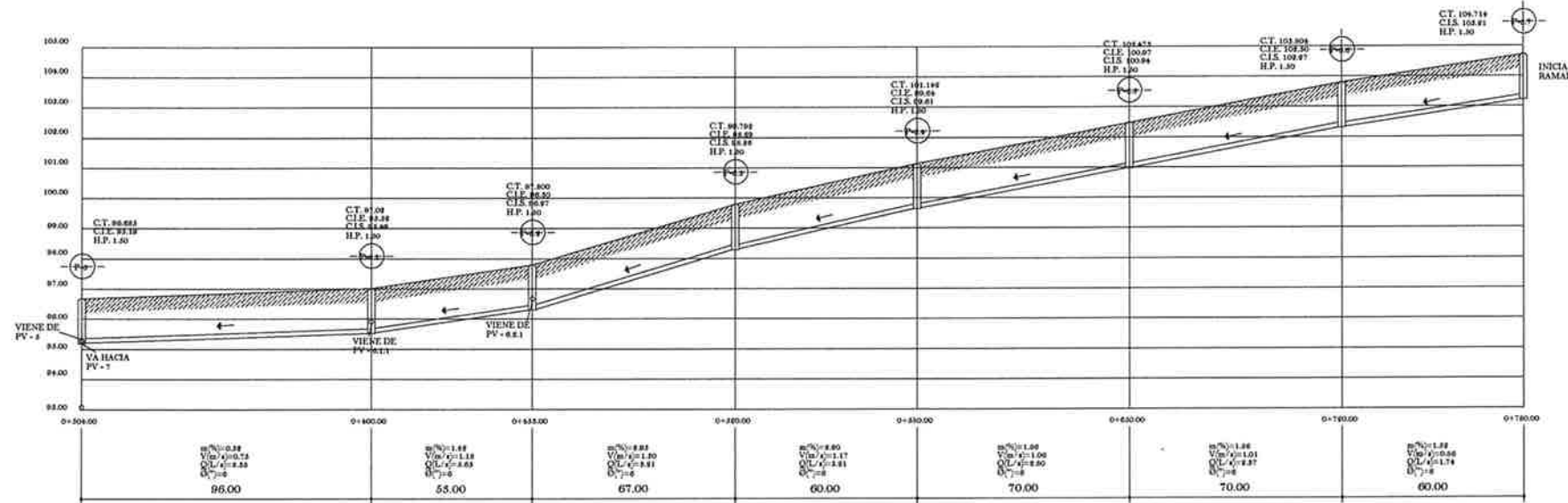
ASESORIA(S) SUPERVISORIA(S) DE EPS  
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ  
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ

FECHA: 10/02/11



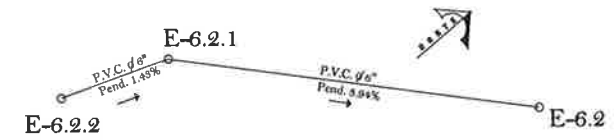
PLANTA

ESC. 1/750



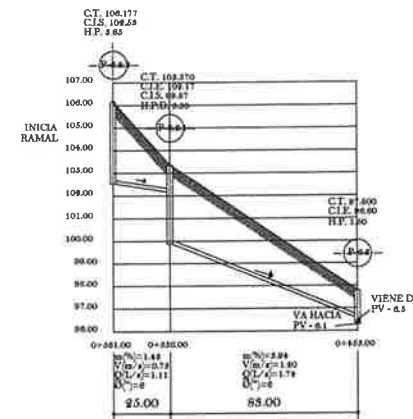
PERFIL

ESCALA HOR. 1/1000  
ESCALA VER. 1/100



PLANTA

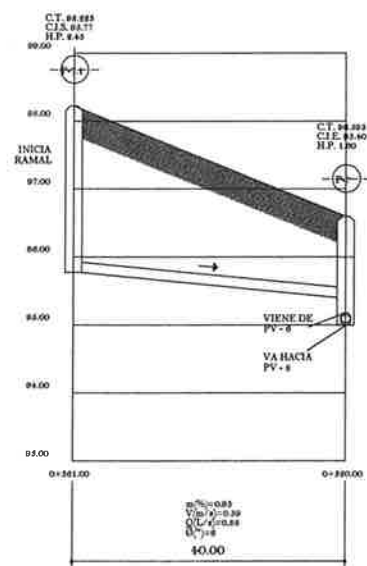
ESC. 1/750



PLANTA

ESCALA HOR. 1/1600  
ESCALA VER. 1/160

PLANTA - PERFIL PV. 6.7 A PV. 6



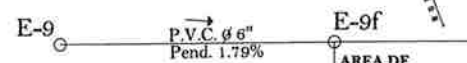
PLANTA

ESCALA HOR. 1/500  
ESCALA VER. 1/50



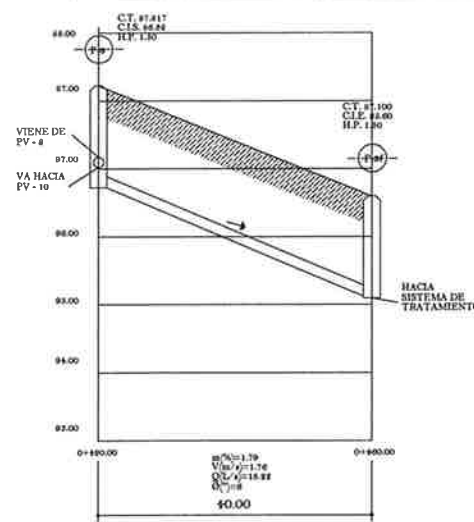
PLANTA

ESC. 1/500



PLANTA

ESC. 1/500



PLANTA

ESCALA HOR. 1/500  
ESCALA VER. 1/50

PLANTA - PERFIL PV. 6.2.2 A PV. 6.2

NOMENCLATURA

	POZO DE VENTA EN PLANTA
	TUBERÍA EN PLANTA
	TUBERÍA EN PERFIL
	DIRECCIÓN DE FLUJO
P -	NÚMERO DE POZO DE VENTA
CT	COTA DE TUBERÍA
C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
H.P.D.	ALTURA DE POZO DE VENTA
H.P.D.	ALTURA DE POZO DE VENTA CON DIFUSOR
m(%)	PENDIENTE DE LA TUBERÍA
V(m/s)	VELOCIDAD DE AGUAS RESIDUALES
Q(L/s)	CAUDAL QUE CIRCULA POR TUBERÍA
$\phi$ (")	DIÁMETRO DE TUBERÍA

NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D8034 DE DIÁMETRO 6"

PLANTA - PERFIL PV. 7.1 A PV. 7

PLANTA - PERFIL PV. 9 A PV. 9f

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

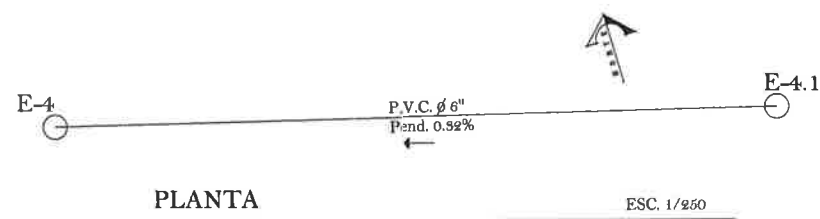
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO  
UBICACION: CASERIO EL PORVENIR, EL PROGRESO, CUITAPA

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL

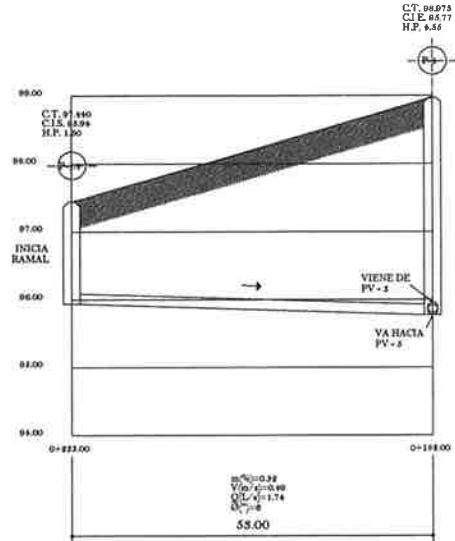
ELABORADO POR: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ  
V. B.:

FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ  
INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL

FECHA: JUNIO 2011

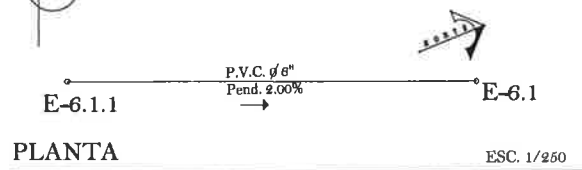


PLANTA ESC. 1/250

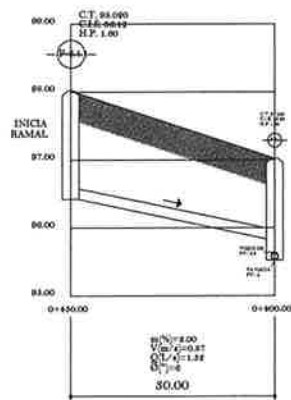


PLANTA ESCALA HOR. 1/500 ESCALA VER. 1/50

PLANTA - PERFIL PV. 4.1 A PV. 4

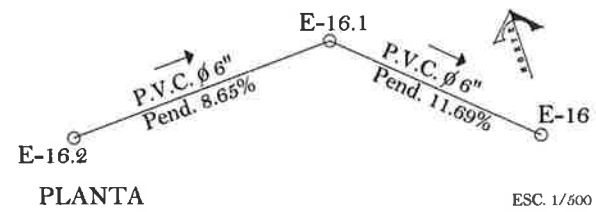


PLANTA ESC. 1/250

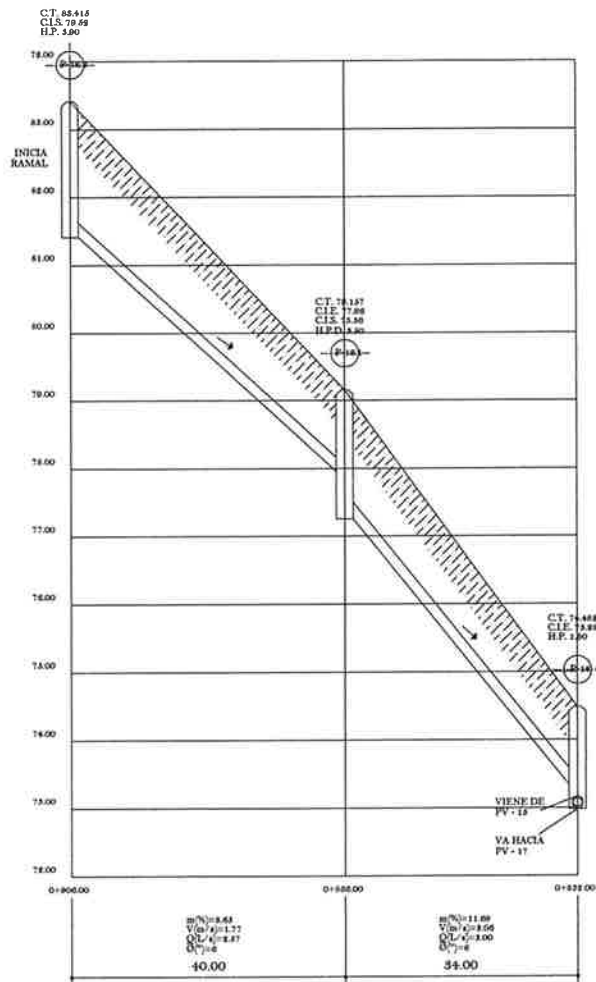


PLANTA ESCALA HOR. 1/500 ESCALA VER. 1/50

PLANTA - PERFIL PV. 6.1.1 A PV. 6.1

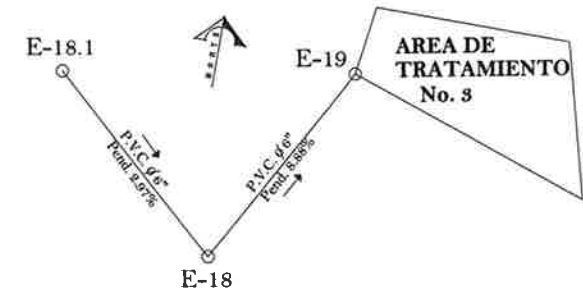


PLANTA ESC. 1/500

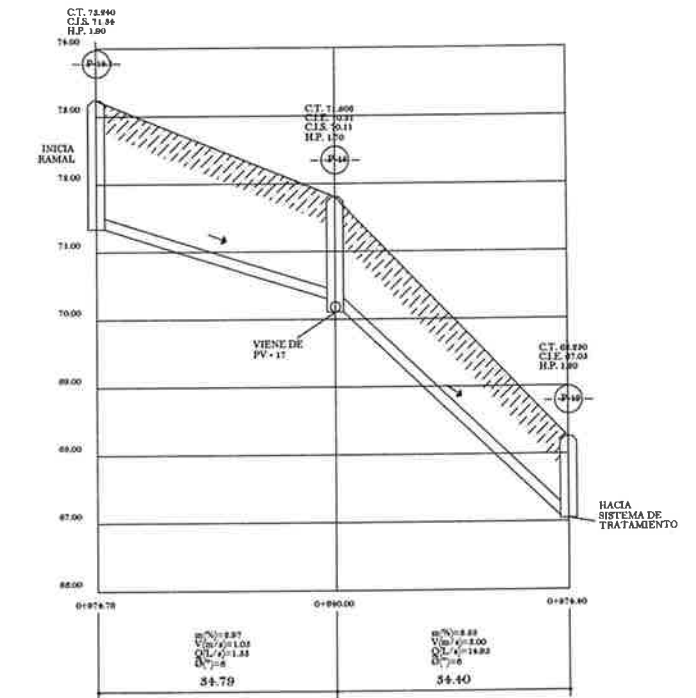


PLANTA ESCALA HOR. 1/500 ESCALA VER. 1/50

PLANTA - PERFIL PV. 16.2 A PV. 16



PLANTA ESC. 1/500



PLANTA ESCALA HOR. 1/500 ESCALA VER. 1/50

PLANTA - PERFIL PV. 16.2 A PV. 16

NOMENCLATURA	
⊕	POZO DE VISITA EN PLANTA
○	TUBERÍA EN PLANTA
—	TUBERÍA EN PERFIL
←	DIRECCIÓN DE FLUJO
P -	NÚMERO DE POZO DE VISITA
C.T.	COTA DE TERRENO
C.I.E.	COTA INVERT DE ENTRADA
C.I.S.	COTA INVERT DE SALIDA
H.P.	ALTIMETRA DE POZO DE VISITA
H.P.D.	ALTIMETRA DE POZO DE VISITA CON DISIPADOR
m/s	VELOCIDAD DE AGUAS RESIDUALES
Q(L/s)	CAUDAL QUE CIRCULA POR TUBERÍA
Ø"	DIÁMETRO DE TUBERÍA

NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D3034 DE DIÁMETRO 6"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO  
UBICACION: CASERIO EL HORRENO, C.A. DE SAN CARLOS, GUATEMALA

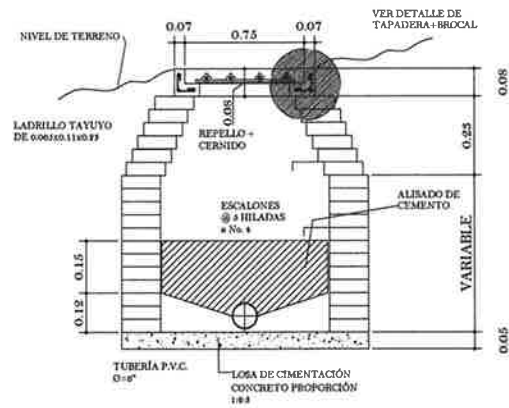
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL

REPESITA: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ

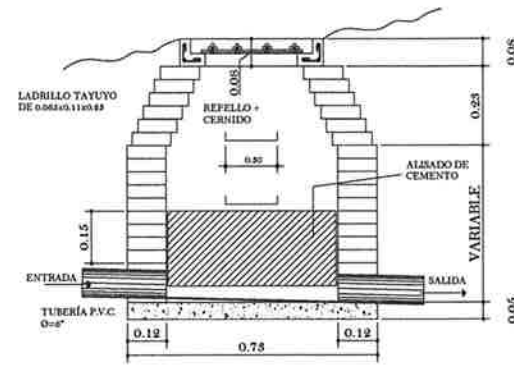
ASISOR(A) SUPERVISOR(A) DE OBRAS: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ

