



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

**DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA
DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL**

Oliver Alexander Abac Cumez

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, junio de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA
DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO 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 José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
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 CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 24 de septiembre de 2012.


Oliver Alexander Abac Cumez



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



Guatemala,
5 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 CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Oliver Alexander Abac Cumez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 10 de abril de 2013
Ref.EPS.DOC.485.04.13

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

Estimada Ingeniera Calderón de León.

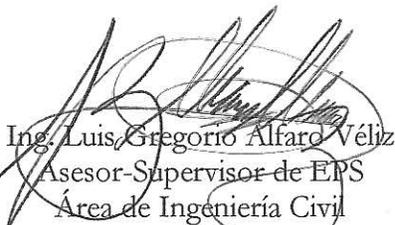
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Oliver Alexander Abac Cumez** con carné No. **200113496**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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



c.c. Archivo
LGAV/ra



Guatemala,
12 de abril 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 CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Oliver Alexander Abac Cumez, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila
Coordinador del Área de Topografía y Transportes

bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

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





Guatemala, 16 de abril de 2013

Ref.EPS.D.292.04.13

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

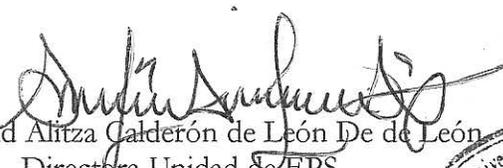
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Oliver Alexander Abac Cumez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por 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. Sigríd Alitza Calderón de León De de León
Directora Unidad de EPS



SACdL/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigríd Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Oliver Alexander Abac Cumez, titulado **DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

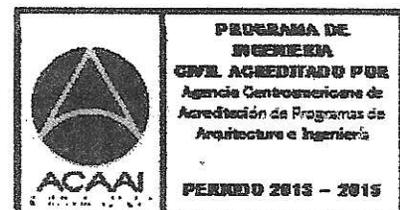
Hugo Leonel Montenegro Franco
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2013

/bbdeb.

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



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 417.2013

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 CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL**, presentado por el estudiante universitario **Oliver Alexander Abac Cumez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 14 de junio de 2013

/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por ser fuente de sabiduría; con Él, todo es posible.
Mis padres	Por enseñarme el valor dignificante del trabajo y de la honradez.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	A la tricentenaria Universidad de San Carlos de Guatemala, la universidad del pueblo, mi alma máter, a la cual estoy orgulloso de pertenecer.
Facultad de Ingeniería	Por permitirme adquirir los conocimientos de tan noble profesión.
Mis amigos de la facultad	Por compartir su amistad y haber recorrido juntos esta etapa de nuestras vidas.
Mi asesor	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz por su apoyo, asesoría y paciencia en el desarrollo de EPS.
A los ingenieros (as)	Glenda García, Becilia Pacheco, Calixto Monteagudo, Alfredo Beber, Carmen Mérida, Hugo Montenegro, Guillermo Mellini, Pedro Polanco y Dilma Mejicanos por compartir sus conocimientos sin reserva alguna.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de Livingston.....	1
1.1.1. Aspectos generales.....	1
1.1.2. Antecedentes históricos.....	1
1.1.3. Localización.....	3
1.1.4. Vías de acceso.....	6
1.1.5. Relieve e hidrografía.....	7
1.1.6. Clima.....	8
1.1.7. Recursos naturales.....	9
1.1.7.1. Agua.....	9
1.1.7.2. Suelo.....	9
1.1.8. Demografía.....	10
1.1.9. Aspectos económicos y actividades productivas.....	12
1.1.9.1. Población Económicamente Activa.....	12
1.1.9.2. Actividades productivas.....	13
1.1.9.3. Ingresos.....	14
1.1.10. Aspectos sociales.....	15
1.1.11. Servicios básicos y de infraestructura.....	15

1.1.11.1.	Agua potable	15
1.1.11.2.	Educación.....	16
1.1.11.3.	Vivienda.....	17
1.1.11.4.	Salud	19
1.1.11.5.	Saneamiento	19
1.1.11.6.	Energía eléctrica y alumbrado público.....	21
1.2.	Investigación diagnóstica sobre necesidades en servicios básicos y de infraestructura de las aldeas Sepac y Calajá	21
1.2.1.	Descripción de las necesidades	21
1.2.2.	Priorización de las necesidades	22
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	25
2.1.	Diseño del camino de acceso para la aldea Sepac, Livingston, Izabal	25
2.1.1.	Descripción del proyecto	25
2.1.2.	Levantamiento topográfico	25
2.1.2.1.	Planimetría	26
2.1.2.2.	Altimetría	26
2.1.3.	Parámetros de diseño	28
2.1.3.1.	Volumen de tránsito vehicular	28
2.1.3.2.	Composición del tránsito.....	29
2.1.3.3.	Velocidad.....	29
2.1.3.4.	Distancias de visibilidad.....	31
2.1.4.	Características geométricas	35
2.1.4.1.	Del alineamiento horizontal.....	35
2.1.4.2.	Del alineamiento vertical.....	45
2.1.4.3.	De la sección transversal.....	56
2.1.5.	Estudio de suelos	61

2.1.5.1.	Definición de suelo	61
2.1.5.2.	Principales tipos de suelos	61
2.1.5.3.	Obtención de muestras de suelos	64
2.1.5.4.	Ensayos para el estudio de suelos	65
2.1.6.	Movimiento de tierras	74
2.1.7.	Elementos estructurales del pavimento.....	79
2.1.7.1.	Subrasante.....	79
2.1.7.2.	Carpeta de rodadura	79
2.1.7.3.	Drenajes.....	80
2.1.8.	Evaluación de impacto ambiental.....	86
2.1.9.	Presupuesto.....	87
2.1.10.	Cronograma de ejecución física y financiera	88
2.1.11.	Evaluación socioeconómica	89
2.1.11.1.	Valor Presente Neto	89
2.1.11.2.	Tasa Interna de Retorno	89
2.1.12.	Especificaciones técnicas	89
2.1.13.	Planos.....	89
2.2.	Diseño del sistema de agua potable para la aldea Calajá, Livingston, Izabal	90
2.2.1.	Descripción del proyecto	90
2.2.2.	Fuentes de abastecimiento	90
2.2.2.1.	Localización	90
2.2.2.2.	Aforo	90
2.2.2.3.	Calidad del agua	91
2.2.3.	Levantamiento topográfico	92
2.2.3.1.	Planimetría.....	93
2.2.3.2.	Altimetría.....	93
2.2.4.	Criterios de diseño	96
2.2.4.1.	Período de diseño	96

2.2.4.2.	Población de diseño	96
2.2.4.3.	Dotación	97
2.2.5.	Determinación de caudales	97
2.2.5.1.	Caudal medio diario (QMD)	97
2.2.5.2.	Caudal diario máximo (QDM).....	97
2.2.5.3.	Caudal horario máximo (QHM)	98
2.2.5.4.	Caudal de vivienda (Qv)	98
2.2.5.5.	Caudal instantáneo (Q _i)	98
2.2.6.	Componentes del sistema	99
2.2.6.1.	Captación	99
2.2.6.2.	Sistema de tratamiento	100
2.2.6.3.	Línea de conducción.....	107
2.2.6.4.	Tanque de almacenamiento	117
2.2.6.5.	Red de distribución	130
2.2.6.6.	Válvulas	137
2.2.6.7.	Conexiones prediales	138
2.2.6.8.	Obras accesorias	138
2.2.7.	Evaluación de impacto ambiental	139
2.2.8.	Presupuesto	139
2.2.8.1.	Resumen de presupuesto	140
2.2.8.2.	Propuesta de tarifa	140
2.2.9.	Cronograma de ejecución física y financiera	143
2.2.10.	Evaluación socioeconómica	144
2.2.11.	Especificaciones técnicas	144
2.2.12.	Planos	144

3.	FASE DE DOCENCIA	145
3.1.	Manual de operación y mantenimiento del sistema de agua potable para la aldea Calajá	145
3.1.1.	Operación y mantenimiento de la captación.....	148
3.1.2.	Operación y mantenimiento de sedimentador y filtros	152
3.1.3.	Operación y mantenimiento de línea de conducción.....	157
3.1.4.	Operación y mantenimiento de tanque de distribución.....	159
3.1.5.	Operación y mantenimiento de sistema de desinfección.....	162
3.1.6.	Operación y mantenimiento de caja rompe presión	164
3.1.7.	Mantenimiento de caja de válvulas	167
3.1.8.	Operación y mantenimiento de válvulas.....	167
3.1.9.	Mantenimiento de paso de zanjón	168
3.1.10.	Operación y mantenimiento de conexiones prediales	169
	CONCLUSIONES	171
	RECOMENDACIONES.....	173
	BIBLIOGRAFÍA.....	175
	APÉNDICES.....	177
	ANEXOS	179

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de Izabal a nivel nacional.....	3
2.	Localización de Livingston a nivel departamental.....	4
3.	Localización de aldea Sepac.....	5
4.	Localización de aldea Calajá.....	6
5.	Carencia de servicio de sistema de agua potable	16
6.	Vivienda típica en el área rural	18
7.	Vivienda típica en áreas costeras.....	18
8.	Letrinas utilizadas en el área rural.....	20
9.	Desfogue de aguas grises.....	20
10.	Elementos geométricos de la curva circular simple	36
11.	Longitud crítica de tangentes verticales.....	45
12.	Elementos geométricos de la curva vertical simétrica	48
13.	Elementos geométricos de la sección transversal	57
14.	Longitud de transición	60
15.	Límites de Atterberg.....	67
16.	Consistencia del suelo según humedad presente	69
17.	Humedad optima.....	71
18.	Secciones con corte y relleno.....	75
19.	Secciones con corte o relleno	76
20.	Curva de balance de masas.....	77
21.	Área tributaria de cuenca hidrográfica.....	85
22.	Sección típica de muro por gravedad.....	125
23.	Colocación de capas de filtro	155

TABLAS

I.	Población total por sexo según área geográfica	11
II.	Población total por sexo según grupos de edad	11
III.	Población total por porcentaje según grupo étnico	12
IV.	PEA según categoría ocupacional.....	13
V.	Población ocupada según actividad económica	14
VI.	Libreta final de levantamiento topográfico	27
VII.	Características de la carretera tipo f en estado final	28
VIII.	Valores para distancia de visibilidad de parada y de rebase.....	34
IX.	Reporte de alineamiento horizontal	43
X.	Pendiente máxima y gobernadora para carretera tipo f	46
XI.	Valores de K para visibilidad de parada.....	50
XII.	Reporte de alineamiento vertical	55
XIII.	Peralte, longitud de transición y sobre ancho	60
XIV.	Clasificaciones de los suelos según ensayo de CBR.....	72
XV.	Resumen de balance de masas	78
XVI.	Coeficientes de escorrentía	83
XVII.	Fórmulas de intensidad de lluvia para algunas localidades	84
XVIII.	Resumen de presupuesto.....	87
XIX.	Cronograma de ejecución física y financiera	88
XX.	Libreta final de levantamiento topográfico	94
XXI.	Criterios de diseño para línea de conducción	115
XXII.	Resumen de cálculo hidráulico de línea de conducción.....	116
XXIII.	Momentos resistentes al volteo	126
XXIV.	Criterios de diseño para línea de distribución	135
XXV.	Resumen de cálculo hidráulico de línea de distribución.....	136
XXVI.	Resumen de presupuesto.....	140
XXVII.	Calculo de tarifa ordinaria.....	141

XXVIII.	Cronograma de ejecución física y financiera	143
XXIX.	Operación y mantenimiento de captación	151
XXX.	Operación y mantenimiento de sedimentador y filtros	156
XXXI.	Operación y mantenimiento de línea de conducción	158
XXXII.	Operación y mantenimiento de tanque de distribución	161
XXXIII.	Operación y mantenimiento de sistema de desinfección	163
XXXIV.	Operación y mantenimiento de caja rompe presión	166
XXXV.	Mantenimiento de caja de válvulas	167
XXXVI.	Operación y mantenimiento de válvulas	167
XXXVII.	Mantenimiento de paso de zanjón	168
XXXVIII.	Operación y mantenimiento de conexiones prediales	169

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
As	Área de acero
As_{max}	Área máxima de acero
As_{min}	Área mínima de acero
CM	Carga muerta
CT_u	Carga total última distribuida
P_u	Carga total última puntual
CV	Carga viva
cm	Centímetro
cm²	Centímetro cuadrado
PVC	Cloruro de polivinilo
DH	Distancia horizontal
K	En hidráulica, coeficiente para calcular las pérdidas de carga localizadas. En carreteras, coeficiente para calcular longitud mínima de curvas verticales.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
e	Excentricidad
°C	Grado centígrado
g	Gramo
hr	Hora
kg	Kilogramo
kg·m	Kilogramo por metro
kg/cm²	Kilogramo sobre centímetro cuadrado
kg/m²	Kilogramo sobre metro cuadrado

kg/m³	Kilogramo sobre metro cubico
km	Kilómetro
km²	Kilómetro cuadrado
km/h	Kilómetro sobre hora
psi	Libra sobre pulgada cuadrada
L	Litro
L/hab/día	Litro, habitante, día
L/s	Litro sobre segundo
mca	Metro columna de agua
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
m³/s	Metro cúbico sobre segundo
ml, m	Metro lineal
m/s	Metro sobre segundo
mg/L	Miligramo sobre litro
mm	Milímetro
min	Minuto
d	Peralte efectivo
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
s	Segundo
Ton·m	Tonelada métrica por metro

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte, por sus siglas en Inglés.
ACI	Instituto Americano del Concreto, por sus siglas en Inglés.
Aforo	Es la acción de medir un flujo de agua para determinar su caudal.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las alturas del terreno.
ASTM	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, por sus siglas en Inglés.
Banco de marca	Es un punto en el espacio asignado relativamente como fijo, cuya posición se toma como referencia para determinar la de otros puntos.
Carga	En estructuras, es la fuerza actuante distribuida en elementos estructurales unidimensionales o bidimensionales, como vigas y losas, respectivamente. En hidráulica, equivale a la energía sobre peso específico.

Caudal	Volumen de agua que pasa por determinado lugar en una unidad de tiempo.
CBR	Relación de Soporte California, por sus siglas en Inglés. Este ensayo determina la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas.
Coagulación	Proceso de tratamiento de agua cruda que tiene como objetivo desestabilizar las partículas coloidales mediante químicos que faciliten su aglomeración.
Coloide	Partícula orgánica o inorgánica suspendida en el agua y responsable de la turbiedad y color de esta.
Consumo	Cantidad promedio de agua que utiliza una persona para sus necesidades básicas e higiene.
Cota piezométrica	Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o distribución, es decir, la presión que alcanzaría una columna de agua si en dicho punto se colocará un manómetro.
DGC	Dirección General de Caminos.
DMP	Dirección Municipal de Planificación.

Dotación	Cantidad de agua que se asigna teóricamente en el diseño de un sistema de agua potable, para el consumo de un habitante en un día.
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado.
Excentricidad	Es la distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez.
Floculación	Es el proceso que sigue a la coagulación, donde las partículas ya desestabilizadas entran en contacto para aglomerarse y así facilitar su sedimentación.
INE	Instituto Nacional de Estadística de Guatemala.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal.
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
MARN	Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.
Momento	Resultado de la aplicación de una fuerza a cierta distancia de su centro de masa.
Número de Reynolds	Parámetro para determinar si un fluido es laminar o turbulento.
OMS	Organización Mundial de la Salud.

PEA	Población Económicamente Activa.
Pérdida de carga	Es la caída de presión ocasionada por la fricción entre el agua y las paredes de la tubería.
Planimetría	Parte de la topografía que enseña a proyectar un terreno sobre un plano horizontal imaginario y que toma puntos de referencia para su orientación.
Presión dinámica	Es la presión que ejerce el agua en movimiento.
Presión estática	Es la presión que ejerce el agua en reposo.
SIECA	Secretaría de Integración Económica Centroamericana.
TPDA	Tránsito Promedio Diario Anual.
Turbiedad	Propiedad óptica de un medio (por ejemplo: agua) de diseminar y absorber la luz, en lugar de transmitirla en línea recta.
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.
UNT	Unidad Nefelométrica de Turbiedad.
USAC	Universidad de San Carlos de Guatemala.

RESUMEN

Si usted, amigo lector, está interesado en diseñar una carretera de terracería o un sistema de agua potable por gravedad, en este documento encontrará las pautas para realizar los estudios técnicos, cumpliendo con especificaciones generales de la DGC y SIECA (en el caso del camino), y de acuerdo a normas del INFOM y OMS (en el tema de agua potable).

Primero se realizó una descripción del municipio de Livingston acerca de sus características geográficas, socioeconómicas y demográficas; además, se efectuó un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura.

Para ambos proyectos se realizaron los levantamientos pertinentes; se consideraron parámetros, normas y especificaciones de diseño; y se efectuaron estudios de suelos, topografía, estructuras, cimentaciones, hidráulica, hidrología, ingeniería sanitaria, impacto ambiental y costos, según el caso.

Los resultados indican con base en qué y cómo se construirán, en cuánto tiempo y cuánto habrá que invertir en la ejecución, operación y mantenimiento en los proyectos que así lo requieran.

OBJETIVOS

General

Contribuir al desarrollo integral de las personas que habitan en las comunidades beneficiadas con los proyectos de EPS, mediante la cooperación de la Universidad de San Carlos de Guatemala y las autoridades municipales.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y diagnóstica, sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura del municipio de Livingston, departamento de Izabal.
2. Desarrollar el estudio técnico, del diseño del camino de acceso para la aldea Sepac.
3. Realizar el estudio técnico, del diseño del sistema de agua potable para la aldea Calajá.
4. Elaborar el Manual de operación y mantenimiento del sistema de agua potable para la aldea Calajá.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país en vías de desarrollo, evidenciado en la calidad de vida de la mayoría de sus habitantes, debido a múltiples factores, entre ellos, la carencia de servicios básicos. El municipio de Livingston no es ajeno a estas carencias, mucho menos Sepac y Calajá, dos poblaciones existentes dentro de su territorio; del cual, se realiza una monografía como se explica en el primer capítulo.

Actualmente, los pobladores de la aldea Sepac no cuentan con un camino apropiado que sirva de acceso a su comunidad; esta situación los aísla y les cierra las puertas del desarrollo. Por otra parte, en Calajá, los pobladores carecen de agua potable y toman de nacimientos susceptibles de contaminación. Para ayudar a mejorar estas realidades, como primer paso, se realizaron los estudios técnicos del camino y del sistema de agua potable; como se verá en el segundo capítulo.

En el tercer capítulo, se desarrolla el Manual de operación y mantenimiento del sistema de agua potable, tan necesario para su óptimo desempeño.

Posteriormente, se dan a conocer las conclusiones y recomendaciones; ulteriormente, en el apéndice se muestran los planos de ambos proyectos; y finalmente, como anexos, los resultados de ensayos de suelos y de análisis de agua.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Livingston

A continuación, se describe el municipio de Livingston con respecto a sus características geográficas, demográficas y socioeconómicas.

1.1.1. Aspectos generales

Livingston es uno de los cinco municipios que pertenecen al departamento de Izabal. La cabecera municipal es Livingston, pero la principal ciudad es Río Dulce, la cual es un punto estratégico, tanto geográfico como comercial. Otras localidades importantes son San Felipe, San Antonio Sejá, Buenos Aires, San Marcos, Los Ángeles, Semox y Guitarras.

Dentro del territorio del municipio de Livingston, el cual abarca un área de 1940 km², existen 225 poblaciones donde cohabitan kekchíes, garífunas, mestizos y extranjeros.

1.1.2. Antecedentes históricos

Su historia primitiva abarca desde sus primeros habitantes: los kekchíes, quienes hasta el día de hoy, constituyen un potencial humano y de mayor número de habitantes en el municipio. Una de sus importantes poblaciones de comercio fue Nito, ya desaparecida, que estuvo situada al oeste de Livingston.

En 1524 llegaron los primeros españoles, comandados por Gil González de Ávila, quién fundó lo que fue el primer asentamiento español en Guatemala, al cual llamó San Gil de Buena Vista. Posteriormente, marcharon a Honduras dejando el lugar desolado.

Después de ellos, los habitantes fueron piratas, quienes asaltaban los barcos españoles que llegaban al poblado que actualmente se conoce como San Felipe de Lara. Para evitar estos abusos, se construyó el Castillo de San Felipe y otras defensas.

Las primeras viviendas de aquellos piratas se establecieron en lo que hoy es Livingston. Entre aquellos hombres, se menciona a Juan Tatín, famoso pirata, quién habitó el lugar que actualmente se conoce como Plan Grande Tatín; a Marcos Sánchez, quién en 1802 fue uno de los primeros habitantes de Livingston; y al Sr. Baltimore, quién radicó al sur de Livingston en el lugar denominado actualmente como Baltimore.

Según decreto emitido el 26 de noviembre de 1831 por el gobierno guatemalteco de esa época, la localidad de Livingston debe su nombre al apellido del señor Eduardo Livingston, legislador estadounidense, autor del Código del Estado de Luisiana.

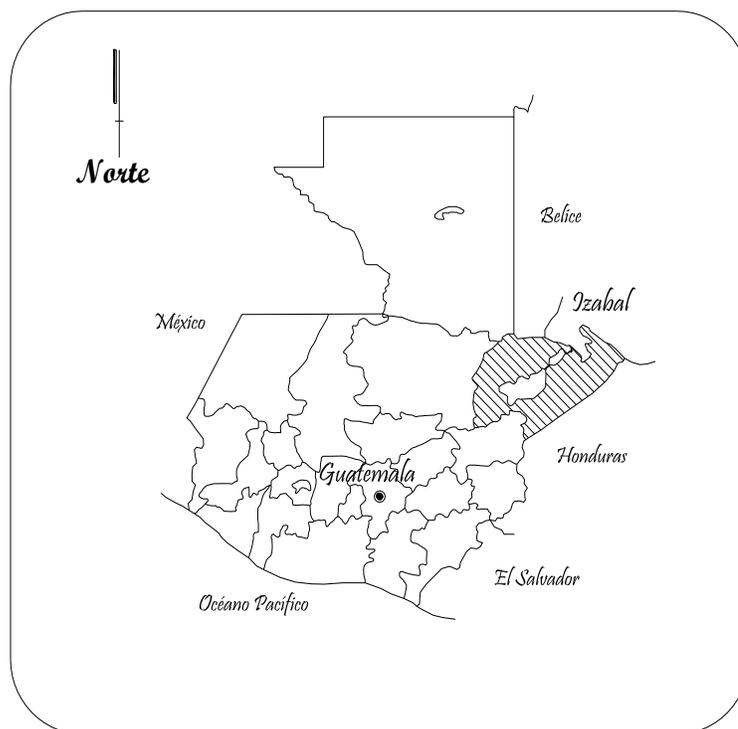
Livingston ha sido cabecera departamental en dos ocasiones por razones políticas, geográficas y comerciales; la primera desde 1832 hasta 1835, y la segunda, desde 1895 hasta 1920, año en que la cabecera departamental se traslada definitivamente a Puerto Barrios.

1.1.3. Localización

El departamento de Izabal está localizado en la región nororiente del país y abarca una extensión territorial de 9 038 km².

Izabal limita al norte con el departamento de Petén, Belice y el mar Caribe; al sur, con el departamento de Zacapa; al este, con Honduras; y al oeste, con el departamento de Alta Verapaz. La localización de Izabal a nivel nacional, se muestra en la figura 1.

Figura 1. Localización de Izabal a nivel nacional

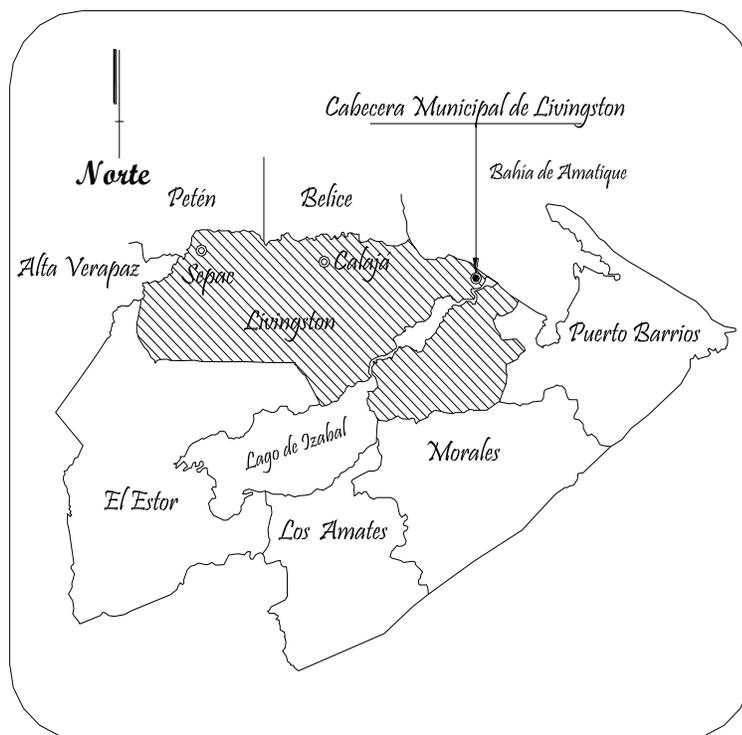


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

Livingston está localizado en las coordenadas geográficas: latitud 15°49'36" norte y longitud 88°45'02" oeste, según BM ubicado en La Capitanía; y a una altitud de 2 msnm, medido en la Escuela Nacional Urbana para Niñas Gral. Miguel García Granados.

Livingston limita al norte con el departamento de Petén, Belice y el mar Caribe; al sur, con los municipios de Los Amates y Morales del departamento de Izabal; al este, con el municipio de Puerto Barrios y el mar Caribe; y al oeste, con el municipio de El Estor del departamento de Izabal y los departamentos de Alta Verapaz y Petén, ver figura 2.

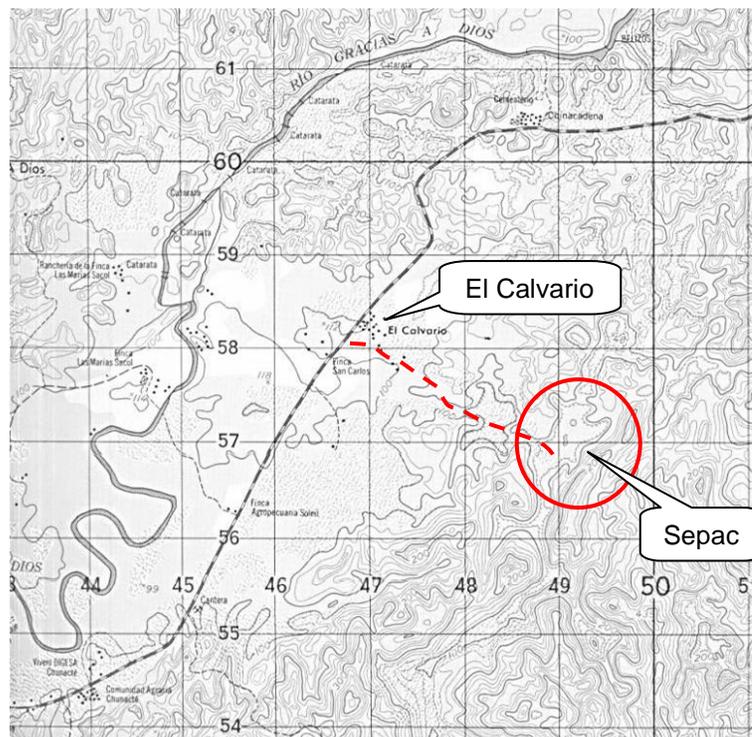
Figura 2. **Localización de Livingston a nivel departamental**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

La aldea Sepac está localizada en las coordenadas geográficas: latitud 15°52'40" norte y longitud 89°20'45" oeste; y a una altitud de 85 msnm, según banco de marca situado en la entrada de la aldea, ver figura 3.

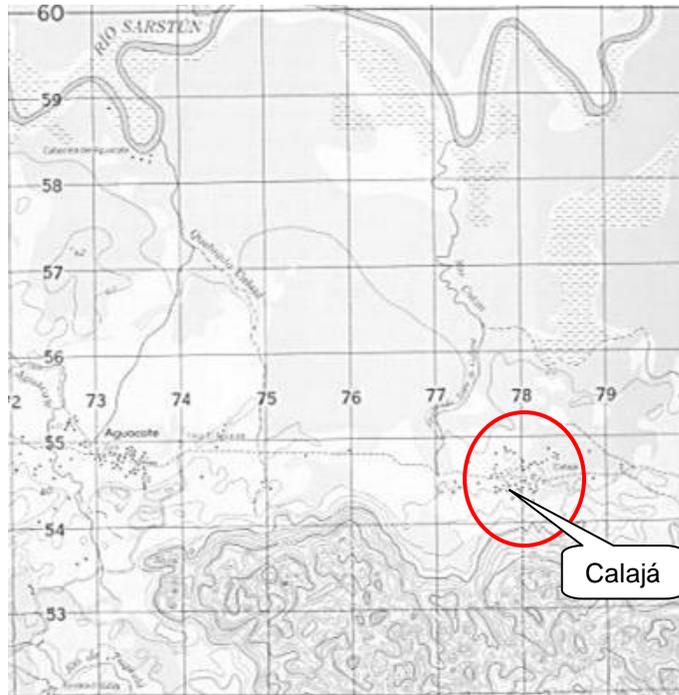
Figura 3. Localización de aldea Sepac



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Livingston.

La aldea Calajá está localizada en las coordenadas geográficas: latitud 15°51'49" norte y longitud 89°04'14" oeste; y a una altitud de 42 msnm, según banco de marca situado detrás de la iglesia católica, ver figura 4.

Figura 4. **Localización de aldea Calajá**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Livingston.

1.1.4. Vías de acceso

La principal vía de comunicación terrestre del municipio de Livingston con la ciudad de Guatemala es la carretera al Atlántico (CA-9). La carretera CA-13 cruza el territorio, de sur a norte, y comunica las poblaciones de Morales, Río Dulce, Modesto Méndez, que es donde comienza la carretera denominada Franja Transversal del Norte; y Petén. La ruta departamental 7E comunica las poblaciones de Río Dulce y de El Estor. Las rutas municipales son de terracería y comunican las diferentes aldeas y caseríos de Livingston.

Actualmente, la cabecera municipal de Livingston sólo es accesible vía acuática, desde la localidad de Río Dulce, se debe navegar aproximadamente 38 km, en dirección nororiente; o bien, desde Puerto Barrios, aproximadamente 20 km, en dirección noroccidente. Otras localidades costeras que únicamente son accesibles por vía acuática son Quehueche, La Guaira, Sarstún, San Juan, Cocolí y Baltimore.

Para trasladarse a la localidad de Río Dulce desde la ciudad de Guatemala, se debe transitar por la carretera hacia el Atlántico (CA-9) hasta llegar al lugar denominado La Ruidosa, municipio de Morales (km 245); luego, dirigirse por la carretera hacia Petén (CA-13), aproximadamente 30 km.

Para llegar a la aldea Calajá desde Río Dulce (km 275), se debe viajar por la carretera CA-13 hasta llegar a la aldea Semox (km 303); posteriormente, avanzar en dirección oriente, por el camino municipal de terracería, aproximadamente 15 km.

Para llegar a la aldea Sepac desde Río Dulce, se debe viajar por la carretera CA-13 hasta llegar a la localidad de Modesto Méndez (km 313); después, dirigirse por la carretera denominada Franja Transversal del Norte hasta llegar a El Calvario (km 333); por último, caminar 3 km hacia Sepac.

1.1.5. Relieve e hidrografía

El territorio de Livingston está conformado, en su mayoría, por planicies alargadas, solamente interrumpidas por la sierra de Santa Cruz de 1000 msnm, la montaña del Mico de 400 msnm y el cerro San Gil de 1200 msnm.

En el municipio de Livingston se localizan las cuencas hidrográficas río Dulce y río Sarstún, las cuales desembocan en la bahía de Amatique y pertenecen a la vertiente del mar Caribe.

Los ríos más importantes son río Dulce con una longitud de 42 km, su trayecto más ancho forma El Golfete; el río Sarstún, con una longitud de 120 km, el cual se origina de la confluencia de los ríos Gracias a Dios y Chocón.

Como recurso hídrico de suma importancia se encuentra el lago de Izabal, el cual, es el más extenso de la República de Guatemala, con dimensiones aproximadas de 50 km de largo por 25 km de ancho. El lago de Izabal es alimentado por el río Polochic y desagua en el río Dulce.

En el municipio de Livingston se localizan un total de 4 ensenadas, 2 barras, 36 ríos, 64 parajes, 20 quebradas, 1 riachuelo, 1 lago, 6 lagunas y 50 lagunetas.

1.1.6. Clima

Según estación meteorológica del INSIVUMEH ubicada en Las Vegas, Livingston, la precipitación pluvial promedio anual es de 1832 mm; entre julio y agosto se registran las mayores precipitaciones pluviales. El promedio anual de humedad es de 84%. La temperatura promedio anual máxima es de 32°C y la mínima de 24°C. La temperatura absoluta máxima es de 43°C y la mínima de 13°C. Los meses más fríos del año son diciembre y enero.

El clima se considera tropical con verano o época seca en los meses de marzo, abril y mayo. Los vientos refrescan considerablemente el municipio; durante el día corren del mar a la costa, y por la noche, de la tierra al mar.

1.1.7. Recursos naturales

Toda la región de Izabal posee una riqueza natural invaluable, tanto en recursos hídricos como en suelos, flora y fauna.

1.1.7.1. Agua

El agua es el recurso más cuantitativo del departamento de Izabal. Los cuerpos de agua dulce más grandes lo constituyen el lago de Izabal y los ríos; sin embargo, en el caso del municipio de Livingston, aún no se ha aprovechado el vital líquido por falta de sistemas de abastecimiento de agua potable para todas las poblaciones; esto debido a razones económicas.