FECHA: JULIO 2011

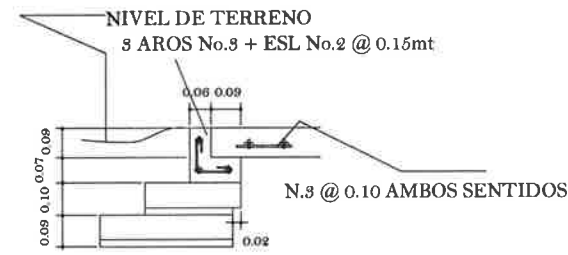




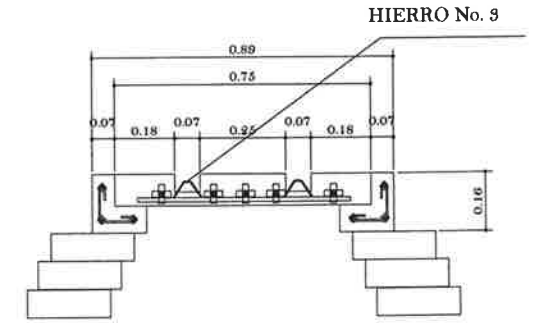
SECCIÓN A-A' h=VAR. SIN ESCALA



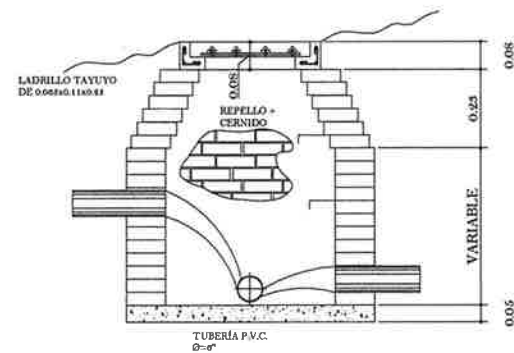
SECCIÓN B-B' h=VAR. SIN ESCALA



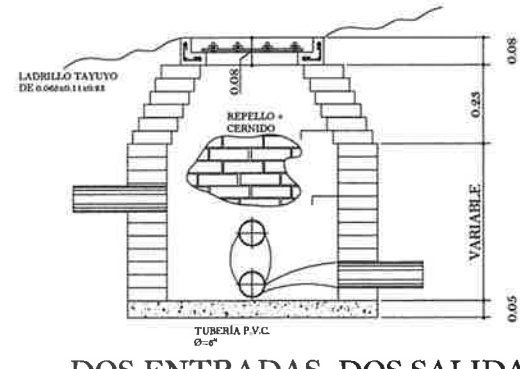
DETALLE DE BROCAL SIN ESCALA



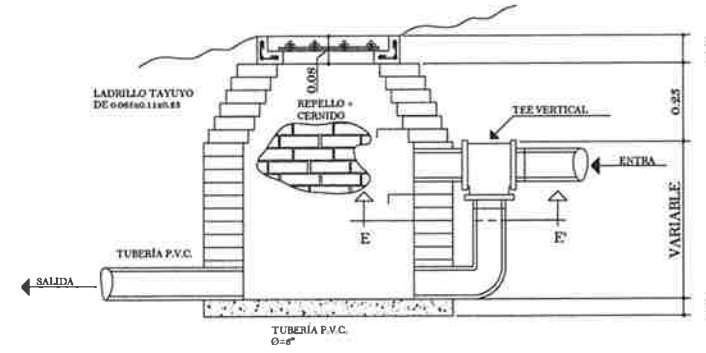
DETALLE DE TAPADERA SIN ESCALA



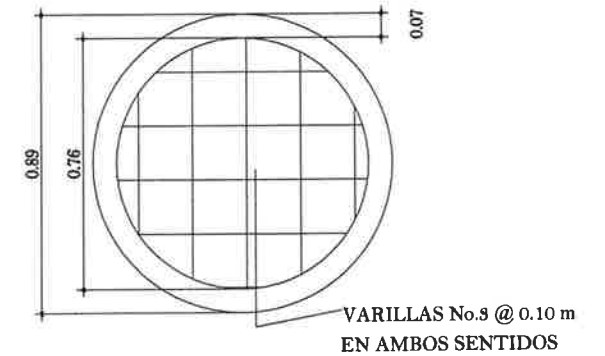
DOS ENTRADAS h=VAR SIN ESCALA



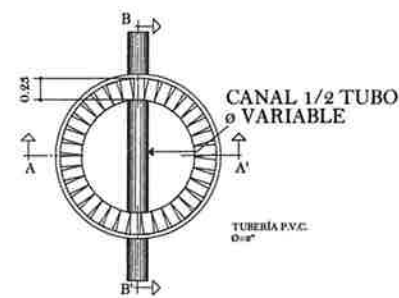
DOS ENTRADAS, DOS SALIDAS h=VAR SIN ESCALA



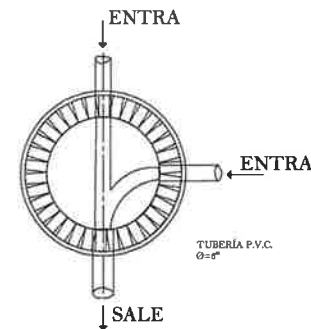
C-C' h=MAJOR A 0.70m SIN ESCALA



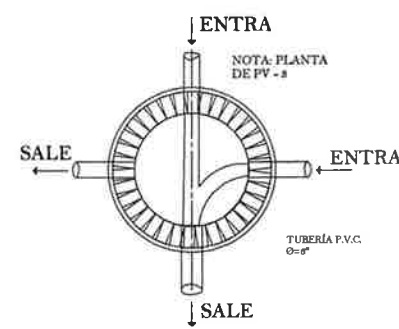
DETALLE ARMADO DE TAPADERA SIN ESCALA



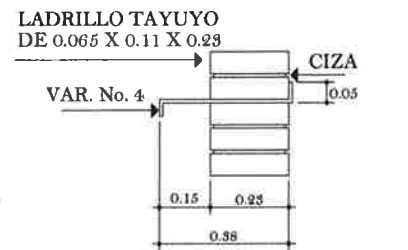
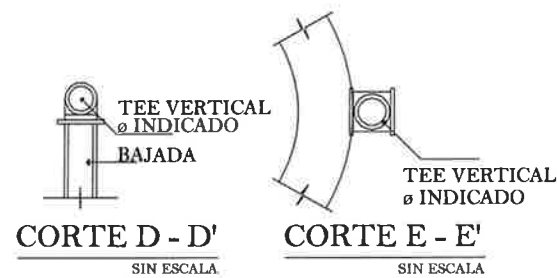
PLANTA POZO TÍPICO SIN ESCALA



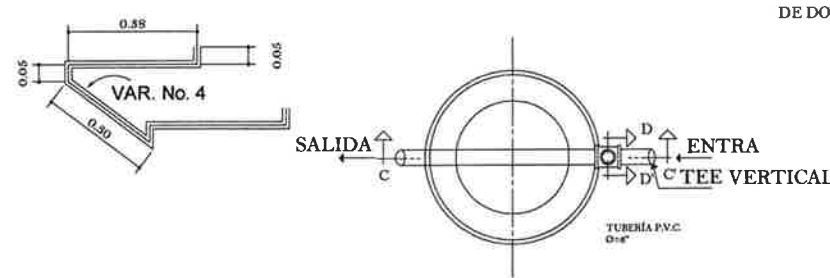
PLANTA POZO CON DOS ENTRADAS SIN ESCALA



PLANTA POZO CON DOS ENTRADAS, DOS SALIDAS SIN ESCALA



DETALLE DE ESCALÓN SIN ESCALA



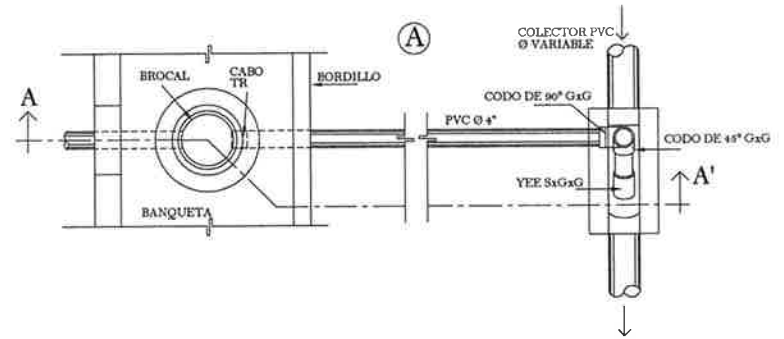
PLANTA POZO CON CAÍDA MAYOR A 0.70 m SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES:

1. LAS TAPADERAS DE LOS POZOS DE VISITA DEBERAN IDENTIFICARSE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE PLANTA TOPOGRÁFICA.
2. EL CONCRETO DEBERA TENER LA PROPORCION VOLUMÉTRICA DE 1:2:3 ( UN SACO DE CEMENTO + 3 BOTES DE ARENA + 4 1/2 BOTES DE PIEDRÍN)  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3. EL MORTERO DE UNION DE LADRILLOS, DEBERA SER DE CEMENTO Y ARENA DE RIO DE PROPORCION VOLUMÉTRICA 1:3 (UN SACO DE CEMENTO POR CADA 3 BOTES DE ARENA)
4. LOS BROCALES Y LAS TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERAN CURARSE ANTES DE SU INSTALACION.
5. TODA ZANJA DEBERA SER RELLENADA CON MATERIAL COMPACTADO EN CAPAS DE 0.10 m C/U, CON CIERTO GRADO DE HUMEDAD PARA SU CORRECTA COMPACTACION.
6. LOS ACCESORIOS Y TUBERIA A UTILIZAR, SERA P.V.C. DE Ø 6" NORMA 90 54.
7. TODO EL LADRILLO A USAR, SERA TIPO TAYUYO DE 6.5X11X23 CM COLOCADO DE PUNTA
8. EL INTERIOR DE LOS POZOS DEBERÁ REPELLARSE EN LA PARTE BAJA Y ALISARSE CONFORME SE INDICA
9. EL DETALLE DE POZO DE VISITA CON CAÍDA MAYOR A 0.70 m REPRESENTA CUALQUIER POZO, SEA DE DOS O TRES ENTRADAS.

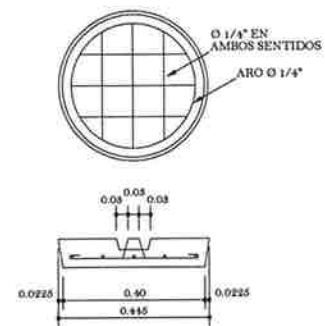
NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D3084 DE DIAMETRO 6"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		RPS FRANCISCO RAUL ANDRINO L.
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO UBICACION: CASERIO EL PORVENIR DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE PROGRESO, JUTUPA		ASesorIA) SUPERVISOR(A) DE Unidad de Prácticas de Ingeniería FRANCISCO RAUL ANDRINO L. 2013-2020
CONTENIDO: DETALLES DE POZOS DE VISITA	ESCALERA: FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	PIEDRA: FRANCISCO RAUL ANDRINO L.
FRANCISCO RAUL ANDRINO LORZ INGENIERO CIVIL	FRANCISCO RAUL ANDRINO LORZ INGENIERO CIVIL	FRANCISCO RAUL ANDRINO L. INGENIERO CIVIL



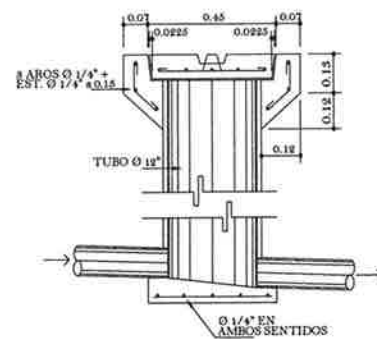
PLANTA COLECTOR DE PROFUNDIDAD MAYOR A 3.00 m

ESCALA 1/20



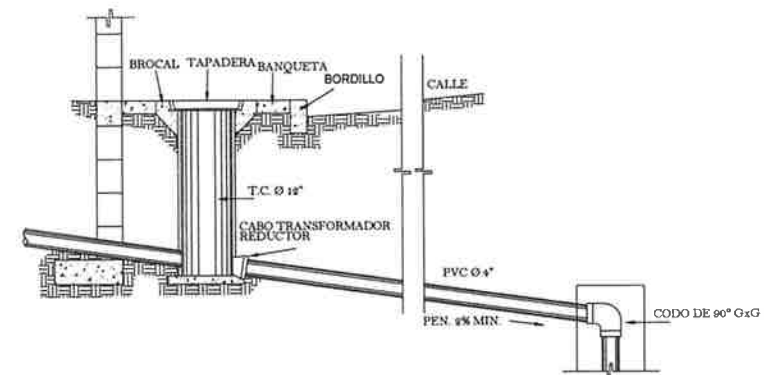
DETALLE DE TAPADERA

ESCALA 1/10



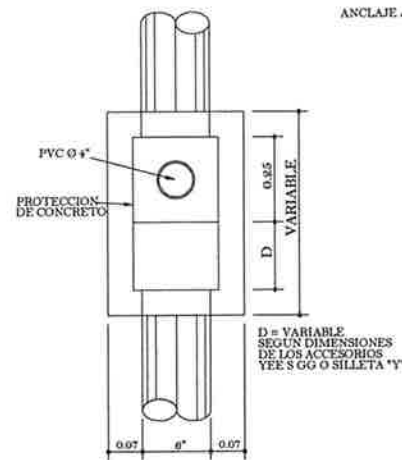
DETALLE DE CAJA DE REGISTRO

ESCALA 1/10



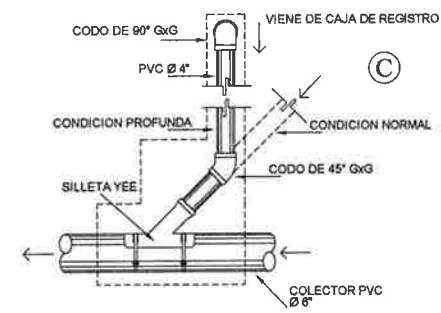
CORTE A-A'