1.1.7.2. Suelo

Según un estudio denominado Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala, realizado por Simmons, Tarano y Pinto, en 1959, las series de suelos que se encuentran en el departamento de Izabal son Chacalté, Chacón, Champona, Civijá, Cristina, Gacho, Guapinol, Guapaca, Inca, Jubucó, Manabique, Polochic, Quiriguá, Setal, Semuc y suelos de los valles y aluviales; dentro del territorio de Livingston la serie predominante es Chacalté, con porciones de series Guapinol, Sebach y Chacón.

- Serie Chacalté (Ch)

Los suelos Chacalté son poco profundos, bien drenados, que se han desarrollado sobre caliza dura y masiva, en un clima cálido y húmedo. Son suelos arcillosos color café oscuro. Ocupan relieves inclinados a altitudes bajas.

En la mayoría de los lugares la roca madre de los suelos Chacalté parece ser dolomítica. Ocupan un relieve kárstico inclinado donde las pendientes con inclinación mayor del 50% son comunes.

- Series Guapinol (Gl) y Sebach (Sh)

Son suelos con material original tipo serpentina o roca mafica serpentizada, con drenaje interno bueno. Son suelos arcillosos color café rojizo a café rojizo oscuro, para la serie Guapinol y color café muy oscuro para la serie Sebach. Ocupan relieves escarpados a muy escarpados.

- Serie Chacón (Chc).

Son suelos con material original de depósitos marinos, con drenaje interno bueno, con textura franco limosa a arcillosa de color café, café grisáceo a café amarillento. Ocupan relieves casi planos a ondulados.

1.1.8. Demografía

Según proyección de población del municipio de Livingston para el 2012, basada en el XI Censo de Población realizado por el INE, la tasa de crecimiento poblacional es del 2,51% anual y la población total estimada es de 62 257 habitantes, de los cuales 31 372 son de sexo masculino y 30 885 de sexo femenino, representando el 50,39% y 49,61%, respectivamente.

La población urbana es de 13 597 habitantes, equivalente al 21,84% de la población total; mientras que la población rural es de 48 660 habitantes, equivalente al 78,16%. Estas estadísticas se resumen en la tabla I.

Tabla I. Población total por sexo según área geográfica

Área	Total	Porcentaje	Hombres	Mujeres
Urbana	13 597	21,84	6 852	6 745
Rural	48 660	78,16	24 520	24 140
Total	62 257	100,00	31 372	30 885

Fuente: Estimación de población basada en XI Censo de Población del INE. Informe inédito.
Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Livingston. 2012.

Se estima que la población de Livingston es predominantemente joven, ya que el 44,30%, equivalente a 27 580 personas, están comprendidas entre las edades de 0 a 14 años. El 52,30% de la población, equivalente a 32 560 personas, se encuentra entre los 15 y 64 años de edad, y el restante 3,40%, equivalente a 2 117 personas, superan los 65 años, ver tabla II.

Esta concentración de población joven, contempla una demanda actual y futura de servicios, por lo que es importante la promoción de programas de desarrollo integral dirigidos a este sector.

Tabla II. Población total por sexo según grupos de edad

Rango de edades	Población total		Hombres		Mujeres	
	Cantidad	Porcentaje	Cantidad	Porcentaje	Cantidad	Porcentaje
0-14	27 580	44,30	13 896	22,32	13 684	21,96
15-64	32 560	52,30	16 405	26,35	16 155	25,95
65 y más	2 117	3,40	1 065	1,71	1 052	1,69
Total	62 257	100,00	31 372	50,39	30 885	49,61

Fuente: Estimación de población basada en XI Censo de Población del INE. Informe inédito.
Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Livingston. 2012.

La población de Livingston está compuesta por diferentes grupos étnicos, de los cuales, el 48% pertenece a la etnia kekchí, el 9% a la etnia garífuna, el 1% a la etnia culí (de la descendencia hindú); mientras que el 42% restante, corresponde a la población mestiza o ladina. En la tabla III, se presenta la población equivalente a tales porcentajes.

Tabla III. **Población total por porcentaje según grupo étnico**

Grupo étnico	Total	Porcentaje
Kekchí	29 883	48,00
Mestizo o ladino	26 148	42,00
Garífuna	5 603	9,00
Culí	623	1,00
Total	62 257	100,00

Fuente: Estimación de población basada en XI Censo de Población del INE. Informe inédito.
Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Livingston. 2012.

1.1.9. Aspectos económicos y actividades productivas

Las estadísticas más relevantes en los aspectos económicos y productivos, se presentan a continuación y fueron transcritas de la encuesta nacional de empleo e ingresos, realizada por el INE en el 2011.

1.1.9.1. Población Económicamente Activa

En el departamento de Izabal, la Población Económicamente Activa (PEA) constituye el 58,4%. Hay que mencionar que existe una gran diferencia entre la participación económica de los hombres y las mujeres. La PEA masculina constituye el 63,74%, mientras que la femenina es del 36,26%.

La presencia económica activa es más representativa del género masculino por ser en muchos hogares, la figura que sirve de sustento familiar, aunque la mujer tiene un rol más dinámico en la economía.

La PEA rural constituye el 69,66%, mientras que en la urbana es del 30,34%, lo que significa que la población rural tiene más participación en las actividades económicas en el departamento de Izabal. La PEA según categoría ocupacional se encuentra distribuida como se detalla en la tabla IV.

Tabla IV. **PEA según categoría ocupacional**

Descripción	Porcentaje
Patrón(a) agrícola	0,3
Patrón(a) no agrícola	2,4
Empleado(a) en casa particular	3,5
Empleado(a) del gobierno	5,3
Trabajador(a) agrícola que genera su propio empleo	10,0
Trabajador(a) no remunerado(a)	13,7
Jornalero(a) o peón(a)	14,9
Trabajador(a) no agrícola que genera su propio empleo	20,8
Empleado privado	29,0

Fuente: Encuesta Nacional de Empleo e Ingresos. Guatemala. INE, 2011.

1.1.9.2. Actividades productivas

La economía del municipio de Livingston se mueve a través de la agricultura, comercio, ganadería, pesca, industria de la construcción, minería, turismo, gastronomía, hotelería, industria maderera, agroindustria y servicios. La población (en porcentaje respecto de la población total) que se dedica a estas actividades se muestra en la tabla V.

Tabla V. **Población ocupada según actividad económica**

Actividad	Porcentaje
Agricultura	32,3
Comercio	29,0
Turismo y hotelería	13,7
Ganadería y pesca	8,2
Servicios	7,1
Industria de la construcción	5,8
Minería	1,9
Agroindustria	0,9
Transportes	0,7
Administración pública	0,4

Fuente: Encuesta Nacional de Empleo e Ingresos. Guatemala. INE, 2011.

El comercio formal representa un 15,50%, mientras que el sector informal representa un 84,50%.

1.1.9.3. Ingresos

Un hombre adulto puede ser remunerado de una de las siguientes formas:

- Q. 50,00 por día, en horario de 8:00 a 17:00 horas
- De Q. 75,00 a Q. 100,00 por tarea, según su capacidad de producción

Una mujer puede realizar los mismos trabajos, pero injustamente es discriminada y devenga una remuneración más baja respecto de las anteriores.

En la mayoría de familias, los ingresos no son fijos y no cubre el costo de la canasta básica vital.

1.1.10. Aspectos sociales

Livingston se encuentra representado a nivel regional en el consejo regional de desarrollo; a nivel departamental en el consejo departamental de desarrollo; a nivel municipal en el concejo municipal de desarrollo. Las comunidades están organizadas a través de consejos comunitarios de desarrollo.

La organización comunitaria es bastante buena, pues el poder de convocatoria se consigue a través de avisos que se transmiten de vecino a vecino, logrando reuniones masivas donde participan todos los habitantes.

1.1.11. Servicios básicos y de infraestructura

Se describen los servicios existentes para el municipio de Livingston, tanto a nivel urbano como rural.

1.1.11.1. Agua potable

Actualmente, la población urbana del municipio de Livingston se abastece del vital líquido por medio de una red municipal que cubre un 80% de las viviendas. El 20% restante, son viviendas que se encuentran en la periferia y tienen que abastecerse por medio de camiones cisterna.

En el área rural, tan solo el 40% de la población cuenta con sistemas de agua potable, los cuales, son administrados por los vecinos. La población restante de este segmento, debe ir a riachuelos, nacimientos o pozos artesanales para abastecerse del vital líquido, como se observa en la figura 5.

Figura 5. **Carencia de servicio de sistema de agua potable**



Fuente: aldea Rio Dulce, municipio de Livingston.

1.1.11.2. Educación

Hace muchos años los habitantes de Livingston seguían un patrón muy diferente al actual, para quienes trabajar era más importante que estudiar, debido también a la falta de oportunidades, la situación económica y la poca cobertura en educación. A través de los años esta situación ha ido cambiando, lo cual se ve reflejado en el incremento de la población estudiantil.

En el área urbana, el municipio de Livingston cuenta con escuelas oficiales donde se imparten los seis grados del ciclo primario. En el área rural, en contraste, muchas comunidades solo cuentan con un aula donde se imparten uno o dos grados, lo cual, refleja la poca cobertura en educación ante la demanda de la población estudiantil.

Respecto al ciclo básico y diversificado, en el área urbana, existen centros educativos, tanto oficiales como privados; mientras que en el área rural, son contadas las localidades que poseen un recinto dedicado a esta porción de la población, motivo por el cual, se observa una creciente migración de población del área rural a centros urbanos como Livingston o Río Dulce.

En cuanto a la educación superior, se debe de viajar a la localidad de Puerto Barrios, donde operan sedes de algunas universidades del país.

Cabe mencionar que también operan en la región, instituciones como Aj Tinamit, la cual, es un centro de capacitación orientado a las actividades productivas de la región.

1.1.11.3. Vivienda

En la cabecera municipal de Livingston, las viviendas se encuentran ubicadas de acuerdo al trazo reticular que conforman las calles y avenidas; en el área rural, se hallan de forma dispersa a lo largo del camino que sirve de acceso a las comunidades.

En el área urbana, la mayoría de viviendas son de un nivel y están construidas con paredes de *block* sin revestimiento, techo de lámina, piso de concreto o tierra. En el área rural, la mayoría de viviendas están construidas con paredes de caña, techo de hoja de palma y piso de tierra (ver figura 6). En la costa, predominan las viviendas tipo *chalet* construidas con madera y techo de lámina (ver figura 7).

Figura 6. **Vivienda típica en el área rural**



Fuente: aldea Sumach, municipio de Livingston.

Figura 7. **Vivienda típica en áreas costeras**



Fuente: aldea La Angostura, municipio de Livingston.

1.1.11.4. Salud

El municipio Livingston cuenta con dos centros de salud; uno, ubicado en la aldea Río Dulce, y el otro, en la cabecera municipal de Livingston.

Cuando alguien amerita atención especializada, es trasladado hasta el hospital de Puerto Barrios.

En el área rural, apenas existen farmacias privadas, por tal motivo los comunitarios deben viajar hasta Río Dulce o Livingston para poder ser atendidos.

1.1.11.5. Saneamiento

En el área urbana, la disposición de excretas se realiza por medio de alcantarillas que descargan a pozos ciegos o zanjones. En la cabecera municipal existen dos plantas de tratamiento de aguas negras, las cuales no operan debido a falta de mantenimiento.

En el área rural, la disposición de las excretas se realiza por medio de letrinas de pozo ciego (ver figura 8). Estas se encuentran alejadas de 3 a 6 metros de la vivienda y adicionado a las prácticas no apropiadas de higiene personal y ambiental, constantemente se enferman los habitantes, siendo la población infantil, la más vulnerable.

Respecto a las aguas grises, estas se evacúan a nivel superficial (ver figura 9) y comúnmente desfogan en calles, zanjones o en cuerpos de agua. Esta forma no apropiada de evacuación, contamina el agua.

Figura 8. **Letrinas utilizadas en el área rural**



Fuente: aldea La Ensenada Puntarenas, municipio de Livingston.

Figura 9. **Desfogue de aguas grises**



Fuente: barrio Minerva, cabecera municipal de Livingston.

En cuanto a los residuos sólidos, la municipalidad de Livingston se encarga de recolectar la basura y disponerla en un predio a cielo abierto, sin tratamiento. Este servicio se presta para la cabecera municipal y Río Dulce.

1.1.11.6. Energía eléctrica y alumbrado público

Actualmente, el 25% de la población del área rural y el 90% de la población del área urbana, cuentan con servicio de energía eléctrica y alumbrado público. Es preciso mencionar que, el 35% de la población rural cuenta con energía eléctrica a base de motor de *diesel*, gasolina u otros.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades en servicios básicos y de infraestructura de las aldeas Sepac y Calajá

Después de realizar una visita de campo en las aldeas Sepac y Calajá, conjuntamente con las autoridades comunitarias y municipales, se establecieron las carencias respecto a servicios básicos y de infraestructura.

1.2.1. Descripción de las necesidades

Las necesidades no satisfechas se enlistan a continuación:

- Para la aldea Sepac:
 - Ampliación del sistema de agua potable
 - Construcción de letrinas aboneras
 - Construcción de viviendas mínimas
 - Apertura del camino de acceso hacia la aldea
 - Ampliación de tres aulas para escuela primaria

- Introducción de energía eléctrica
 - Construcción de salón comunal
 - Construcción de cancha
 - Centro de salud para Sepac y otras localidades cercanas
 - Perforación de pozos de agua
- Para la aldea Calajá:
 - Introducción del sistema de agua potable
 - Construcción de letrinas aboneras
 - Construcción de viviendas mínimas
 - Ampliación de tres aulas para escuela primaria
 - Construcción de salón comunal
 - Mejoramiento de camino de acceso hacia la aldea
 - Introducción de energía eléctrica
 - Centro de salud para Calajá y otras localidades cercanas
 - Perforación de pozos de agua

1.2.2. Priorización de las necesidades

La priorización para solventar las necesidades se estableció conjuntamente con los pobladores, representados por el consejo comunitario de desarrollo respectivo, y las autoridades municipales; posteriormente, ambas partes acordaron brindar el apoyo necesario para realizar la planificación técnica de los proyectos: diseño del camino de acceso para la aldea Sepac y sistema de agua potable para la aldea Calajá, Livingston, Izabal; por las siguientes razones:

- Para la aldea Sepac:
 - Favorecerá el desarrollo integral de la comunidad, facilitando la implementación de otros servicios básicos.
 - Propiciará el desarrollo económico de los pobladores, quienes trasladarán sus productos más rápido y seguro, lo que permitirá ahorrar tiempo y costos en jornales.
 - Evitará el aislamiento en que se encuentra la comunidad.

- Para la aldea Calajá:
 - Satisfacerá la demanda del vital líquido en cantidad y calidad.
 - Mejorará las condiciones en que los pobladores se abastecen de agua.
 - Reducirá el costo que supone comprar medicinas para curarse de enfermedades gastrointestinales, ocasionadas por la ingesta de agua sanitariamente no segura.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del camino de acceso para la aldea Sepac, Livingston, Izabal

Este proyecto consiste en el diseño del camino de acceso para la aldea Sepac y tiene como fin primordial, comunicar la población de Sepac con otras localidades cercanas del municipio de Livingston.

2.1.1. Descripción del proyecto

La carretera tendrá una longitud de 2 850 ml y el diseño se realizó con base en las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la DGC del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de la República de Guatemala y el Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales de SIECA.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El equipo empleado para este proceso se compone de un teodolito marca Wild TI, distanciometro y prisma marca Wild, plomadas, estacas y clavos. Así como un GPS marca Garmin para referenciar al sistema WGS 84.

2.1.2.1. Planimetría

El levantamiento se realizó por medio de observaciones directas utilizando el método trigonométrico y empleando conservación de azimut. Se realizó un recorrido preliminar para elegir el mejor trazo del alineamiento horizontal. Se recabaron ángulos horizontales y distancias inclinadas entre puntos de intersección de tangentes. Se evitaron cambios bruscos con el fin de evitar curvas muy cerradas.

El trabajo de gabinete dio como resultado la ubicación espacial en dos dimensiones de los puntos de interés de la línea preliminar del camino.

2.1.2.2. Altimetría

Para obtener el perfil del terreno se realizaron observaciones a cada 20 m, con lo cual, se recabaron ángulos verticales, alturas de aparato y prisma.

El trabajo de gabinete dio como resultado las elevaciones de los puntos observados, con lo cual se determinó las pendientes del terreno. Se rodearon los lomeríos y se esquivaron las depresiones con los fines de evitar pendientes muy grandes y de encarecer el proyecto.

Se consideró en este diseño un acoplamiento del alineamiento horizontal con el vertical ofreciendo la mayor seguridad y velocidad, además de una apariencia técnicamente apropiada.

La libreta final de levantamiento topográfico se muestra en la tabla VI.