ESCALA 1/20



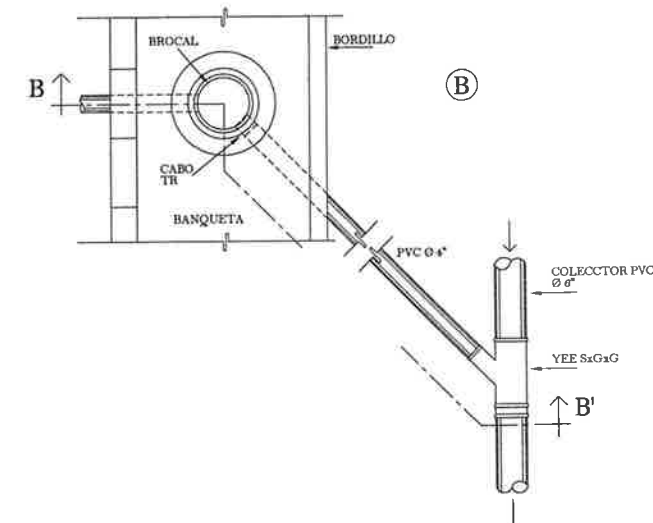
CORTE C-C'

ESCALA 1/10



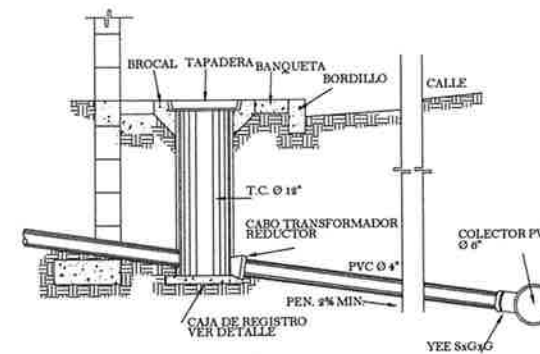
DETALLE

ESCALA 1/20



PLANTA COLECTOR DE PROFUNDIDAD MENOR A 3.00 m Ó CONDICIONES NORMALES

ESCALA 1/20



CORTE B-B'

ESCALA 1/20

(A) PARA COLECTOR CON PROFUNDIDAD MAYOR DE 3.00 m. A LA COTA DE CORONAMIENTO. ACCESORIOS:

- A- CABO TRANSFORMADOR/REDUCTOR
- B- TUBERIA PVC DIAMETRO 4"
- C- CODO DE 90° 4" G x G
- D- CODO DE 45° 4" G x G
- E- YEE S x G x G (DIAMETRO COLECTOR x 4")

(B) CONDICIONES NORMALES

- A- CABO TRANSFORMADOR/REDUCTOR
- B- TUBERIA PVC DIAMETRO 4"
- C- YEE S x G x G (DIAMETRO COLECTOR x 4")

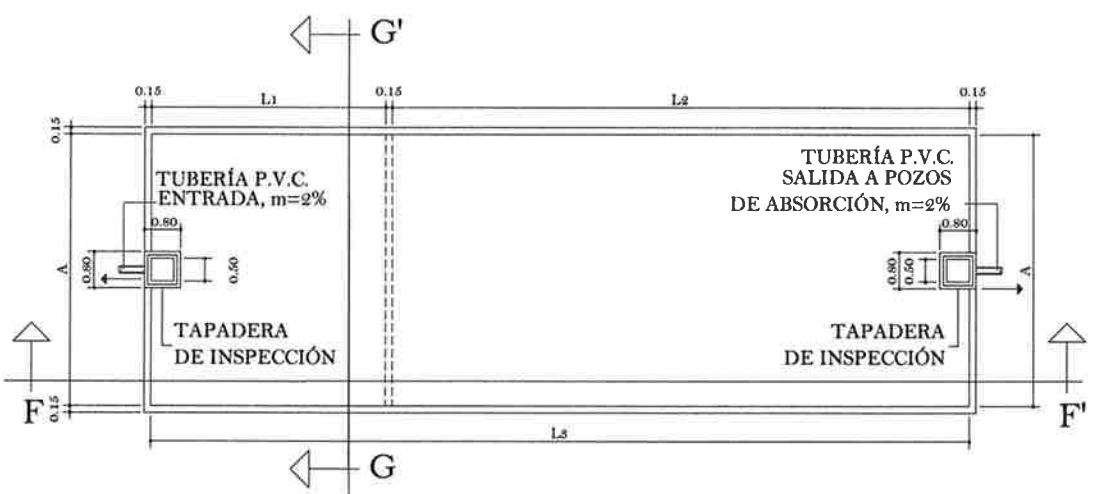
(C) PARA COLECTOR EXISTENTE (EN CONDICIONES NORMALES O PROFUNDAS)

- A- COLOCACION DE SILLETAS "Y" (DIAMETRO COLECTOR x 4")

NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D3084 DE DIAMETRO 6"

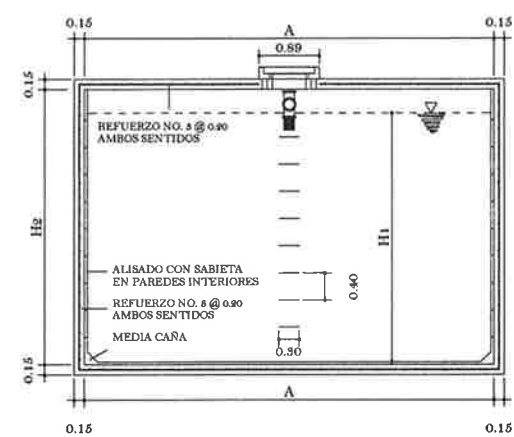
CONEXIONES DOMICILIARES

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO		UBICACION: CASERIO EL PORVENIR, PROGRESO, JUTIAPA	
CONTENIDO: DETALLES DE ACOMETIDA DOMICILIAR			
INGENIERO: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ		ASISTENTE SUPERVISOR: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ	
FECHA:		LUGAR:	



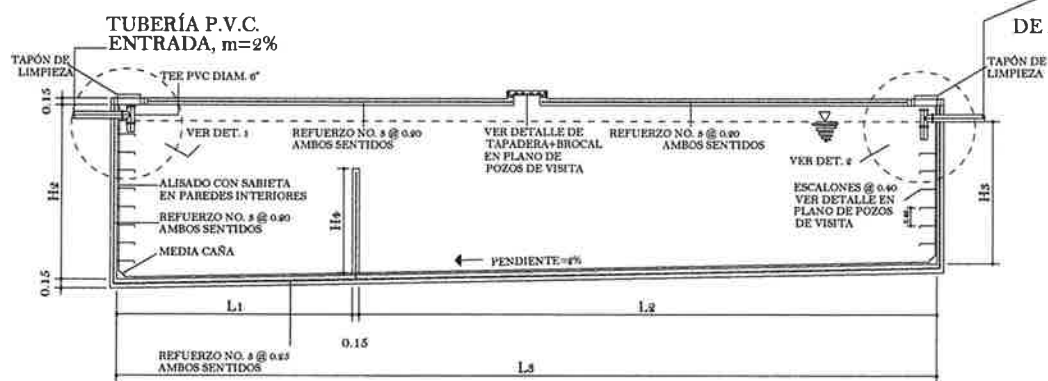
PLANTA FOSA SÉPTICA

ESC. 1/75



SECCIÓN G-G'

ESC. 1/50



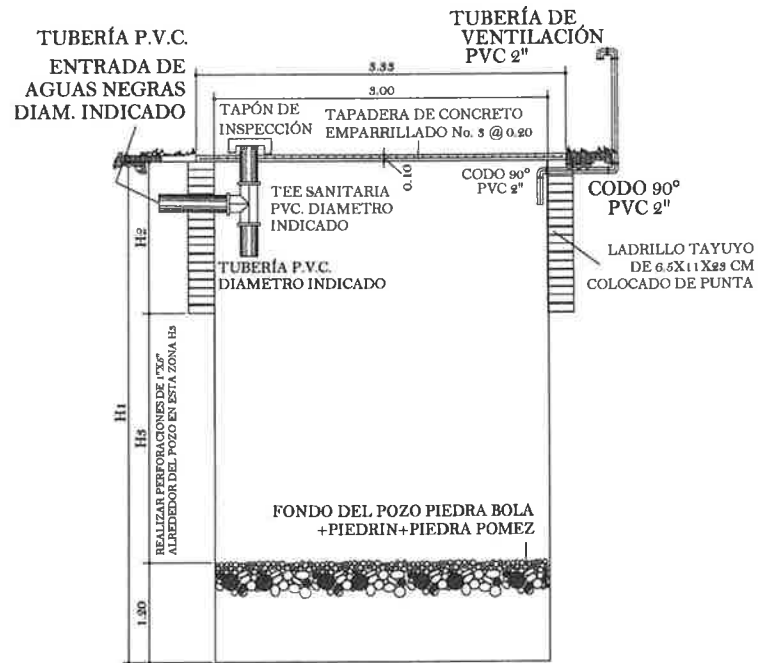
SECCIÓN F-F'