Tabla VI. **Libreta final de levantamiento topográfico**

De PI	A PI	Azimut			DH (m)	Cota (m)
		°	'	"		
	E-1					93,00
E-1	E-2	78	37	43	67,32	100,79
E-2	E-3	102	27	55	49,40	103,50
E-3	E-4	93	39	19	203,72	99,09
E-4	E-5	84	5	37	125,79	95,66
E-5	E-6	111	4	37	84,12	94,93
E-6	E-8	119	49	43	98,88	98,48
E-8	E-9	91	21	49	36,09	97,61
E-9	E-10	130	0	1	246,00	101,92
E-10	R-31	124	23	7	59,04	96,75
R-31	E-11	138	25	45	56,65	100,80
E-11	E-12	112	20	31	98,99	98,58
E-12	E-13	116	36	43	161,12	91,09
E-13	E-14	129	46	31	84,04	98,06
E-14	R-41	99	31	13	98,98	96,85
R-41	R-43	59	16	44	72,26	87,47
R-43	R-44	152	27	4	49,51	97,80
R-44	R-48	118	48	14	183,22	101,25
R-48	R-67	232	57	23	69,25	101,87
R-67	E-48	163	43	21	91,62	101,32
E-48	R-65	136	46	52	78,92	94,93
R-65	E-46	169	20	48	113,07	80,19
E-46	E-45	135	38	37	130,67	82,19
E-45	E-44	118	40	55	68,31	81,40
E-44	E-28	97	26	32	167,89	79,80
E-28	E-30	104	23	10	102,37	79,41
E-30	E-32	149	29	48	181,10	85,14
E-32	E-33	147	0	7	86,02	89,97

Fuente: elaboración propia.

2.1.3. Parámetros de diseño

En este apartado, se describen los aspectos primordiales para diseñar una carretera; se deben de considerar no importando la categoría de esta.

2.1.3.1. Volumen de tránsito vehicular

El volumen del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período.

Para este proyecto, por ser una nueva carretera, no existen registros de TPDA; sin embargo, se estableció una demanda al final del período de diseño de 20 años, que no supera un TPDA de 100, por lo tanto se elige una carretera tipo f, la cual relaciona las características geométricas que debe tener en estado final, como se muestra en la tabla VII:

Tabla VII. **Características de la carretera tipo f en estado final**

TPDA	Carretera tipo f	Velocidad de diseño (km/h)	Ancho calzada (m)	Ancho de terracerías		Derecho de vía (m)	Radio mínimo (m)
				Corte (m)	Relleno (m)		
10 a 100	Regiones		5,50	9,50	8,50	15	
	Llana	40					47
	Ondulada	30					30
	Montañosa	20					18

Fuente: *Características geométricas de las carreteras en estado final*. Guatemala: DGC, 2001.

2.1.3.2. Composición del tránsito

La composición del tránsito está ligada a las actividades humanas de las poblaciones donde pasará una carretera. Para la aldea Sepac, la principal actividad económica es el comercio de artículos de la canasta básica con otras localidades cercanas.

Se espera que al final del período de diseño, los vehículos automotores que utilicen la carretera sean *pick ups*, camiones de tracción simple o doble, con una carga total de hasta 22 toneladas. Por lo tanto, se consideró una carga de diseño de 22 toneladas y un vehículo tipo C3, el cual es un camión o autobús, consistente en un automotor con eje simple (eje direccional) y un eje doble o tándem (eje de tracción) con una longitud total máxima de 12 metros.

2.1.3.3. Velocidad

En la práctica vial se hace referencia usualmente a tres tipos de velocidades: la de operación, la de diseño y la de ruedo.

- Velocidad de operación

Es la máxima velocidad a la cual un conductor puede viajar por una carretera dada, bajo condiciones climáticas favorables y las condiciones prevalecientes del tránsito, sin que en ningún momento se excedan los límites de seguridad que determina la velocidad de diseño, sección por sección, de dicha carretera.

- Velocidad de diseño

La velocidad de diseño, también conocida como velocidad directriz, es la máxima velocidad que, en condiciones de seguridad, puede ser mantenida en una determinada sección de una carretera, cuando las condiciones son tan favorables como para hacer prevalecer las características del diseño utilizado.

La velocidad de diseño determina aquellos componentes de una carretera como curvatura, sobre elevación y distancias de visibilidad, de los que depende la operación segura de los vehículos.

Para la selección de una adecuada velocidad de diseño para una carretera particular, debe darse especial consideración a los siguientes aspectos:

- Distribuciones de las velocidades
 - Tendencias de las velocidades
 - Tipo de área: rural o urbana
 - Condiciones del terreno: plano, ondulado o montañoso
 - Volúmenes de tránsito
 - Consistencias en el diseño de carreteras similares
 - Condiciones ambientales
- Velocidad de ruedo

Es la velocidad promedio de un vehículo en un determinado tramo de carretera, obtenida mediante la relación de la distancia recorrida a lo largo de dicho tramo con el tiempo efectivo de ruedo del vehículo, esto es, sin incluir paradas. Constituye una buena medida del servicio que la carretera referida brinda al usuario.

2.1.3.4. Distancias de visibilidad

- Distancia de visibilidad de parada

Es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo en marcha, cuando surge una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto adelante de su recorrido. Es la distancia de visibilidad mínima con que debe diseñarse la geometría de una carretera, cualquiera que sea su tipo.

La distancia de visibilidad de parada (D), tiene dos componentes, la distancia de percepción y reacción del conductor (d_1), que está regida por el estado de alerta y la habilidad del conductor, más la distancia de frenado (d_2).

Los cuatro componentes de la reacción en respuesta a un estímulo exterior se conocen por sus siglas: PIEV, que corresponden a percepción, intelección, emoción y volición. Diversos estudios sobre el comportamiento de los conductores han permitido seleccionar un tiempo de reacción de 2,5 s.

La distancia de visibilidad de parada en su primer componente (d_1), se calcula mediante la siguiente expresión:

$$d_1 = 0,278 * v * t$$

Donde:

d_1 = Distancia de percepción y reacción, en m

v = Velocidad inicial, en km/h

t = Tiempo de percepción y reacción, que ya se indicó es de 2,5 s

La distancia de frenado (d_2), se calcula por medio de la expresión:

$$d_2 = v^2 / (254 * (f \pm g))$$

Donde:

d_2 = Distancia de frenado, en m

v = Velocidad inicial, en km/h

f = Coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y rodadura.

g = Pendiente, en m/m

El factor g toma en cuenta el efecto de la pendiente de las carreteras, siendo positiva la pendiente de ascenso (+) y negativa (-) la de bajada.

El factor f no es único, es un valor experimental que decrece en proporción inversa a las velocidades y está sujeto a cambios, tomando en cuenta la influencia de las siguientes variables:

- Diseño y espesor de la huella de la llanta
 - Resistencia a la deformación y dureza del material de la huella
 - Condiciones y tipos de superficies de rodadura
 - Condiciones meteorológicas
 - Eficiencia del sistema de frenos del vehículo
-
- Distancia de visibilidad de rebase

Se define como: la mínima distancia de visibilidad requerida por el conductor de un vehículo para adelantar a otro vehículo que, a menor velocidad relativa, circula en su mismo carril y dirección, en condiciones cómodas y

seguras, invadiendo para ello el carril contrario pero sin afectar la velocidad del otro vehículo que se le acerca, el cual es visto por el conductor inmediatamente después de iniciar la maniobra de adelantamiento.

La distancia de visibilidad de rebase es la sumatoria de las siguientes cuatro distancias separadas:

- Distancia preliminar de demora (d_1). Se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$d_1 = 0,278 * t_1 * (v - m + a * t_1 / 2)$$

Donde:

v = Velocidad promedio del vehículo que rebasa, en km/h

t_1 = Tiempo de maniobra inicial, en s

a = Aceleración promedio del vehículo que efectúa el rebase, en km/h/s

m = Diferencia de velocidad entre vehículos, en km/h

- Distancia de adelantamiento (d_2), expresada por:

$$d_2 = 0,278 * v * t_2$$

Donde:

v = Velocidad promedio del vehículo que rebasa, en km/h

t_2 = Tiempo de ocupación del carril opuesto, en s

- Distancia de seguridad (d_3).

La experiencia ha demostrado que valores entre 35 y 90 m son aceptables para esta distancia.

- Distancia recorrida por el vehículo que viene en el carril contrario (d_4).

Es práctica corriente fijar esta distancia en dos tercios ($2/3$) de la distancia d_2 .

Para este proyecto, se tomó en consideración la distancia de visibilidad de parada, no así, la distancia de visibilidad de rebase, debido a que requiere tangentes muy largas, lo cual, la topografía del lugar no permite. Los valores mínimos y recomendados se muestran en la tabla VIII.

Tabla VIII. **Valores para distancia de visibilidad de parada y de rebase**

TPDA	Carretera tipo f	Distancia de visibilidad de parada		Distancia de visibilidad de rebase	
		Mínima	Recomendada	Mínima	Recomendada
10 a 100	Regiones				
	Llana	40	50	180	200
	Ondulada	30	35	110	150
	Montañosa	20	25	50	100

Fuente: *Características geométricas de las carreteras en estado final*. Guatemala: DGC, 2001

2.1.4. Características geométricas

Se refiere a todos los elementos geométricos de los alineamientos horizontal, vertical y de la sección transversal.

2.1.4.1. Del alineamiento horizontal

- **Tangentes**

Las tangentes horizontales están definidas por su longitud y su azimut. La longitud máxima no tiene límite especificado, mientras que la mínima recomendada está dada por las siguientes condiciones:

- Entre dos curvas circulares inversas con transición mixta, deberá ser igual a la semisuma de las longitudes de dichas transiciones.
- Entre dos curvas circulares inversas con espirales de transición, podrá ser cero.
- Entre dos curvas circulares inversas, cuando una de ellas tiene espiral de transición y la otra tiene transición mixta, deberá ser igual a la mitad de la longitud de la transición mixta.
- Entre dos curvas circulares del mismo sentido, la longitud mínima de tangente no tiene valor especificado.

- **Curvas circulares**

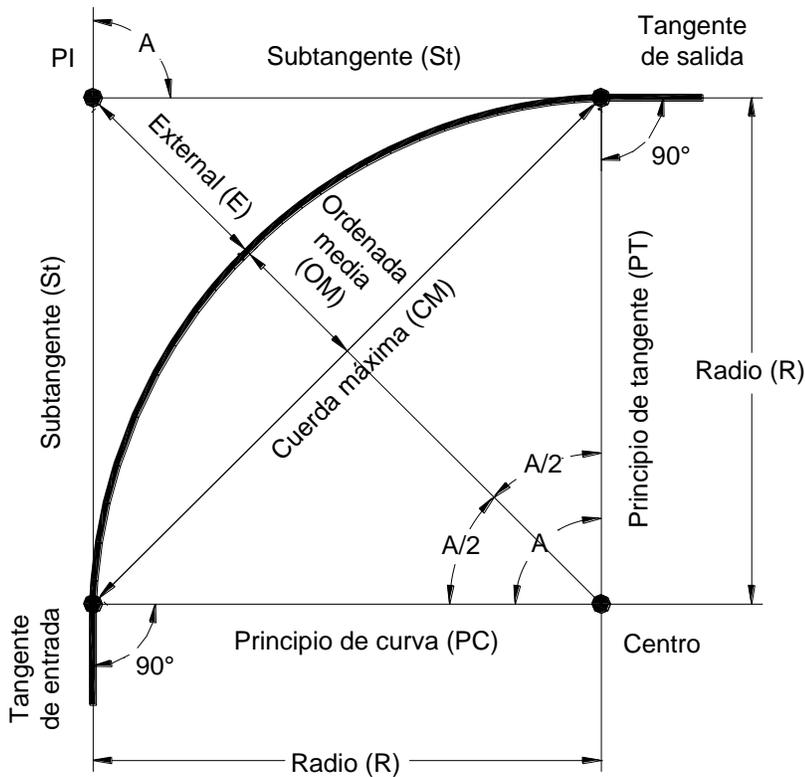
Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, esta se denomina curva simple. Las curvas circulares simples están definidas por su grado de curvatura y por su longitud.

- Elementos geométricos de la curva circular simple

A continuación se describen los símbolos utilizados para representar los elementos geométricos de una curva circular simple, ver figura 10.

El Punto de Intersección (PI) de las tangentes, también se llama vértice de la curva. La tangente de atrás, precede al PI, y la tangente de adelante, lo sigue. Los puntos PC y PT se llaman, respectivamente, punto de comienzo y punto de terminación de la curva. Los radios en el PC y PT son perpendiculares a las tangentes respectivas.

Figura 10. **Elementos geométricos de la curva circular simple**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

- PI = Punto de intersección de la prolongación de las tangentes
- PC = Punto en donde comienza la curva circular simple
- PT = Punto en donde termina la curva circular simple
- Δ = Ángulo de deflexión de la tangente
- St = Subtangente
- E = External
- OM = Ordenada media
- CM = Cuerda máxima
- LC = Longitud de curva circular

- Grado de curvatura

En Guatemala, se define como el ángulo subtendido por un arco de longitud de 20 m y de radio (R). Se simboliza con la letra G.

$$G = \frac{360 * 20}{2\pi * R} = \frac{1\ 145,9156}{R}$$

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con sobre elevación máxima a la velocidad del proyecto.

- Radio de la curva

Es el radio de la curva circular. Se simboliza con la letra R y se obtiene de la expresión anterior.

$$R = \frac{1\ 145,9156}{G}$$

- Ángulo central (Δ)

Es el ángulo subtendido por la curva circular. En las curvas circulares simples es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre las tangentes.

- Longitud de curva

Es la distancia desde el PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20 m. Se representa como LC.

$$LC = \frac{20\Delta}{G}$$

- Subtangente

Es la distancia entre el PI y el PC o PT, medida sobre la prolongación de las tangentes. Se representa como St.

$$St = R * \tan(\Delta/2)$$

- External

Es la distancia mínima entre el PI y la curva. Se representa con la letra E.

$$E = R * (\sec(\Delta/2) - 1)$$

- Ordenada media

Es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva. Se simboliza con la letra OM.

$$OM = R * (1 - \cos(\Delta/2))$$

- Cuerda máxima

Es la distancia en línea recta desde el PC al PT. Se representa por CM.

$$CM = 2R * \text{sen}(\Delta/2)$$

- Curvas espirales de transición

Se define como una curva espiral de transición a la que liga una tangente con una curva circular; su característica principal es que en su longitud se efectúa, de manera continua, el cambio en el valor del radio de curvatura, desde infinito para la tangente hasta el que corresponde para la curva circular.

Para el proyecto no se utilizaron este tipo de curvas, dado que es una carretera de terracería donde la velocidad es menor que la de las carreteras de mayor volumen de tránsito.

- Visibilidad

Toda curva horizontal debe satisfacer la distancia de visibilidad de parada a la que se refiere el inciso 2.1.3.4, para una velocidad de proyecto y grado de curvatura dados.

- Normas generales para el alineamiento horizontal
 - La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es la condición que debe tener preferencia.
 - La topografía condiciona los radios de curvatura y velocidad del proyecto.
 - La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos, porque con frecuencia, la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí.
 - El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser consistente con la topografía. Una línea que se adapta al terreno natural es preferible a otra con tangentes largas, pero con repetidos cortes y terraplenes.
 - Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de curvatura máxima permisible. Se debe tender, por lo general, a usar curvas suaves, y dejar las de curvatura máxima para las condiciones más críticas.
 - Debe procurarse un alineamiento uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que tienen que evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otro de curvas forzadas.

- En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, pues es muy difícil para un conductor percibir alguna curva forzada y ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.
- Debe evitarse el uso de curvas inversas que presenten cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, y resulta peligrosa la maniobra. Las curvas inversas deben proyectarse con una tangente intermedia, la cual permite que el cambio de dirección sea suave y seguro.
- Un alineamiento con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores de 300 m.
- Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal ha de estar coordinado con el vertical.
- Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia, especialmente durante la noche, por lo cual es preferible proyectar un alineamiento ondulado con curvas amplias.

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de una curva horizontal simple:

Datos:

Velocidad del proyecto = 30 km/h

Radio mínimo = 30 m

$\Delta = 23^{\circ}50'12''$

$G = 30^{\circ}00'00''$

Cálculos:

$$R = \frac{1\,145,9156}{G} = \frac{1\,145,9156}{30^{\circ}00'00''} = 38,20 \text{ m}$$

$$LC = \frac{20 * 23^{\circ}50'12''}{30^{\circ}00'00''} = 15,89 \text{ m}$$

$$St = 38,20 * \tan(23^{\circ}50'12''/2) = 8,06 \text{ m}$$

$$E = 38,20 * (\sec(23^{\circ}50'12''/2) - 1) = 0,84 \text{ m}$$

$$OM = 38,20 * (1 - \cos(23^{\circ}50'12''/2)) = 0,82 \text{ m}$$

$$CM = 2 * 38,20 * \sin(23^{\circ}50'12''/2) = 15,78 \text{ m}$$

En la tabla IX se muestra el reporte del alineamiento horizontal, calculado con el programa AutoCAD Civil, 2009. (Por definición este programa utiliza un arco de 100 m).

Tabla IX. **Reporte de alineamiento horizontal**

Desc.	Caminamiento	Tangente salida	Azimut salida	R	LC	St	E	OM	CM
INICIO	0+000	60,60	78°37'43"						
PC	0+060,60			31,83	13,24	6,72	0,70	0,69	13,15
PT	0+073,85	31,64	102°27'55"						
PC	0+105,49			143,24	22,02	11,03	0,42	0,42	22,00
PT	0+127,51	184,70	93°39'19"						
PC	0+312,22			95,49	15,94	7,99	0,33	0,33	15,92
PT	0+328,15	106,34	84°05'37"						
PC	0+434,50			47,75	22,49	11,46	1,36	1,32	22,28
PT	0+456,98	65,36	111°04'37"						
PC	0+522,34			95,49	14,59	7,31	0,28	0,28	14,57
PT	0+536,93	83,50	119°49'43"						
PC	0+620,43			31,83	15,81	8,07	1,00	0,98	15,65
PT	0+636,24	16,86	91°21'49"						
PC	0+653,10			31,83	21,46	11,16	1,90	1,79	21,06
PT	0+674,56	216,11	130°00'01"						
PC	0+880,67			381,97	37,43	18,73	0,46	0,46	37,42
PT	0+928,10	22,66	124°23'07"						
PC	0+950,76			143,24	35,11	17,64	1,08	1,07	35,02
PT	0+985,87	24,26	138°25'45"						
PC	1+010,14			63,66	28,99	14,75	1,69	1,64	28,74
PT	1+039,12	78,91	112°20'31"						
PC	1+118,03			143,24	10,67	5,34	0,10	0,10	10,67
PT	1+128,70	139,25	116°36'43"						
PC	1+267,96			143,24	32,91	16,53	0,95	0,94	32,84
PT	1+300,86	52,02	129°46'31"						
PC	1+352,89			57,30	30,26	15,49	2,06	1,99	29,90
PT	1+383,14	62,50	99°31'13"						
PC	1+445,64			57,30	40,24	20,99	3,72	3,50	39,42
PT	1+485,88	19,39	59°16'44"						

Continuación de la tabla IX.

Desc.	Caminamiento	Tangente salida	Azimut salida	R	LC	St	E	OM	CM
PC	1+505,28			30,16	49,04	31,87	13,72	9,43	43,81
PT	1+554,32	8,02	152°27'04"						
PC	1+562,33			31,83	18,69	9,62	1,42	1,36	18,42
PT	1+581,03	127,02	118°48'14"						
PC	1+708,05			30,16	60,08	46,57	25,33	13,76	50,62
PT	1+768,13	8,80	232°57'23"						
PC	1+776,93			20,10	24,29	13,88	4,32	3,56	22,84
PT	1+801,22	69,17	163°43'21"						
PC	1+870,39			35,81	16,84	8,58	1,01	0,98	16,68
PT	1+887,23	59,88	136°46'52"						
PC	1+947,11			35,81	20,35	10,46	1,50	1,44	20,08
PT	1+967,46	91,76	169°20'48"						
PC	2+059,22			35,81	21,06	10,85	1,61	1,54	20,76
PT	2+080,29	108,43	135°38'37"						
PC	2+188,72			76,39	22,62	11,39	0,84	0,84	22,53
PT	2+211,34	46,18	118°40'55"						
PC	2+257,51			57,30	21,24	10,74	1,00	0,98	21,12
PT	2+278,75	134,14	97°26'32"						
PC	2+412,89			381,97	45,97	23,01	0,69	0,69	45,94
PT	2+458,86	66,43	104°20'15"						
PC	2+525,29			31,83	25,14	13,27	2,65	2,45	24,49
PT	2+550,44	154,7	149°35'33"						
PC	2+705,13			572,96	25,90	12,95	0,15	0,15	25,90
PT	2+731,04	63,22	147°00'07"						
PC	2+794,26			95,49	19,62	9,84	0,51	0,50	19,58
PT	2+813,88	39,36	135°13'55"						
FIN	2+853,24								

Fuente: elaboración propia, con base en cálculos con programa de AutoCAD Civil, 2009.

2.1.4.2. Del alineamiento vertical

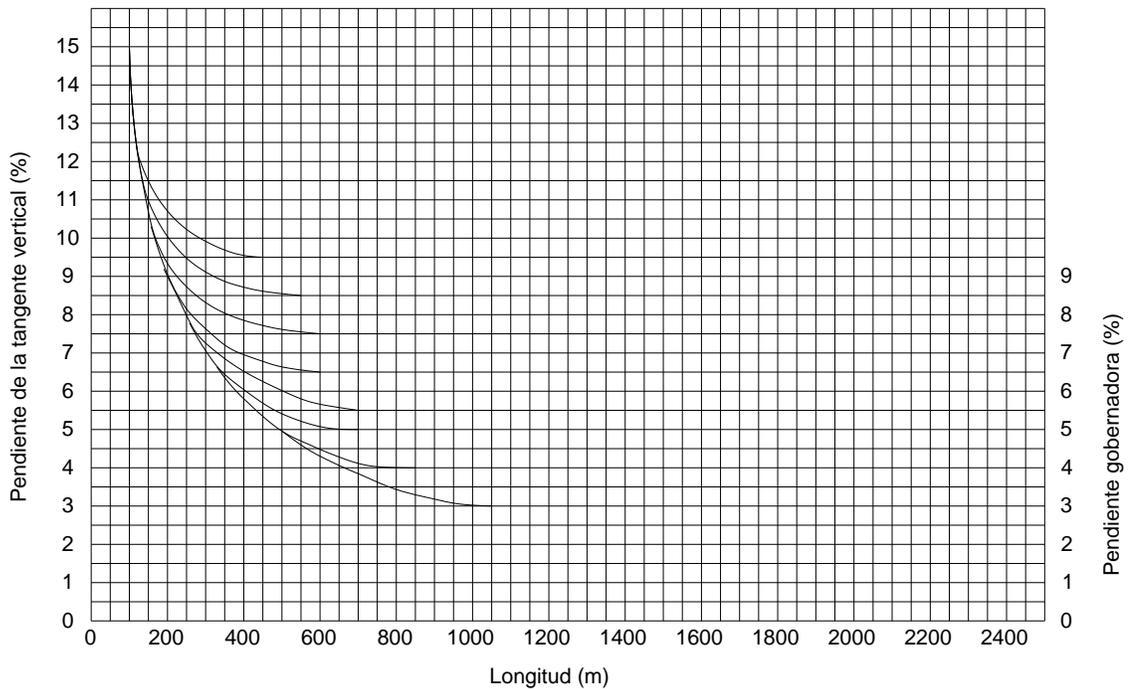
- Tangentes

Las tangentes verticales están definidas por su longitud y pendiente.

- Longitud crítica

Los valores de la longitud crítica de las tangentes verticales con pendientes mayores que la gobernadora, se obtienen de la figura 11.

Figura 11. Longitud crítica de tangentes verticales



Fuente: *Características geométricas de las carreteras en estado final*. Guatemala: DGC, 2001.

- Pendiente máxima

Es la mayor pendiente que se puede utilizar en el diseño del proyecto y está determinada por el tránsito previsto y la configuración del terreno. Se empleará cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos locales tales como barrancos, fallas y zonas inestables. Los valores de pendiente máxima se muestran en la tabla X.

- Pendiente gobernadora

Es la pendiente media que, teóricamente, se puede utilizar en el diseño del proyecto. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deba proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

Los valores máximos determinados para la pendiente gobernadora se indican en la tabla X.

Tabla X. **Pendiente máxima y gobernadora para carretera tipo f**

TPDA	Carretera tipo f	Velocidad de diseño (km/h)	Pendiente máxima (%)	Pendiente gobernadora (%)
10 a 100	Regiones			
	Llana	40	10	-
	Ondulada	30	12	7
	Montañosa	20	14	9

Fuente: *Características geométricas de las carreteras en estado final*. Guatemala: DGC, 2001.

- Pendiente mínima

Es la menor pendiente que se fija para permitir la funcionalidad de un drenaje. En los tramos en relleno la pendiente puede ser nula, debido a que para drenar la carretera, basta con la pendiente transversal de la misma. En los tramos en corte se recomienda una pendiente longitudinal mínima de 0,5%, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas.

- Curvas verticales

La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de una pendiente a otra, estas curvas pueden ser cóncavas o convexas, también denominadas curvas en columpio o en cresta, respectivamente.

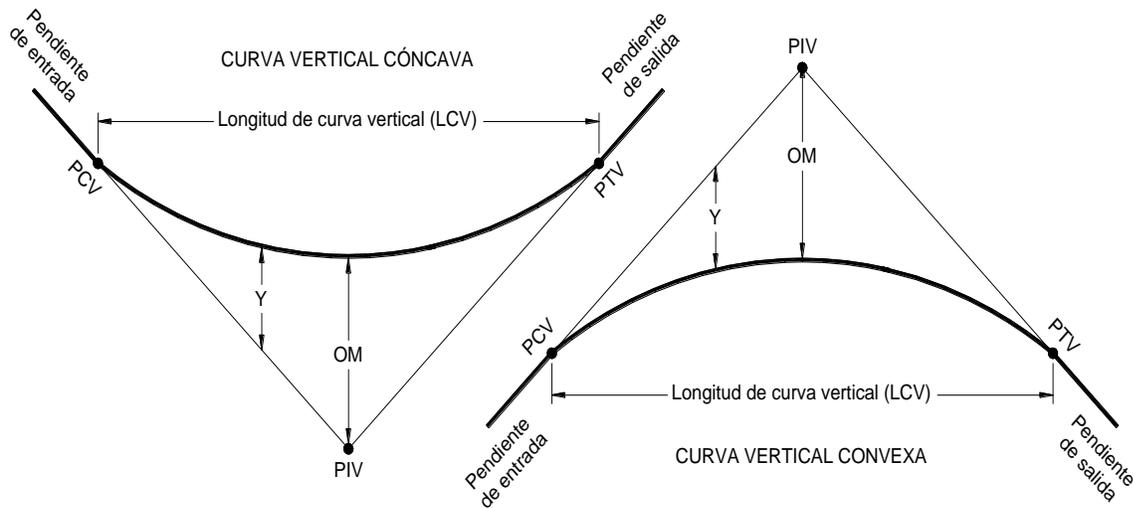
- Curvas verticales simétricas

Las curvas verticales son simétricas, si las tangentes medidas del PIV al PCV y del PIV al PTV son de la misma longitud horizontal, a menos que se defina de otro modo. El cálculo se efectúa por medio de fórmulas basadas en las propiedades de la parábola.

- Elementos geométricos de la curva vertical simétrica

A continuación se describen los símbolos utilizados para representar los elementos geométricos de una curva vertical simétrica, ver figura 12.

Figura 12. Elementos geométricos de la curva vertical simétrica



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

P_1 = Pendiente de entrada

P_2 = Pendiente de salida

A = $P_2 - P_1$, diferencia algebraica de pendientes

OM = Ordenada media, corrección máxima para cada curva vertical

LCV = Longitud de curva vertical

D = Distancia del PCV o del PTV a un punto cualquiera de la curva

Y = Corrección para un punto cualquiera

- Ordenada media

Es la corrección máxima para una curva vertical simétrica. Se calcula con la siguiente expresión:

$$OM = \frac{(P_2 - P_1) * LCV}{800}$$

- Corrección de subrasante

Es la corrección de la subrasante para cualquier punto de la curva. Esta dada por la siguiente expresión:

$$Y = \frac{OM * D^2}{(LCV / 2)^2}$$

- Visibilidad de parada

Al momento de diseñar, se deben considerar las longitudes mínimas permisibles en curvas, con el objeto de evitar su traslape y dejar la mejor visibilidad posible a los conductores. Estas curvas pueden ser calculadas de la siguiente forma:

$$L = KA$$

Donde:

L = Longitud mínima de la curva vertical

K = Constante que depende de la velocidad de diseño

A = Diferencia algebraica de pendientes

Para este proyecto se utilizaron las distancias de visibilidad de parada mínima y recomendada por la DGC, las cuales son de 30 m y 35 m, respectivamente. En la tabla XI, se muestran los valores del coeficiente K para visibilidad de parada.

Tabla XI. **Valores de K para visibilidad de parada**

Velocidad de diseño (km/h)	Valores de K	
	Cóncava 	Convexa 
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: *Características geométricas de las carreteras en estado final*. Guatemala: DGC, 2001

Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas:

- Criterio de apariencia

Se aplica a las curvas cóncavas, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente.

$$K = \frac{LCV}{A} \geq 30$$

Donde:

LCV = Longitud de curva vertical

A = Diferencia algebraica de pendientes

- Criterio de comodidad

Se aplica a las curvas verticales cóncavas, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma su peso propio.

$$K = \frac{LCV}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

Donde:

LCV = Longitud de curva vertical

A = Diferencia algebraica de pendientes

V = Velocidad de diseño

- Criterio de drenaje

Se aplica al proyecto de curvas verticales convexas y cóncavas, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente.

$$K = \frac{LCV}{A} \leq 43$$

Donde:

LCV = Longitud de curva vertical

A = Diferencia algebraica de pendientes.

- Criterio de seguridad

Se aplica a curvas convexas y cóncavas. La longitud mínima de curva vertical deberá ser mayor o igual que la distancia de visibilidad de parada.

$$L \geq D$$

Donde:

D = Distancia de visibilidad de parada (ver inciso 2.1.3.4).

L = Longitud mínima de la curva vertical.

- Curvas verticales asimétricas

Debido a ciertas condiciones, se pueden usar curvas verticales asimétricas para proporcionar un mejor acoplamiento. Una curva vertical asimétrica se caracteriza porque sus proyecciones horizontales son desiguales. Para este proyecto, no se usaron este tipo de curvas.

- Normas generales para el alineamiento vertical
 - La posición de la subrasante depende, principalmente de la topografía del lugar. Así, en terrenos planos, la altura de la subrasante sobre el terreno es regulada, generalmente, por el drenaje. En terrenos en lomerío se adaptan subrasantes onduladas, las cuales convienen, tanto en razón de la operación de los vehículos como por el costo de las carreteras. En terrenos montañosos, la subrasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.

- Una subrasante suave con cambios graduales, consistente con el tipo de camino y con el carácter del terreno; a esta clase de proyecto debe dársele preferencia, en lugar de uno con numerosos quiebres y pendientes en longitudes cortas. Los valores de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica, pero la manera en que estos se aplican y adaptan al terreno para formar una línea continua, determina la adaptabilidad y la apariencia de la carretera terminada.
- Deben evitarse vados formados por curvas verticales muy cortas, pues el perfil resultante se presta a que las condiciones de seguridad y estética sean muy pobres.
- Dos curvas verticales sucesivas y en la misma dirección, separadas por una tangente vertical corta, deben ser evitadas, particularmente en columpios donde la vista completa de ambas curvas verticales no es agradable.
- Un perfil escalonado es preferible que una sola pendiente sostenida, porque permite aprovechar el aumento de la velocidad previo al ascenso y el correspondiente impulso, pero, evidentemente, sólo puede adaptarse tal sistema para vencer desniveles pequeños cuando no hay limitaciones en el desarrollo horizontal.

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de una curva vertical:

Datos:

Pendiente de entrada = 4,53%

Pendiente de salida = 16,23%

Curva cóncava

Cálculos:

$$A = 16,23 - 4,53 = 11,70$$

De la tabla XI, para una velocidad de 30 km/h en una curva cóncava, se debe considerar un valor de $K = 4$. Entonces, la longitud mínima (L) es:

$$L = KA = 11,70 * 4 = 46,80 \text{ m}$$

$$K = \frac{46,80}{11,70} = 4 \leq 30; \text{ no cumple con el criterio de apariencia}$$

$$K = \frac{46,80}{11,70} = 4 \geq \frac{30^2}{395} = 2,28; \text{ cumple con el criterio de comodidad}$$

$$K = \frac{46,80}{11,70} = 4 \leq 43; \text{ cumple con el criterio de drenaje}$$

$$L = 46,80 \geq D = 35 \text{ m}; \text{ cumple con el criterio de seguridad}$$

$$OM = \frac{11,70 * 46,80}{800} = 0,68 \text{ m}; \text{ es la corrección máxima}$$

En la tabla XII, se muestra el reporte del alineamiento vertical, calculado con el programa AutoCAD Civil, 2009.