ESC. 1/75

TUBERÍA P.V.C. SALIDA A POZOS DE ABSORCIÓN, m=2%

ESPECIFICACIONES:

- EL ACABADO EN PAREDES SERÁ EN PROPORCIÓN 1:1 CEMENTO:ARENA (1 SACO DE CEMENTO + 1 BOTE 1/2 DE ARENA) PARA IMPERMEABILIZAR
- EL CONCRETO DEBERA TENER LA PROPORCIÓN 1:2:3 (1 SACO DE CEMENTO + 3 BOTES DE ARENA + 4 1/2 BOTES DE PIEDRÍN)  $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

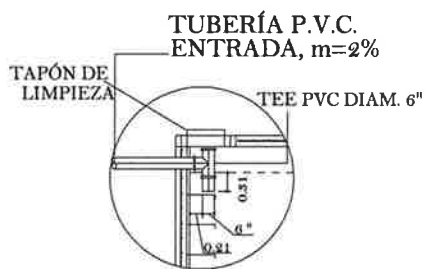


POZO DE ABSORCIÓN

SIN ESCALA

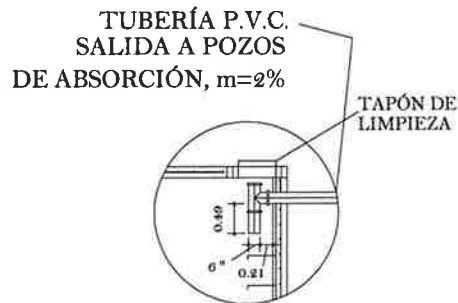
CASAS SERVIDAS	L1	L2	L3	A	H1	H2	H3	H4
67	5.15	12.70	18	6	3.50	3.87	3.14	2.30
94	6.00	14.82	21	7	3.50	3.87	3.68	2.68
75	5.44	13.40	19	8.35	3.50	3.87	3.31	2.43

CASAS SERVIDAS	H1	H2	H3	No. DE POZOS A CONSTRUIR
67	20.96	5.80	14.16	2
94	19.82	5.25	13.17	3
75	15.86	4.20	10.28	3



DETALLE 1

SIN ESCALA



DETALLE 1

SIN ESCALA

FOSAS SÉPTICAS Y POZOS DE ABSORCIÓN

NOTA: EN TODO EL PROYECTO SE UTILIZARÁ TUBERÍA P.V.C. NORMA A.S.T.M. D3034

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DRENAJE SANITARIO  
UBICACIÓN: CASERIO EL PORVENIR EL GRUPO 02 JAPÉ

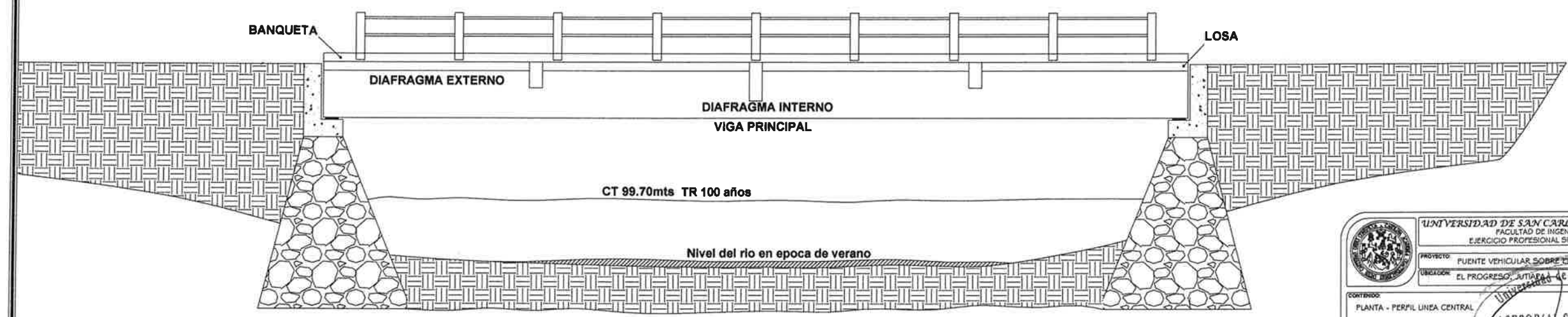
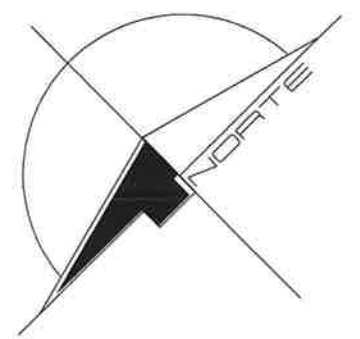
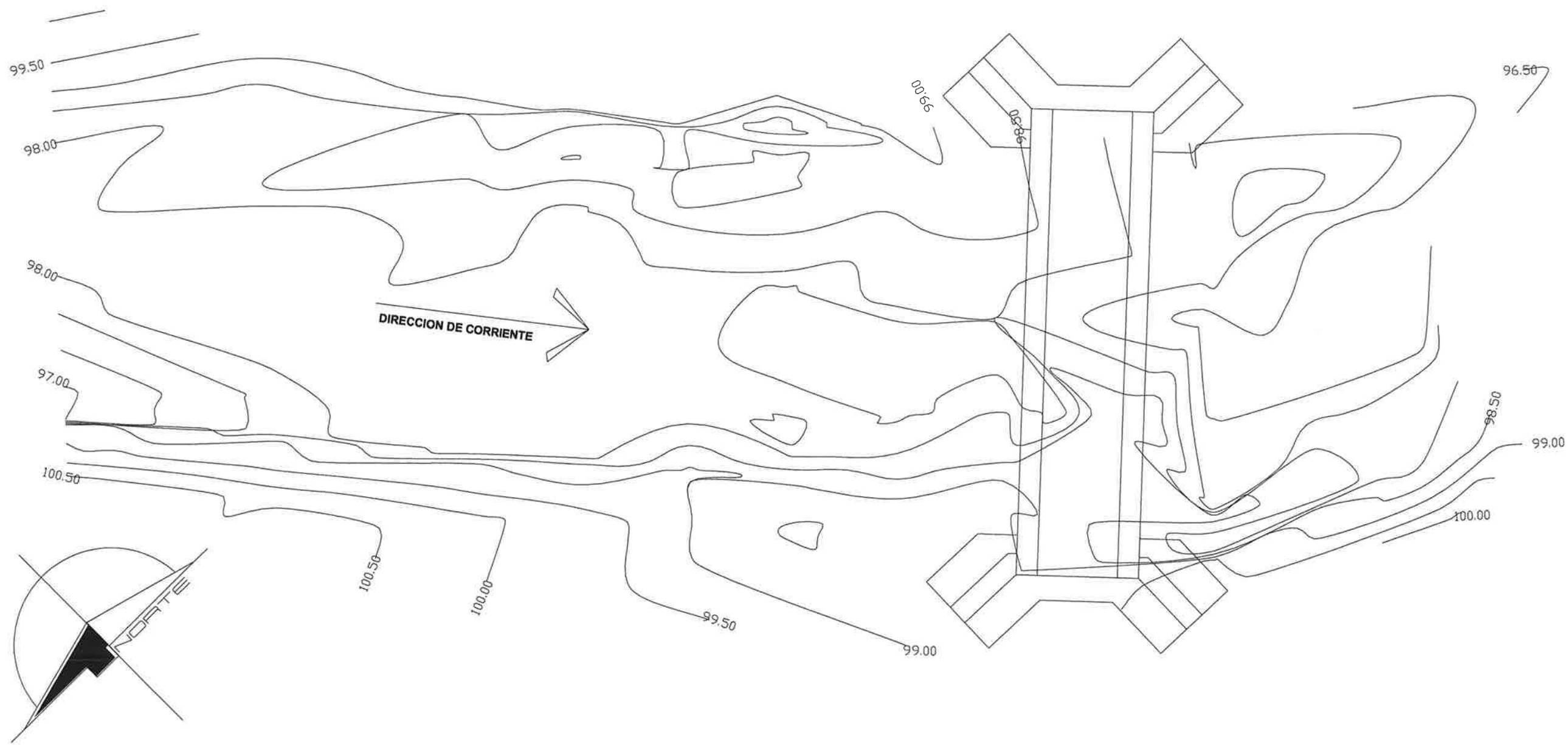
COSTRUYER: FOSA SÉPTICA Y POZO DE ABSORCIÓN

ASESORIA SUPERVISORIA DE EP: FRANCISCO RAUL ANDRINO L.

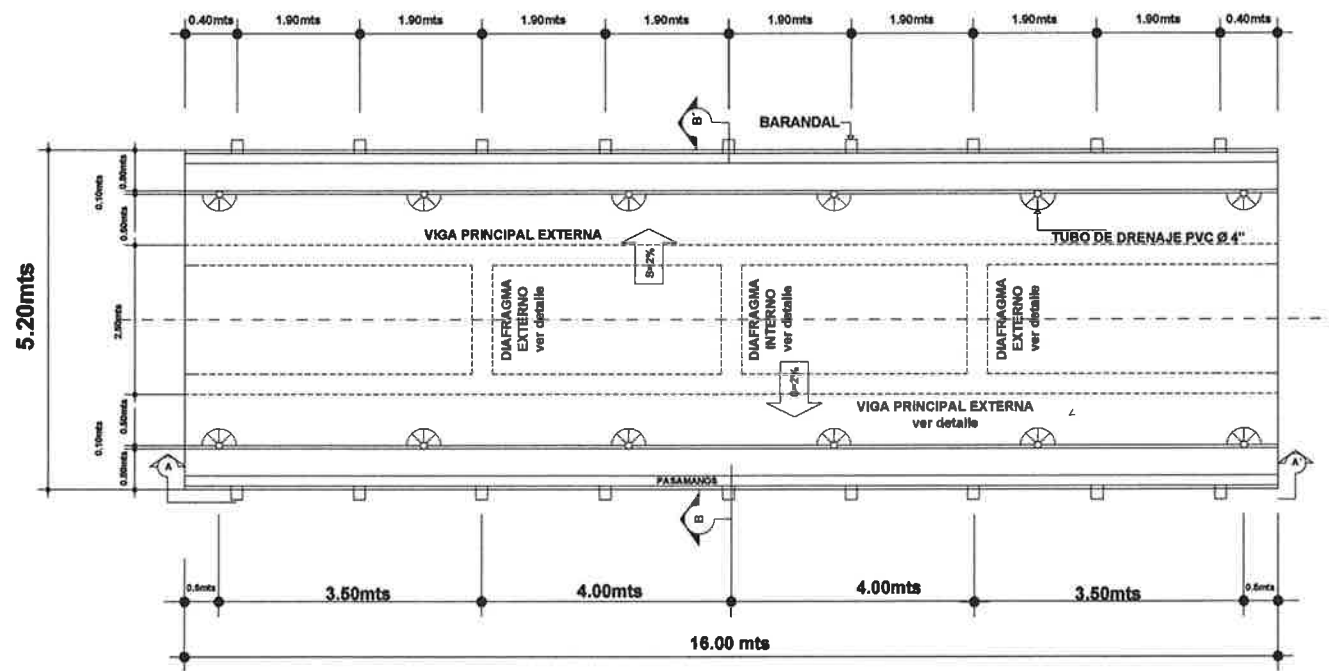
PROFESIONISTA: FRANCISCO RAUL ANDRINO L.  
Nº DE REGISTRO: 1010

FECHA: ABRIL 2011



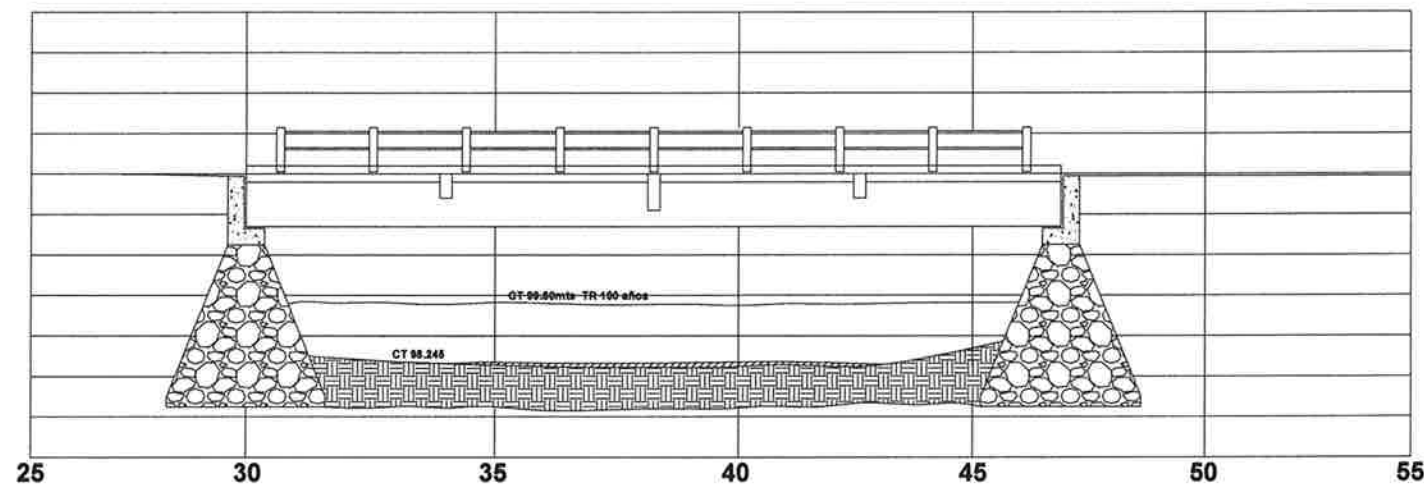


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO CHESLINDO		
UBICACION:	EL PROGRESO, JUTUPAN, DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
CONTenido:		ASESORIA SUPERVISOR(A) DE EPS	
PLANTA - PERFIL LINEA CENTRAL		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
EMPRESA:		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
VIA No:		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
EPS DE INGENIERIA CIVIL		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
		INDICADA	
		FECHA:	
		AUG/2011	



## PLANTA

Escala 1:50



## PERFIL DE LÍNEA CENTRAL

Sin escala

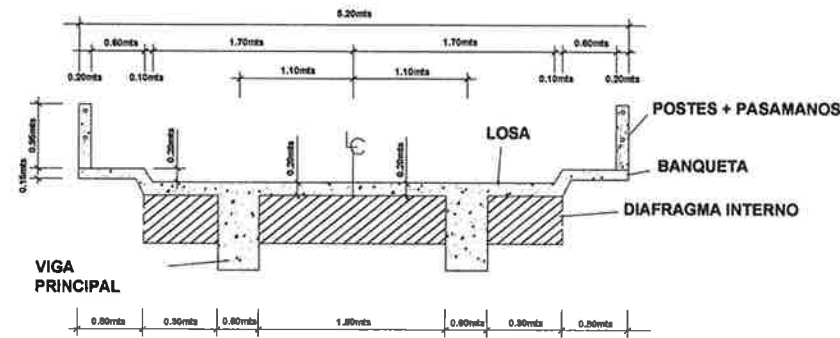
### ESPECIFICACIONES:

1. Concreto ciclópeo: tendrá la siguiente proporción:  
87% Concreto clase 3000 lbs/plg<sup>2</sup>  
33% Piedra bola de 10 cms. de diámetro mínimo y 15 cms máximo.
  2. CONCRETO:  
F'c: 210 kg/cm<sup>2</sup>, 3000 PSI  
el concreto será con la proporción en volumen 1:2:3. cemento, arena de río, pedrín de 1/2". para un saco de cemento se necesitan 3 cubetas de arena y 5 cubetas de pedrín.
  4. Fy = 2810 kg/cm<sup>2</sup>.
  3. LOSA:  
La losa de concreto debe dársele un desnivel de 2% hacia los lados y la superficie debe quedar cerrada con cemento arena proporción 1:2; esto quiere decir que se utilizara 1 saco de cemento y 2 carretillas de arena cerrida o bien por cada bote de cemento dos botes de arena cerrida.
  5. Recubrimiento de 5cm, para losas arriba y 2.5 cm. abajo, 5 cm. de recubrimiento para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: 16 diámetros.
- Traslapes: se evitara localizar traslapes en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión crítica y nunca en una misma línea, deberan colocarse alternos a cada 60 cm.
- Ganchos: los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 8 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, ó 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

### NOTAS:

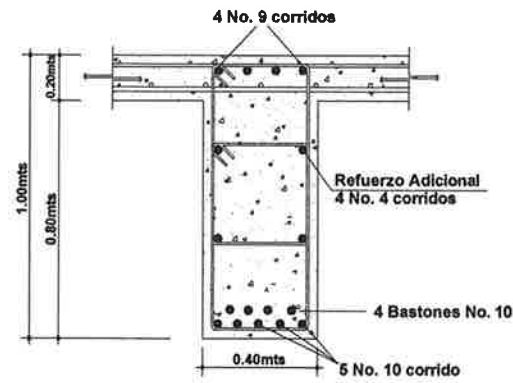
1. Cota de cimentación en estribos, indicada en planos.
2. El terreno bajo los estribos deberá ser perfectamente apisonado.
3. AGREGADOS  
La arena deberá estar libre de materia orgánica y de arcillas que puedan reducir la resistencia del concreto.  
El pedrín será de roca triturada, grava de cantera formada de partículas duras, resistentes y limpias.
4. Deberán evitarse la explotación de bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO CRICHTO UBICACION: EL PROGRESO, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		INGENIERO SUPERVISOR(A) DE EPS FRANCISCO RAUL ANDRINO L. No. 13260
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL LINEA CENTRAL		INGENIERO FRANCISCO RAUL ANDRINO L. No. 13260
FECHA: FRANCISCO RAUL ANDRINO L. EPS DE INGENIERIA CIVIL		ESCALA: HOJAS: 5



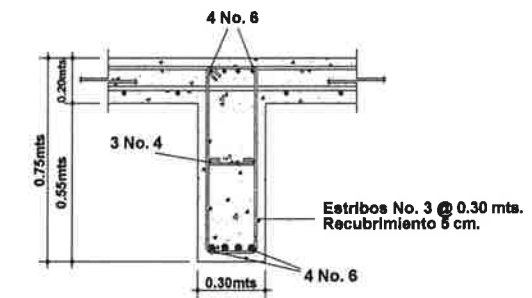
**SECCIÓN TRANSVERSAL DE SUPER ESTRUCTURA**