Tabla XII. Reporte de alineamiento vertical

Desc.	C	Elevación (m)	Pendiente de salida (%)	A (%)	LCV (m)	k	V (km/h)	Distancia visibilidad (m)	Distancia parada (m)
INICIO	0+000	93,00	4,53						
PIV	0+031,59	94,43	16,23	11,69	46,77	4,00	30,00	30,15	
PIV	0+101,30	105,74	-15,57	31,80	68,37	2,15	30,00		30,17
PIV	0+200,68	90,27	0,00	15,57	62,30	4,00	30,00	30,15	
PIV	0+266,57	90,27	16,41	16,41	65,64	4,00	30,00	30,15	
PIV	0+325,03	99,86	-3,13	19,54	43,97	2,25	30,00		30,87
PIV	0+419,13	96,91	-4,84	1,71	30,00	17,57	30,00		139,02
PIV	0+506,81	92,67	9,35	14,19	50,00	3,52	30,00	27,78	
PIV	0+548,77	96,59	3,69	5,65	30,00	5,31	30,00		52,44
PIV	0+618,15	99,15	-2,76	6,45	30,00	4,65	30,00		47,82
PIV	0+660	97,99	-12,45	9,69	30,00	3,10	30,00		36,86
PIV	0+712,48	91,46	-7,15	5,30	30,00	5,66	30,00	39,55	
PIV	0+791,24	85,83	15,42	22,57	89,61	3,97	30,00	30,00	
PIV	0+900	102,60	-8,63	24,05	51,72	2,15	30,00		30,17
PIV	0+974,36	96,19	11,15	19,78	55,36	2,80	30,00	24,00	
PIV	1+019,21	101,19	-3,14	14,28	30,71	2,15	30,00		30,17
PIV	1+129,13	97,74	-14,56	11,42	30,00	2,63	30,00		33,53
PIV	1+172,23	91,47	-2,36	12,20	48,79	4,00	30,00	30,15	
PIV	1+221,93	90,29	2,12	4,48	30,00	6,70	30,00	46,91	
PIV	1+300,86	91,96	7,38	5,27	30,00	5,70	30,00	39,76	
PIV	1+382,55	97,99	-0,29	7,67	30,00	3,91	30,00		42,61
PIV	1+442,52	97,82	-10,22	9,94	35,00	3,52	30,00		38,81
PIV	1+528,96	88,98	19,92	30,14	42,19	1,40	30,00	15,74	
PIV	1+568,18	96,80	4,41	15,51	33,34	2,15	30,00		30,17
PIV	1+611,08	98,69	16,72	12,31	49,24	4,00	30,00	30,15	

Continuación de la tabla XII.

Desc.	C	Elevación (m)	Pendiente de salida (%)	A (%)	LCV (m)	k	V (km/h)	Distancia visibilidad (m)	Distancia parada (m)
PIV	1+672,65	108,98	-6,81	23,53	50,60	2,15	30,00		30,17
PIV	1+779,12	101,72	-14,16	7,34	30,00	4,09	30,00		43,83
PIV	1+832,73	94,13	14,67	28,83	43,24	1,50	30,00	16,40	
PIV	1+884,90	101,79	-8,73	23,40	50,31	2,15	30,00		30,17
PIV	1+955,91	95,59	-14,01	5,28	30,00	5,68	30,00		55,08
PIV	2+069,76	79,64	1,80	15,81	63,26	4,00	30,00	30,15	
PIV	2+205,85	82,10	-0,84	2,65	30,00	11,33	30,00		94,93
PIV	2+340,32	80,96	-1,52	0,68	30,00	44,22	30,00		327,03
PIV	2+499,25	78,54	2,26	3,79	35,00	9,24	30,00	62,36	
PIV	2+619,65	81,27	-1,31	3,57	30,00	8,39	30,00		74,22
PIV	2+666,37	80,65	8,64	9,95	39,82	4,00	30,00	30,15	
PIV	2+718,08	85,12	5,56	3,08	30,00	9,73	30,00		83,65
PIV	2+804,07	89,90	-8,44	14,00	30,00	2,14	30,00		30,12
FIN	2+853,24	85,75							

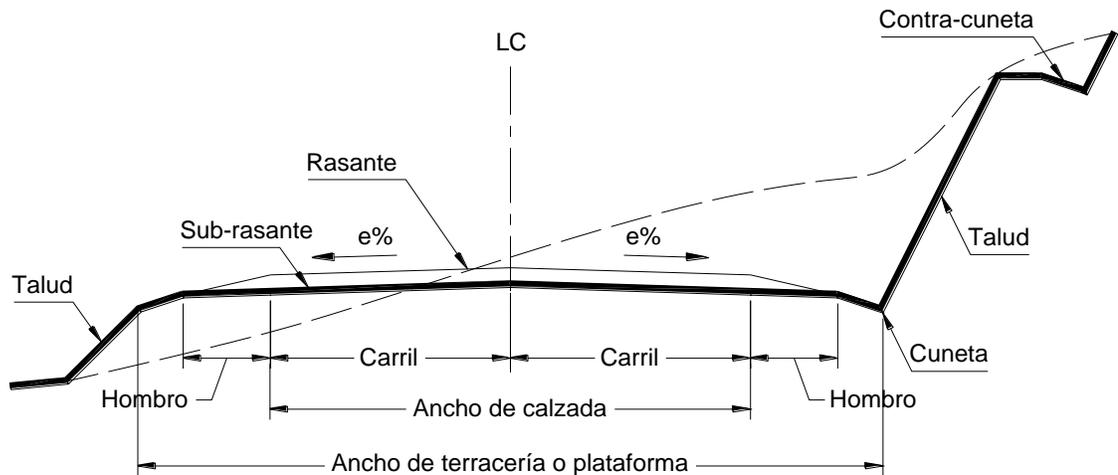
Fuente: elaboración propia, con base en cálculos con programa de AutoCAD Civil, 2009.

2.1.4.3. De la sección transversal

- Sección transversal

Se define como la representación gráfica, transversal al eje longitudinal, de los componentes de una carretera, tal como se muestra en la figura 13. A continuación se describen los elementos geométricos de la sección transversal.

Figura 13. Elementos geométricos de la sección transversal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

- Rasante

Es la elevación de la línea central de una carretera cuando ya está construida, es decir, es el perfil que la carretera tendrá cuando esté terminada.

- Subrasante

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y se extiende hasta una profundidad en la que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

- Pendiente transversal o bombeo

Es la pendiente que se le da a la rasante en dirección perpendicular al eje de la carretera.

- Ancho de calzada

Es la parte de la plataforma destinada a la circulación de los vehículos y está constituida por uno o más carriles. Para este proyecto, se contempló un ancho de calzada de 5,50 m que consta de dos carriles de 2,75 m cada uno.

- Ancho de terracería

Es la distancia transversal al eje de la carretera que incluye el ancho de calzada, de hombros y cunetas.

- Sobre ancho u hombro (SA)

Es el área o superficie adyacente a ambos lados de la calzada y tiene como objetivo proporcionar seguridad al usuario, al tener a su disposición un ancho adicional fuera de la calzada, para eludir accidentes o para estacionarse en determinado momento.

- Talud

Son planos inclinados de la terracería que pertenecen a la sección típica que delimitan los volúmenes de corte y relleno; están comprendidos entre la cuneta y el terreno original.

- Línea central

Es el eje longitudinal de la carretera, desde el cual, se referencian todos los componentes transversales.

- Cunetas

Las cunetas son zanjas laterales paralelas al eje de la carretera, construidas entre los extremos de los hombros y el de los taludes. Su función es evacuar las aguas que caen sobre la superficie de la carretera, el talud y a veces el agua que escurre de pequeñas áreas adyacentes; es recomendable evacuar el agua a una longitud no mayor de 200 m.

- Longitud de transición (Ls)

Es la distancia sobre la cual se desarrollará gradualmente el peralte. El mínimo valor de longitud de transición es el correspondiente a la distancia recorrida en dos segundos a la velocidad de diseño. Las longitudes de espiral fueron obtenidas de las especificaciones de la DGC.

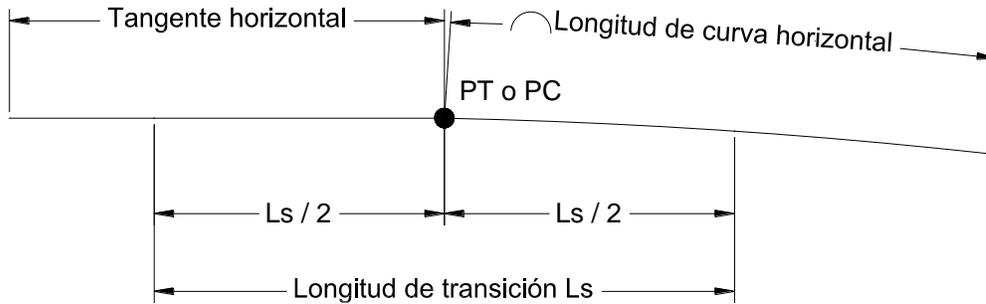
- Sobre elevación o peralte (e%)

En curvas circulares horizontales es la pendiente transversal que se le proporciona a la rasante para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga a la velocidad de diseño. El peralte fue calculado de acuerdo a especificaciones de la DGC.

En las curvas con peralte calculado menor que la pendiente de bombeo, se utilizó el valor de la pendiente de bombeo como el valor del peralte.

El peralte se repartirá proporcionalmente a la longitud de transición utilizada (Ls), debiendo ser el PT o PC el punto medio de dicha transición, como se muestra en la figura 14. En la tabla XIII, se enlistan los valores de peralte, longitud de transición y sobre ancho.

Figura 14. Longitud de transición



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

Tabla XIII. Peralte, longitud de transición y sobre ancho

Desc.	C	e%	Ls	SA	Desc.	C	e%	Ls	SA
INICIO	0+000				PC	1+505,28	9,8	44	2,4
PC	0+060,60	9,6	43	2,3	PC	1+562,33	9,6	43	2,3
PC	0+105,49	2,8	17	0,9	PC	1+708,05	9,8	44	2,4
PC	0+312,22	4,2	19	1,0	PC	1+776,93	12,0	34	2,4
PC	0+434,50	7,8	35	1,7	PC	1+870,39	9,2	41	2,0
PC	0+522,34	4,2	19	1,0	PC	1+947,11	9,2	41	2,0
PC	0+620,43	9,6	43	2,3	PC	2+059,22	9,2	41	2,0
PC	0+653,10	9,6	43	2,3	PC	2+188,72	5,2	23	1,2
PC	0+880,67	3,0	17	0,6	PC	2+257,51	6,7	30	1,5
PC	0+950,76	2,8	17	0,9	PC	2+412,89	3,0	17	0,6
PC	1+010,14	6,1	27	1,4	PC	2+525,29	9,6	43	2,3
PC	1+118,03	2,8	17	0,9	PC	2+705,13	3,0	17	0,6
PC	1+267,96	2,8	17	0,9	PC	2+794,26	4,2	19	1,0
PC	1+352,89	6,7	30	1,5	FIN	2+853,24			
PC	1+445,64	6,7	30	1,5					

Fuente: elaboración propia, con base en especificaciones de la DGC.

2.1.5. Estudio de suelos

Se presenta en las siguientes páginas, la definición y clasificación del suelo; además, los ensayos utilizados para determinar sus propiedades mecánicas y los parámetros empleados para establecer su capacidad para ser aprovechado en estructuras de pavimentos.

2.1.5.1. Definición de suelo

En ingeniería se define el suelo como: conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. Una definición más completa que puede obtenerse es: el suelo es una delgada capa de material sobre la corteza terrestre, que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

2.1.5.2. Principales tipos de suelos

Según el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos grupos:

- Suelos orgánicos

Son suelos no aptos, para propósitos de ingeniería como edificaciones y carreteras, debido al alto contenido de materia orgánica que contienen.

- Suelos inorgánicos

Son los suelos inertes, aptos para soportar cargas mediante su acondicionamiento.

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación:

- Grava

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que varían desde 7,62 cm hasta 2,0 mm; casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción combinadas con arenas, limos y arcillas.

- Arena

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían desde 2 mm a 0,05 mm de diámetro. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

- Limos

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos; siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido desde 0,05 mm a 0,005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en un estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

- Arcillas

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetros menores de 0,005 mm, y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

En general las arcillas son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza físico-química. Se puede decir que un contenido mínimo del 15% de arcilla en un suelo le dará a este las propiedades de la arcilla.

Una característica que hacen muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella, los suelos se clasifican en:

- Suelos cohesivos

Son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas.

- Suelos no cohesivos

Son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

2.1.5.3. Obtención de muestras de suelos

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio, es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Las muestras pueden ser de dos tipos:

- Alteradas
- Inalteradas

Se dice que una muestra es alterada: cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede; e inalterada, en caso contrario.

El tipo de muestra a obtener depende del ensayo que se va a realizar al suelo, así para carreteras es suficiente con una muestra alterada.

Para tomar muestras integrales, ya sea de zanjas abiertas o de cortes, el procedimiento a seguir es el descrito a continuación:

- Retirar la capa de despulme superficial
- Quitar el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
- Extender una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra.
- Excavar un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
- Recoger todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía a laboratorio.

2.1.5.4. Ensayos para el estudio de suelos

- Inspección visual

Se realiza para obtener de manera general la composición del suelo, antes de realizar las correspondientes pruebas de laboratorio.

- Equivalente de arena

Se define como la relación de las lecturas de sedimentación de las arenas y de las arcillas; y determina si una muestra de suelo es apta para ser utilizada en bases o subbases. Está normado por la AASHTO T-176.

Una buena cimentación de un camino necesita la menor cantidad de finos posible, sobre todo de arcillas, las cuales en contacto con el agua causan un gran daño al pavimento.

$$E_A = \frac{\text{Lectura de arena}}{\text{Lectura de arcilla}} \times 100$$

Si $E_A > 30$; entonces la muestra de suelo es apta para subbase.

Si $E_A > 35$; entonces la muestra de suelo es apta para base.

- Peso unitario suelto

Se denomina peso unitario suelto de un suelo al peso aparente de este, previamente secado al horno, contenido en una unidad de volumen. Está normado por la AASHTO T-19.

- Análisis granulométrico

Los ensayos de granulometría tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño. Está normado por la AASHTO T-27 y T-11. El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que componen la muestra estudiada; existen dos tipos de análisis granulométrico:

- Tamices
- Sedimentación

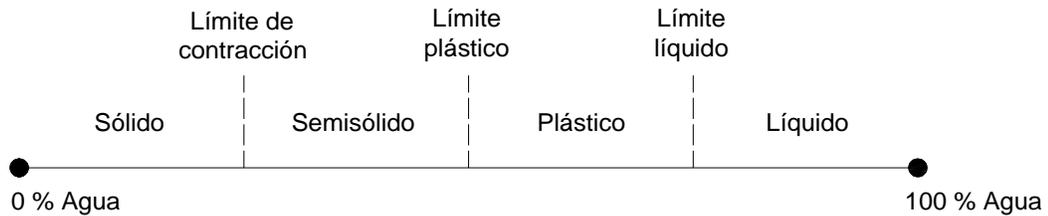
La distribución de las partículas gruesas se determina mediante tamizado, con una serie de mallas normalizadas. Para partículas finas, su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica.

- Límites de Atterberg

Para la clasificación de los suelos finos se realizan los límites de Atterberg o límites de consistencia; los cuales determinan propiedades índices de los suelos, con que se define la plasticidad y se utilizan en la clasificación de un suelo. Gráficamente, se representan en la figura 15.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado, varía con el tipo de suelo. En mecánica de suelos, interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades donde el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse.

Figura 15. Límites de Atterberg



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 69.

- Plasticidad y límites de consistencia

La plasticidad, es la propiedad que tienen algunos suelos de deformarse sin agrietarse, ni producir rebote elástico.

Los suelos plásticos cambian su consistencia al variar su contenido de agua; de allí que se puedan determinar sus estados de consistencia. Los estados de consistencia de una masa de suelo plástico en función del cambio de humedad son: sólido, semisólido, plástico y líquido.

- Límite de contracción

Se define como la cantidad de humedad, con respecto al peso seco de la muestra, con el cual, una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo; señala el rango de humedad para el cual, el suelo tiene una consistencia semisólida.