Escala 1:50



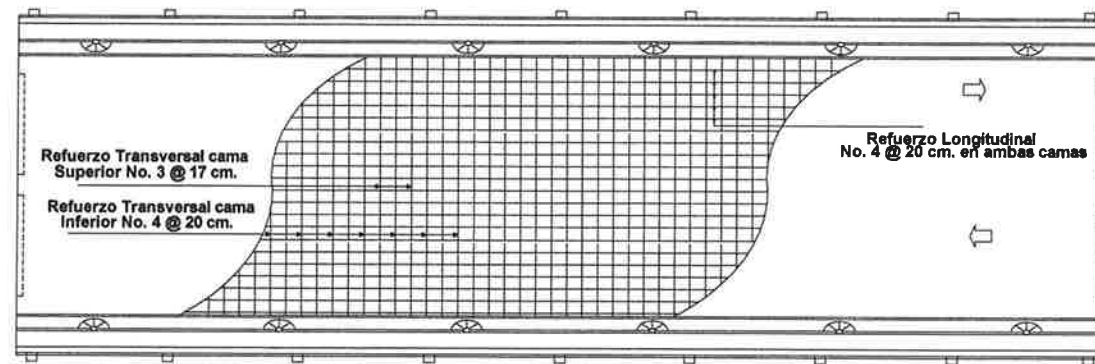
**VIGA PRINCIPAL**

ESCALA 1:15



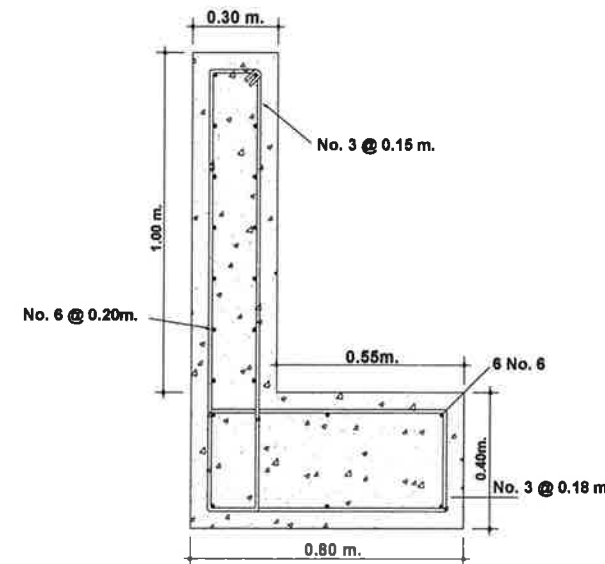
**DIAFRAGMA INTERNO**

ESCALA 1:15



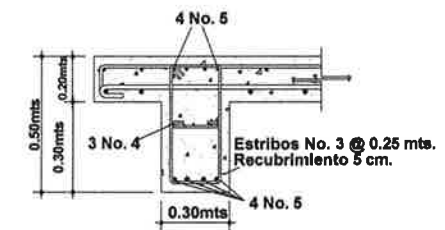
**PLANTA DE ARMADO DE LOSA**

Escala 1:75



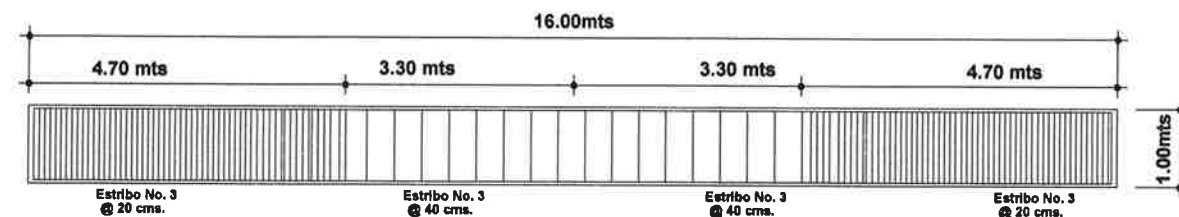
**VIGA DE APOYO + CORTINA**

Escala 1:10



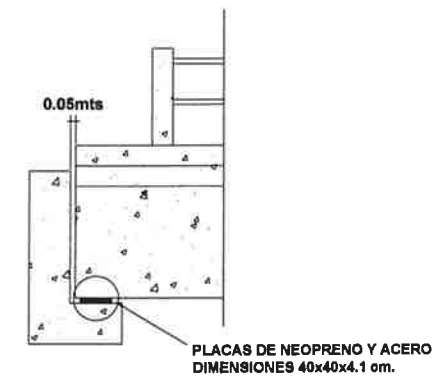
**DIAFRAGMA EXTERNO**

ESCALA 1:15



**SECCIÓN LONG. VIGA INTERNA**  
Confinamiento

Escala 1:20



**DETALLE DE NEOPRENO**

Escala 1:10



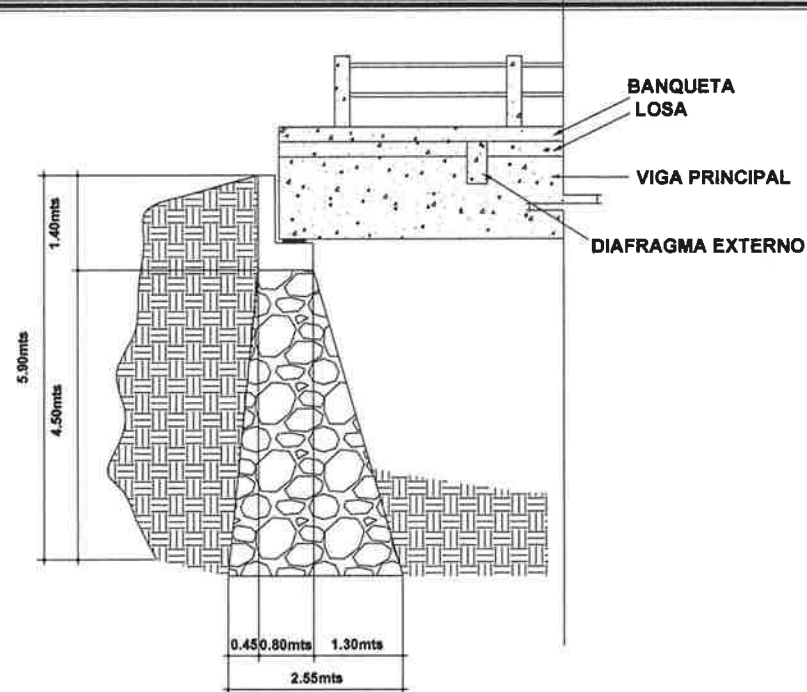
**DETALLE DE ARMADO DE APOYOS ELASTOMERICOS**

Sin escala

**ESPECIFICACIONES DE APOYOS ELASTOMERICOS**

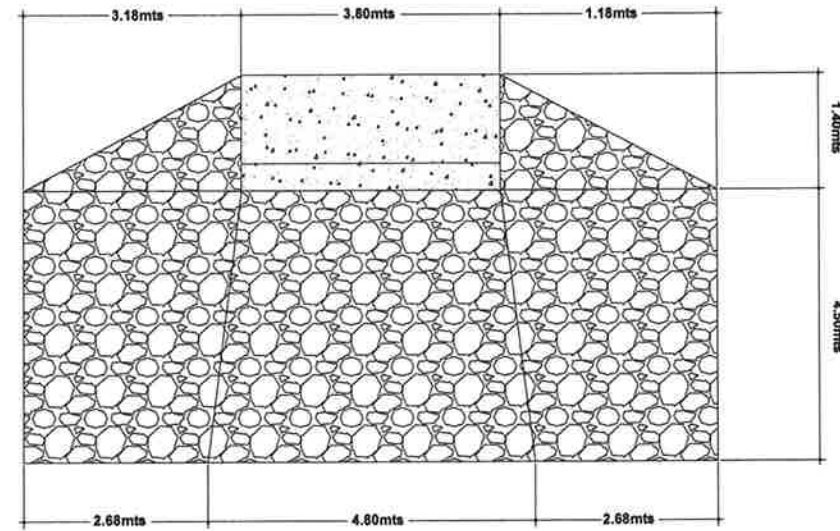
- La unión entre las placas de neopreno y las placas metálicas deberán hacerse con un pegamento que evite su separación
- El neopreno debe ser de una dureza Shore A 60 y las placas metálicas con la resistencia ASTM A 709M con una resistencia de 250 Mpa.

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO CHIQUITO UBICACIÓN: EL PROGRESO, GUATEMALA		ASesoría SUPERVISORIAL DE EPS FRANCISCO RAUL ANDRADO LOPEZ	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL LINEA CENTRAL		DISEÑO: FRANCISCO RAUL ANDRADO L. CALIFICACIÓN: FRANCISCO RAUL ANDRADO L. ESCALA: INDICADA FECHA: JULIO 2011	