- Límite plástico

Se define como el contenido de humedad, con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual, los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Está normado por la AASHTO T-90.

$$LP = \frac{P_h - P_s}{P_s} * 100 = \frac{P_w}{P_s} * 100$$

Donde:

LP = Humedad correspondiente al límite plástico (en %)

P_h = Peso bruto húmedo de los filamentos (muestra)

P_s = Peso bruto seco de los filamentos

P_w = Peso del agua contenida en los filamentos

- Límite líquido

Se define como el contenido de humedad, con respecto al peso seco de la muestra, con el cual, el suelo cambia del estado líquido al estado plástico. Está normado por la AASHTO T-89.

$$LL = \%H * k$$

Donde:

LL = Límite líquido

%H = Porcentaje de humedad

k = Factor de corrección

- Índice de plasticidad

Es un parámetro físico que relaciona, por una parte, la facilidad de manejo del suelo, y por otra, el contenido y tipo de arcilla presente en el suelo. Se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$$IP = LL - LP$$

Si $IP = 0$; se tiene un suelo no plástico

Si $IP < 3$; entonces la muestra de suelo es apta para base

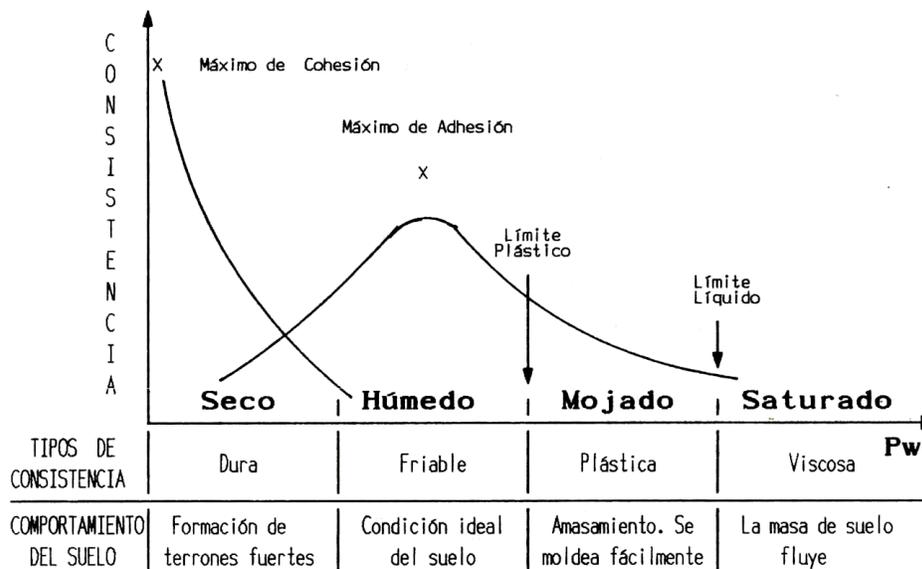
Si $IP < 6$; entonces la muestra de suelo es apta para subbase

Si $IP < 7$; se tiene un suelo de baja plasticidad

Si $7 < IP < 17$; se tiene un suelo medianamente plástico

Si $IP > 17$; se tiene un suelo altamente plástico

Figura 16. **Consistencia del suelo según humedad presente**



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 69.

En la figura 16, se observa como el grado máximo de consistencia se alcanza en el rango seco debido a las fuerzas de cohesión; mientras que el grado máximo de adhesión se localiza dentro del rango húmedo.

- Compactación

Compactación es la densificación del suelo por medios mecánicos. El objetivo es mejorar la resistencia y estabilidad volumétrica, afectando la permeabilidad, como consecuencia del proceso de densificación del suelo.

- Medida de la compacidad del suelo

Se califica la compacidad por la comparación cuantitativa de las densidades secas o pesos unitarios secos (γ_d), que el suelo va adquiriendo gradualmente, al variar la humedad, la energía o el método de compactación.

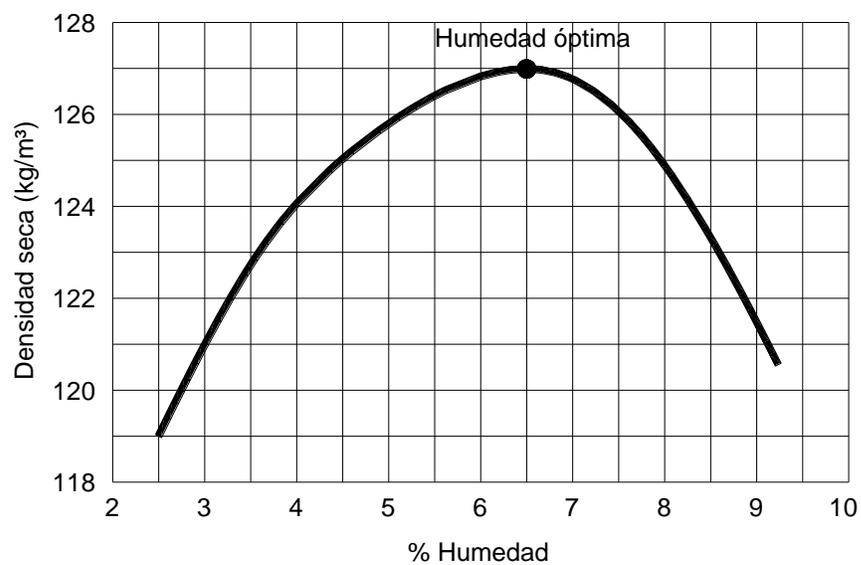
- Prueba de Proctor

Proctor estudió la influencia que ejercía en el proceso el contenido inicial de agua en el suelo, encontrando que tal valor era de vital importancia en la compactación lograda.

En efecto, observó que a contenidos de humedad crecientes, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos y, por lo tanto, mejores compactaciones del suelo, pero que esa tendencia no se mantenía indefinidamente, sino que al pasar la humedad de cierto valor, los pesos específicos secos obtenidos disminuían, resultando peores compactaciones.

Proctor puso de manifiesto que, para un suelo dado y usando el procedimiento descrito, existe una humedad inicial llamada óptima, que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación, ver figura 17.

Figura 17. **Humedad óptima**



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 100.

Existen dos variaciones del método Proctor:

- Proctor estándar
- Proctor modificado (Norma AASHTO T-180)

La prueba de Proctor modificado, es la que aplica mayor energía de compactación de acuerdo con las cargas que las modernas estructuras imponen al suelo.

- CBR (California Bearing Ratio)

Este ensayo mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas; la ASTM denomina a este ensayo como relación de soporte. Está normado por la AASHTO T-193.

Se aplica para evaluación de la calidad relativa de suelos de subrasante, algunos materiales de subbases y bases granulares, que contengan solamente una pequeña cantidad de material que pasa por el tamiz de 50 mm, y que es retenido en el tamiz de 20 mm. Se recomienda que la fracción no exceda del 20%. La tabla XIV da una clasificación típica.

Tabla XIV. **Clasificaciones de los suelos según ensayo de CBR**

CBR	Clasificación general	Usos	Sistema de clasificación	
			Unificado	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3-7	Pobre-regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Subbase	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20-50	Bueno	Base, subbase	GM, GC, W, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1-a, A2-4, A3

Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 113.

- Densidad de campo

Este ensayo se realiza con el fin de verificar que las condiciones de compactación del suelo, cuando se está trabajando en campo, coincidan con las que se obtuvieron en el ensayo de compactación de Proctor, para que el resultado sea óptimo.

- Análisis de resultados

Se presenta a continuación, los resultados obtenidos de los ensayos realizados a las muestras representativas de la subrasante existente y de la rodadura propuesta (balasto); también pueden observarse en el anexo 1.

- Subrasante existente:

- Limo arcilloso color café
- Porcentaje de grava: 0
- Porcentaje de arena: 53,43
- Porcentaje de finos: 46,57
- Clasificación SCU: ML
- Clasificación PRA: A-5
- Límite líquido: 25,3%
- Límite plástico: 15,1%
- IP: 10,2%; el suelo es medianamente plástico
- Densidad seca máxima: 1 391 kg/m³
- Humedad óptima: 22,1%
- CBR: 9,6% al 97,1% de compactación; el suelo es regular y apto para subbase.
- Equivalente de arena: 32

- Balasto:

- Arena arcillosa color café rojizo con partículas de grava
- Porcentaje de grava: 13,77
- Porcentaje de arena: 83,06
- Porcentaje de finos: 3,17

- Clasificación SCU: SW
- Clasificación PRA: A-2-6
- Límite líquido: 33,2%
- Límite plástico: 16,0%
- IP: 17,2%; el suelo es medianamente plástico
- Peso unitario suelto: 1 650 kg/m³
- Densidad seca máxima: 2 027 kg/m³
- Humedad óptima: 6,7%
- CBR: 63,4% al 95,2% de compactación; el suelo es excelente y apto para base.

2.1.6. Movimiento de tierras

- Cálculo de movimiento de tierras

A partir del levantamiento topográfico, se procede al diseño geométrico, tal como se describe en el inciso 2.1.4; considerando que la subrasante define el volumen de tierra a cortar y rellenar, actividades que constituyen los renglones más caros en la construcción de una carretera, es crucial pues, cortar y rellenar en lo más mínimo posible.

Definidos los componentes de la sección transversal y la subrasante corregida, se determinan las áreas de relleno y corte, mediante métodos gráficos o analíticos.

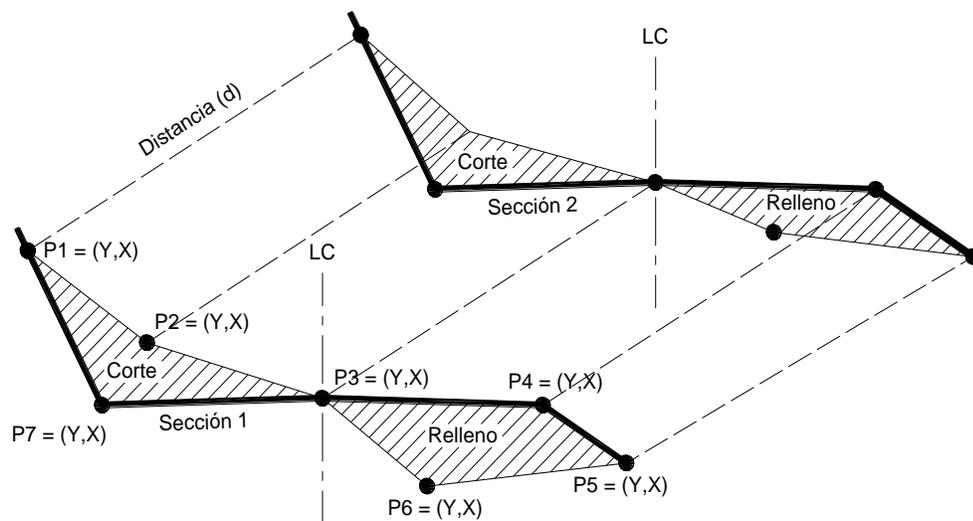
El volumen entre dos secciones contiguas se determina según el corte o relleno que deba realizarse.

Caso 1: cuando entre dos secciones hay áreas correspondientes de corte (C) y relleno (R), como en la figura 18. Suponiendo que el terreno se comporta uniformemente entre las dos secciones, se promedian sus áreas y se multiplica por la distancia horizontal (d) entre ellas; se obtiene así, los volúmenes de corte y relleno en ese tramo.

$$\text{Volumen de corte} = (C_1 + C_2) * d / 2$$

$$\text{Volumen de relleno} = (R_1 + R_2) * d / 2$$

Figura 18. **Secciones con corte y relleno**

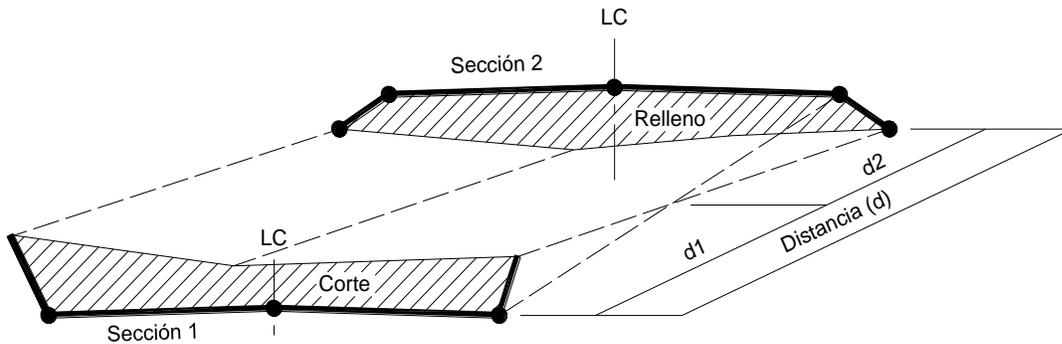


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

Caso 2: cuando una sección tenga sólo área de corte (C) y la otra únicamente área de relleno (R), como se muestra en la figura 19. Se debe calcular las distancias de corte (d_1) y de relleno (d_2), con las expresiones:

$$d_1 = C * d / (C + R) \quad \text{y} \quad d_2 = R * d / (C + R)$$

Figura 19. **Secciones con corte o relleno**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

Entonces los volúmenes son:

$$\text{Volumen de corte} = C * d_1 / 2$$

$$\text{Volumen de relleno} = R * d_2 / 2$$

Para este proyecto, se calculó un corte total de 3 700 m³ y relleno total de 2 700 m³, por lo que no será necesario acudir a un banco de préstamo para conformar la subrasante; en cuanto al acarreo, se realizará para distancias menores de 1 km. El resumen de los cálculos se muestra en el apéndice 1.

- **Curva masa**

La curva masa busca el equilibrio para la calidad y economía del movimiento de tierras, además es un método que indica el sentido del movimiento de los volúmenes excavados, la cantidad y la localización de cada uno de ellos. Los volúmenes se corrigen aplicando un coeficiente de hinchamiento para los cortes y aplicando un coeficiente de contracción para el relleno.

Como abscisas de la curva masa, se toma el caminamiento del perfil; las ordenadas resultan de sumar algebraicamente a una cota arbitraria inicial, el valor del volumen de corte con signo positivo y el valor del relleno con signo negativo, mediante la siguiente expresión:

$$B_n = B_{n-1} + C - R / (1-\%C)$$

Donde:

B_n = Balance de masas para el tramo en cuestión

B_{n-1} = Balance de masas inicial

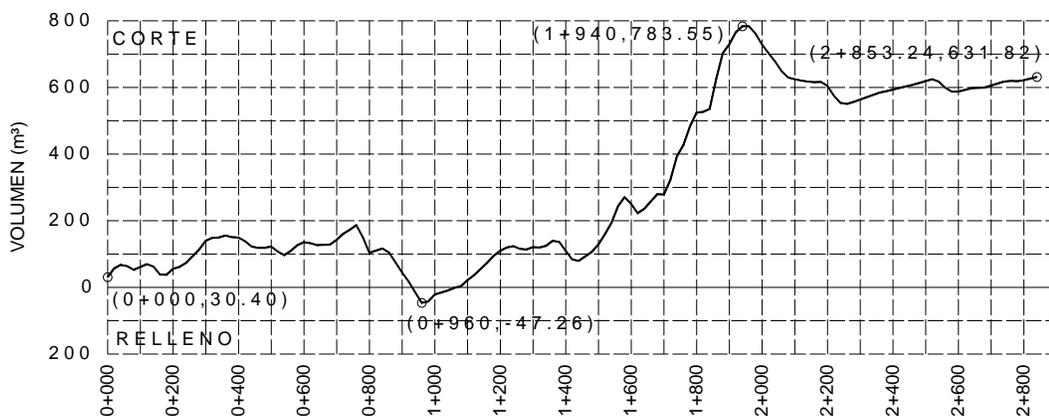
C = Volumen de corte

R = Volumen de relleno

%C = Porcentaje de corte

En la figura 20 se muestra la gráfica del balance de masas y en la tabla XV, el resumen de los cálculos.

Figura 20. **Curva de balance de masas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

Tabla XV. **Resumen de balance de masas**

Cam	BM (m³)								
0+000	30,40	0+560	109,61	1+140	55,83	1+720	322,13	2+280	556,25
0+020	56,20	0+580	126,90	1+160	73,74	1+740	393,01	2+300	563,65
0+040	67,80	0+600	135,69	1+180	94,15	1+760	427,60	2+320	570,05
0+060	63,65	0+620	132,85	1+200	109,56	1+780	483,33	2+340	577,35
0+080	52,83	0+640	126,50	1+220	119,46	1+800	524,61	2+360	584,95
0+100	60,16	0+680	128,43	1+240	123,80	1+820	526,80	2+380	588,85
0+120	69,62	0+700	142,94	1+260	115,45	1+840	535,91	2+400	593,65
0+140	62,90	0+720	160,58	1+280	113,65	1+860	625,89	2+420	598,35
0+160	38,57	0+740	172,47	1+300	120,69	1+880	702,87	2+440	602,05
0+180	37,70	0+760	186,90	1+320	119,41	1+900	729,11	2+460	607,45
0+200	55,59	0+780	150,10	1+340	124,54	1+920	765,10	2+480	612,55
0+220	61,75	0+800	103,15	1+360	139,24	1+940	783,55	2+500	618,75
0+240	73,10	0+820	110,49	1+380	136,35	1+960	783,08	2+520	624,25
0+260	92,73	0+840	116,68	1+400	109,55	1+980	761,37	2+540	617,98
0+280	113,60	0+860	104,92	1+420	83,69	2+000	728,24	2+560	598,95
0+300	139,41	0+880	75,25	1+440	79,34	2+020	702,97	2+580	587,08
0+320	148,42	0+900	44,10	1+460	91,10	2+040	677,27	2+600	587,47
0+340	149,74	0+920	17,54	1+480	106,52	2+060	648,27	2+620	592,67
0+360	155,99	0+940	-17,91	1+500	128,83	2+080	629,49	2+640	597,32
0+380	150,14	0+960	-47,26	1+520	159,67	2+100	624,36	2+680	599,86
0+400	149,29	0+980	-43,13	1+540	193,41	2+120	620,57	2+700	605,66
0+420	138,68	1+000	-22,91	1+560	243,45	2+140	617,79	2+720	612,76
0+440	122,63	1+020	-17,08	1+580	270,70	2+160	615,81	2+740	617,56
0+460	118,20	1+040	-10,53	1+600	250,73	2+180	616,49	2+760	619,46
0+480	118,79	1+060	-2,89	1+620	222,66	2+200	604,55	2+780	618,89
0+500	122,95	1+080	3,86	1+640	235,48	2+220	574,71	2+800	621,02
0+520	107,66	1+100	21,69	1+680	279,15	2+240	553,70	2+820	626,62
0+540	96,56	1+120	36,00	1+700	278,67	2+260	550,85	2+840	631,82

Fuente: elaboración propia, con base en cálculos con programa de AutoCAD Civil, 2009.