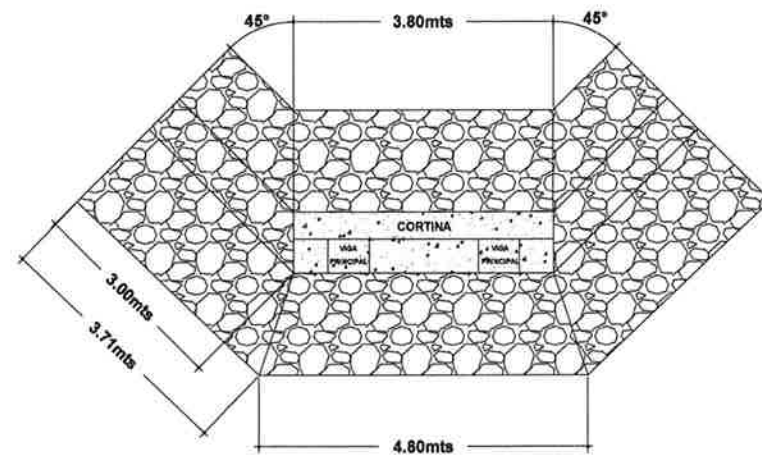
**SECCIÓN DE ESTRIBO**

Escala 1:80



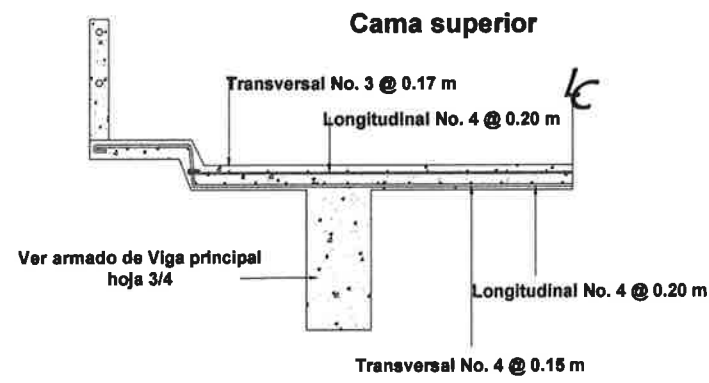
**VISTA FRONTAL VIGA DE APOYO ESTRIBO**

Escala 1:80



**VISTA PLANTA DE ESTRIBO**

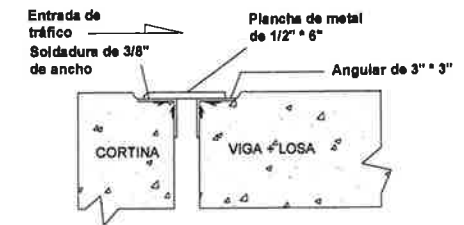
Escala 1:5



**Cama inferior**

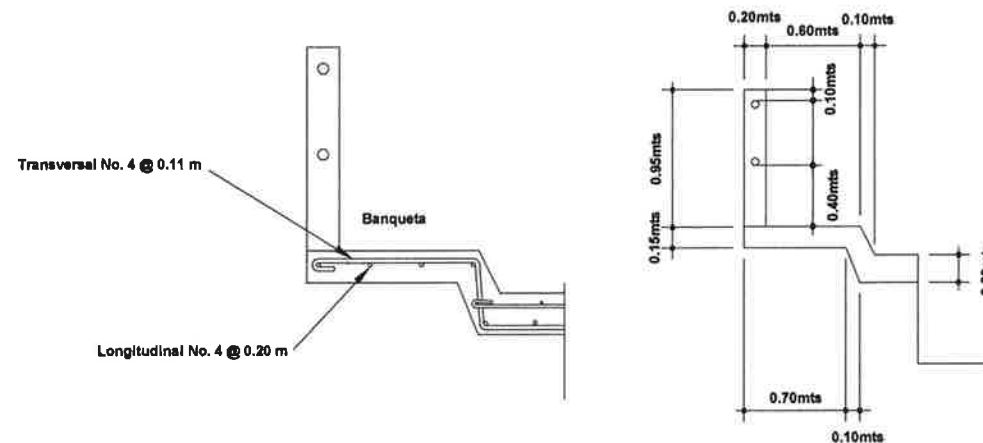
**LOSA**

Sin escala



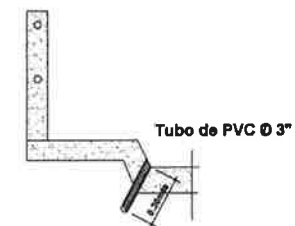
**DETALLE DE JUNTA**

Sin escala



**BANQUETA**

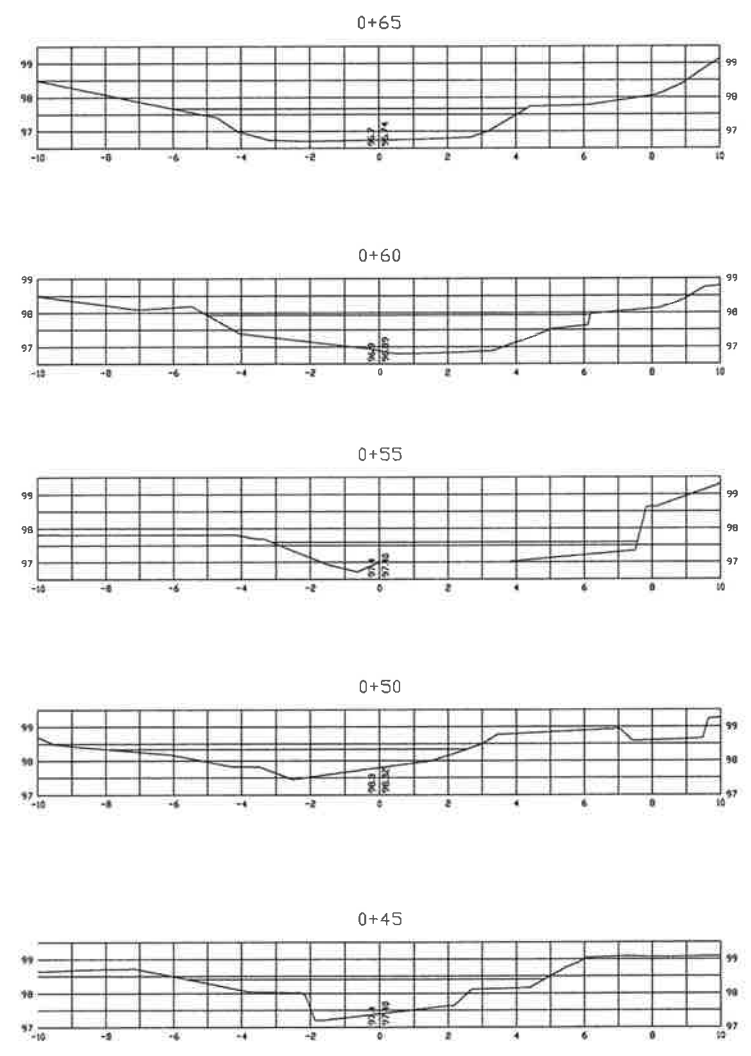
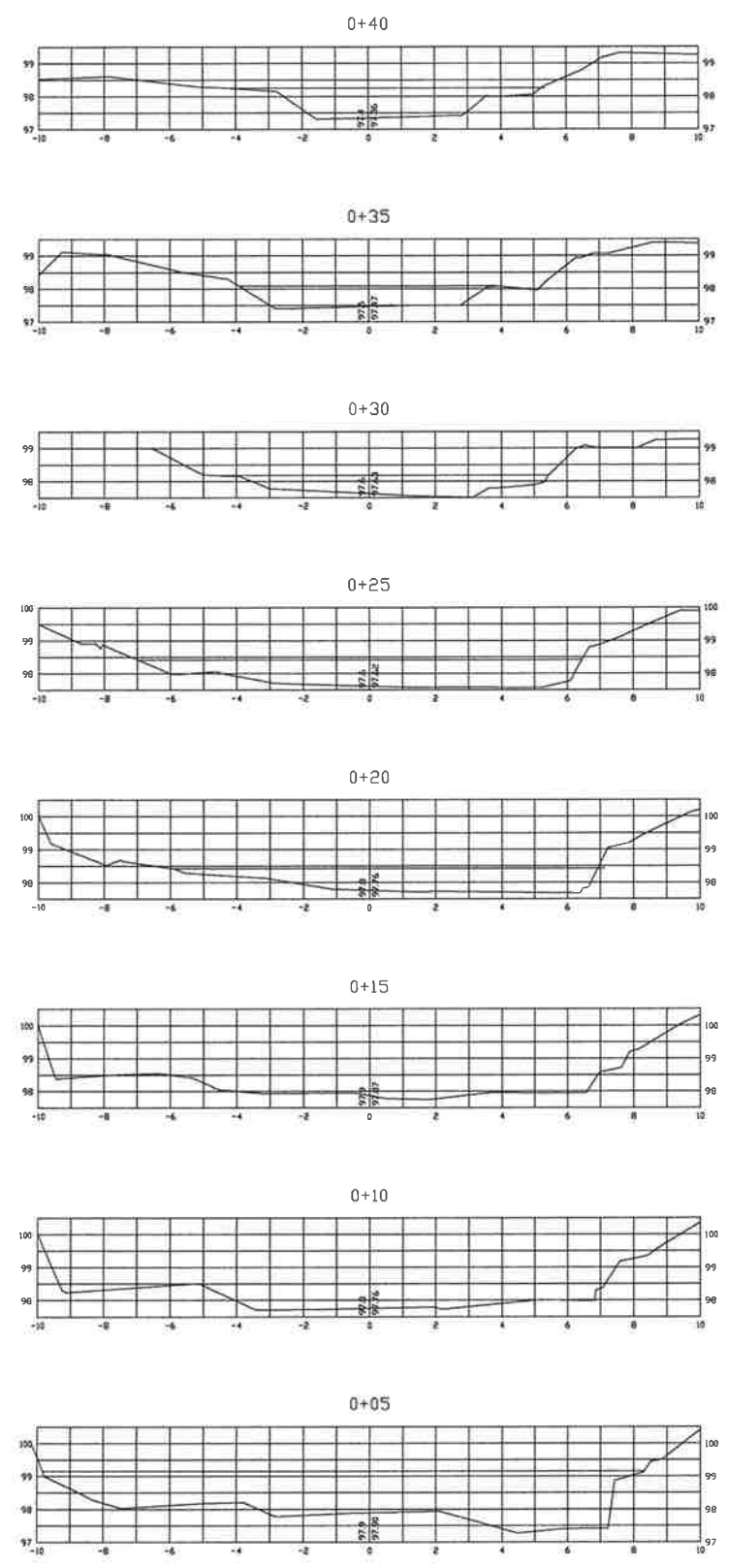
Sin escala



**DETALLE DE DRENAJE**

Sin escala

		<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO CHIGUITO UBICACION: EL PROGRESO, SITIAJE		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FRANCISCO RAUL ANDRINO L. FRANCISCO RAUL ANDRINO L. FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL LINEA CENTRAL		ASOSORIAL SUPERVISORIAL DE INGENIERIA FRANCISCO RAUL ANDRINO L.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L. FRANCISCO RAUL ANDRINO L. FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
EPUESTA: FRANCISCO RAUL ANDRINO L.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
V. No.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
FRANCISCO RAUL ANDRINO L. EPS DE INGENIERIA CIVIL		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	
FECHA:		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.		FRANCISCO RAUL ANDRINO L.	



**SECCIONES TRANSVERSALES DE RIO**

ESC. H. 1/100  
ESC. V. 1/100

 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: PUNTE VEHICULAR SOBRE EL RIO CHIGUITO UBICACION: EL PROGRESO, CUTEVA		Universidad de San Carlos de Guatemala	
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES DE RIO		ASESORIA SUPERVISOR(A) DE T... FRANCISCO RAUL ANDRINO L...	
ESPECIALISTA: FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ		INGENIERIA Y... FRANCISCO RAUL ANDRINO L...	
VA. No.		INGENIERIA FRANCISCO RAUL ANDRINO L...	
FRANCISCO RAUL ANDRINO LOPEZ EPS DE INGENIERIA CIVIL		INGENIERIA FRANCISCO RAUL ANDRINO L...	
FECHA:		FRANCISCO RAUL ANDRINO L...	