2.1.7. Elementos estructurales del pavimento

Se describirá a continuación, la estructura del pavimento propuesto y las obras de drenaje.

2.1.7.1. Subrasante

Es el terreno existente donde se construirá una carretera y que según sus propiedades puede requerir acondicionamiento o no; soporta la estructura del pavimento y se extiende hasta una profundidad tal que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

2.1.7.2. Carpeta de rodadura

La carpeta de rodadura es la capa superior de la estructura del pavimento. Para este proyecto, se propone una rodadura de balasto. El balasto es un material clasificado que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, con el objeto de protegerla.

Según la DGC, el balasto debe tener las siguientes características:

- Debe ser de calidad uniforme y estar exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño.
- Peso unitario suelto mínimo de $1\ 450\ \text{kg/m}^3$ equivalente a $90\ \text{lb/p}^3$, comprobado mediante la norma AASHTO T-19.
- Tamaño máximo de agregado grueso no debe exceder de $2/3$ del espesor de la capa y en ningún caso debe ser mayor de 100 mm.

- La porción de balasto retenida en el tamiz 4,75 mm (N° 4), debe estar comprendida entre el 60% y el 40% en peso y debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60, (norma AASHTO T-96).
- La porción que pase el tamiz 0,425 mm (N° 40), debe tener un límite líquido no mayor de 35 (norma AASHTO T-89) y un índice de plasticidad entre 5 y 11 (norma AASHTO T-90).
- La porción que pase el tamiz 0,075 mm (N° 200), no debe exceder de 15% en peso, determinado por la norma AASHTO T-11.

2.1.7.3. Drenajes

De la construcción de las obras de drenaje, dependerá en gran parte la vida útil del camino. Pueden ser cunetas, bombeo, transversales y subdrenajes. Los objetivos primordiales de las obras de drenaje son:

- Dar salida al agua que llegue a acumularse en el camino
 - Reducir la cantidad de agua que se dirija hacia el camino
 - Evitar que el agua provoque daños estructurales
-
- Cunetas

Las cunetas son zanjas que se hacen en uno o ambos lados del camino, con el propósito de conducir las aguas provenientes de la corona y lugares adyacentes hacia un lugar determinado, donde no provoque daños; su diseño se basa en los principios de los canales abiertos.

- Bombeo

Es la pendiente transversal hacia las orillas del camino y sirve para drenar la superficie del mismo; evita que el agua se encharque y provoque reblandecimientos; o que corra por el camino y cause daños debido a la erosión.

- Drenajes transversales

Su finalidad es permitir el paso transversal del agua sobre un camino, sin obstaculizar el tránsito. En estas obras de drenaje transversal están comprendidos los puentes y las alcantarillas.

Para las alcantarillas es recomendable construirlas a cada 300 m como máximo, y necesariamente en las curvas verticales cóncavas, utilizando tubería de 30" como mínimo. A las tuberías se les construirán cabezales en la entrada y salida. El colchón mínimo para protección de los tubos deberá ser de 0,60 m para que la carga viva se considere uniformemente distribuida.

- Diseño hidráulico

Consiste en calcular el diámetro de la tubería, capaz de drenar la escorrentía que atraviese una carretera. Para ello, se requieren estudios previos sobre área, pendiente y formación geológica de la cuenca, precipitación pluvial, uso del terreno aguas arriba del drenaje.

Los métodos para un correcto diseño hidráulico requieren de cierta información básica que incluye el coeficiente de escorrentía para el área local, el área de cuenca y datos de intensidad de precipitación.

- Método racional

Es un método muy utilizado para medir descargas de pequeños drenajes, y consiste en una fórmula para calcular la escorrentía superficial de una cuenca hidrográfica. Se adapta muy bien, para la determinación de la escorrentía para drenaje superficial de carreteras y descargas para alcantarillas o tuberías de pequeñas cuencas. En el método racional se asume que la intensidad de lluvia sobre el área de drenaje es uniforme para un tiempo considerado. La fórmula racional es la siguiente:

$$Q = CIA / 360$$

Donde:

Q = Caudal de escorrentía, en m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de lluvia, en mm/h

A = Área de la cuenca, en Ha, (1 Ha = 10 000 m²)

- Coeficiente de escorrentía

Es el porcentaje de agua total llovida tomada en consideración, puesto que no todo el volumen de precipitación pluvial drena por medio de alcantarilla natural o artificial. Esto se debe a la evaporación, infiltración, retención y desviación superficial. Los coeficientes de escorrentía más utilizados se enlistan en tabla XVI.

Tabla XVI. **Coeficientes de escorrentía**

Características de la superficie	Coeficiente
Centro de la ciudad	0,70-0,75
Periferia	0,50-0,70
Casas individuales	0,30-0,50
Colonias	0,40-0,60
Condominios	0,60-0,75
Residencial suburbana	0,25-0,40
Pequeñas fábricas	0,50-0,80
Grandes fábricas	0,60-0,90
Campos de recreo	0,20-0,35
Campos	0,10-0,30
Techos	0,10-0,30
Concreto y asfalto	0,85-0,90
Piedra, ladrillo o madera en buenas condiciones	0,75-0,90
Piedra, ladrillo o madera en malas condiciones	0,40-0,75
Calles de terracota	0,25-0,60
Calles de arena	0,15-0,30
Parques, jardines, paradas	0,05-0,25
Bosques y tierras cultivadas	0,01-0,20

Fuente: GIL LAROJ, Joram Matías. Evaluación de tragantes pluviales para la ciudad de Guatemala. p. 56.

- **Intensidad de lluvia**

Existen dos formas para obtener la intensidad de lluvia. La primera es: usando las curvas de intensidad versus tiempo, las cuales, dan a conocer la posible intensidad que puede ocurrir en determinada frecuencia de años con relación a la duración de la lluvia.

La segunda forma es usando la ecuación:

$$I = \frac{a}{t + b}$$

Donde a y b son constantes proporcionadas por el INSIVUMEH (ver tabla XVII) y t es el tiempo de concentración del lugar analizado.

Tabla XVII. **Fórmulas de intensidad de lluvia para algunas localidades**

Lugar	Periodo de frecuencia				
	1 año	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala (zona atlántica)		<u>2 838</u> $t + 18$	<u>3 706</u> $t + 22$	<u>4 204</u> $t + 23$	<u>4 604</u> $t + 24$
Bananera, Izabal		<u>5 771</u> $t+48,98$	<u>7 103,95</u> $t + 53,80$	<u>7 961</u> $t+56,63$	<u>3 667,77</u> $t + 58,43$
Labor Ovalle, Quetzaltenango		<u>977,7</u> $t+3,80$	<u>1 128,5</u> $t + 3,24$	<u>1 323,5</u> $t + 3,49$	
La Fragua, Zacapa		<u>3 700,5</u> $t+50,69$	<u>3 990,5</u> $t+41,75$	<u>4 040</u> $t+37,14$	

Fuente: *Estaciones hidrológicas*. Guatemala: INSIVUMEH, 2004.

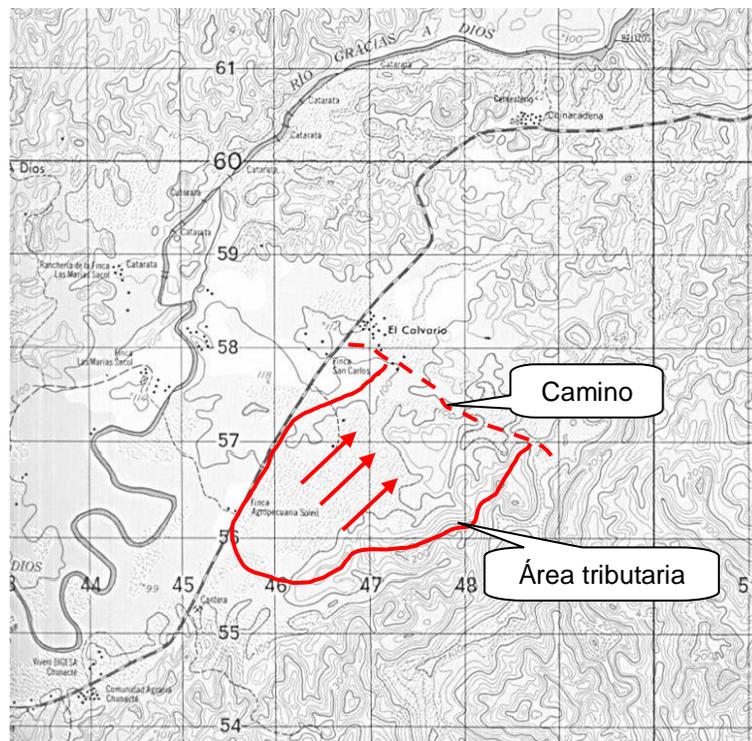
- **Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración (t) utilizado para calcular la intensidad de lluvia, se puede definir como el tiempo necesario para que se produzca el máximo caudal y es igual al tiempo requerido para que una gota de agua circule desde un punto límite en el área en cuestión, hasta el punto en que se determina el caudal. Para el caso de diseño de alcantarillas pluviales, se considera que el tramo inicial tiene un tiempo de concentración de 12 min.

- Área de la cuenca

El área tributaria de la cuenca hidrográfica se muestra en la figura 21, la cual se estimó por medios gráficos con un valor de 4 km² equivalente a 400 Ha.

Figura 21. **Área tributaria de cuenca hidrográfica**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Livingston.

Para este caso, se tiene:

$C = 0,1$ para tierras con cultivos y bosques.

$I = 5\,771 / (12 + 48,98) = 94,64$ mm/h

$A = 400$ Ha

Por lo tanto el valor estimado del caudal de descarga es: $Q = 10,50$ m³/s.

Existen 5 pasos de escorrentía superficial que atraviesan la carretera propuesta, por lo cual se plantea construir un drenaje transversal en cada uno. Entonces el caudal de descarga en cada paso es:

$$Q / 5 = 2,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Diámetro de tubería

El diámetro de la tubería se determinó por medio de la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$Q = 2,10 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal de descarga

$n = 0,013$, coeficiente de rugosidad de Manning

$A = \pi\emptyset^2/4 \text{ m}^2$, área de la sección de la tubería

$R = \emptyset/4 \text{ m}$, radio hidráulico (tubería a sección llena)

$S = 0.03 \text{ m/m}$, pendiente de la tubería

De la ecuación y datos anteriores, se despeja el diámetro \emptyset ; por lo tanto:

$$\emptyset = 0,77 \text{ m} = 30''$$

2.1.8. Evaluación de impacto ambiental

Se debe presentar la evaluación ambiental inicial que se espera cuando el proyecto esté en construcción y en operación, la cual, debe cumplir los requerimientos del MARN.

2.1.9. Presupuesto

Para presupuestar el proyecto se consideraron los precios con IVA de materiales, de maquinaria, de herramienta, equipo y transportes; se tomó en cuenta el valor actual del salario mínimo para trabajos no agrícolas, precios de mano de obra calificada y no calificada. Así también, factores de prestaciones de ley y de los rubros de administración e imprevistos. En la tabla XVIII se muestra el resumen de presupuesto.

Tabla XVIII. **Resumen de presupuesto**

Proyecto: Diseño del camino de acceso para la aldea Sepac, Livingston, Izabal					
	Descripción	Cantidad	U	PU	Total
1	Trabajos preliminares				
1.1	Limpia, chapeo y destronque	1,855	Ha	Q 6 000,00	Q 11 270,00
1.2	Replanteo topográfico	2,85	km	Q 8 700,00	Q 24 795,00
2	Movimiento de tierras				
2.1	Excavación no clasificada	3 068	m ³	Q 39,25	Q 120 419,00
2.2	Excavación no clasificada de desperdicio	632	m ³	Q 28,00	Q 17 696,00
2.3	Excavación estructural para alcantarillas	105	m ³	Q 36,25	Q 3 806,25
3	Carpeta de rodadura				
3.1	Capa de balasto S=0,20 m	3 150	m ³	Q 130,00	Q 409 500,00
4	Estructuras de drenaje menor				
4.1	Cabezales de mampostería	12	m ³	Q 1 354,00	Q 16 248,00
4.2	Alcantarillas de TC Ø = 30"	35	ml	Q 893,00	Q 31 255,00
Precio total del proyecto					Q 634 989,25
En letras: Seiscientos treinta y cuatro mil novecientos ochenta y nueve quetzales con 25/100.					

Fuente: elaboración propia, con base en precios locales.

2.1.10. Cronograma de ejecución física y financiera

Se pretende ejecutar este proyecto en un plazo de 5 semanas, lo cual se considera razonable; la inversión monetaria se detalla por renglón y por semana, ver tabla XIX.

Tabla XIX. Cronograma de ejecución física y financiera

Proyecto: Diseño del camino de acceso para la aldea Sepac, Livingston, Izabal		Cronograma de ejecución física y financiera																																						
		Tiempo en semanas																																						
		Semana 1					Semana 2					Semana 3					Semana 4					Semana 5					Total por renglón													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35				
1	Preliminares																																						Q 11 270,00	
1.1	Limpia, chapeo y destronque																																						Q 24 795,00	
1.2	Replanteo topográfico																																						Q 11 270,00	
2	Movimiento de tierras																																						Q 12 397,50	
2.1	Excavación no clasificada																																						Q 30 104,75	
2.2	Excavación no clasificada de desperdicio																																						Q 60 209,50	
2.3	Excavación para alcantarillas																																						Q 8 848,00	
3	Carpeta de rodadura																																						Q 1 903,13	
3.1	Capa de balastado S = 0,20 m																																						Q 951,56	
4	Estructuras de drenaje menor																																						Q 102 375,00	
4.1	Cabezales de mampostería																																						Q 102 375,00	
4.2	Alcantarillas de TC Ø = 30"																																						Q 102 375,00	
	Inversión semanal																																						Q 94 628,13	
	Inversión acumulada																																							Q 94 628,13
																																								Q 174 004,31
																																								Q 149 731,06
																																								Q 109 500,45
																																								Q 527 863,95
																																								Q 107 125,30
																																								Q 634 989,25

Fuente: elaboración propia.

2.1.11. Evaluación socioeconómica

Los análisis socioeconómicos se realizan con el objetivo de determinar si un proyecto es rentable.

2.1.11.1. Valor Presente Neto

El Valor Presente Neto (VPN) indica el valor real del dinero a través del tiempo. El presente proyecto es un beneficio de carácter social para la comunidad, no se contempla algún tipo de utilidad, los egresos se establecen como el costo total del proyecto.

2.1.11.2. Tasa Interna de Retorno

La Tasa Interna de Retorno (TIR) se define como la tasa en la cual, el Valor Presente Neto es igual a 0; también es el punto en donde un proyecto no tiene ni pérdidas ni ganancias. Se requiere de un valor de ingreso, y para este proyecto, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede utilizar la TIR.

2.1.12. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas están basadas en las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la DGC del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda de la República de Guatemala.

2.1.13. Planos

Los planos del presente proyecto, se muestran en el apéndice 1.

2.2. Diseño del sistema de agua potable para la aldea Calajá, Livingston, Izabal

Este proyecto consiste en el diseño un sistema de agua potable y tiene como finalidad, satisfacer la demanda del vital líquido en calidad y cantidad.

2.2.1. Descripción del proyecto

El sistema es por gravedad y comprende una longitud total de 2,3 km, utilizando tubería PVC clase 160 y 250 psi. El diseño se realizó de acuerdo a lo establecido por la guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales del INFOM y normas de la OMS.

2.2.2. Fuentes de abastecimiento

Se localizaron varias fuentes de abastecimiento; sin embargo, se seleccionó sólo una, por ser la más técnica y económicamente factible.

2.2.2.1. Localización

El proyecto contempla la utilización de agua obtenida de una fuente superficial, por medio de la construcción de una captación. El punto de captación dista a 1 km de la aldea, en dirección suroeste.

2.2.2.2. Aforo

El aforo se realizó utilizando el método volumétrico y el procedimiento se hizo 5 veces, dando como resultado un caudal promedio de 0,90 L/s, aún en época de estiaje.

2.2.2.3. Calidad del agua

La calidad del agua de una fuente es determinada mediante análisis que se practican a una muestra de esta. Estos análisis son: físico-químico-sanitario y bacteriológico; se realizan con el objetivo de identificar los contenidos y concentraciones de sustancias indicadoras de su calidad. Estos análisis dictaminan si el agua cumple con normas internacionales de la OMS.

- Análisis físico-químico-sanitario

Este análisis indica las características físicas (como aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, pH, temperatura y conductividad eléctrica); determina la concentración de sustancias químicas (como amoníaco, nitritos, nitratos, cloro residual, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro total, dureza total); y señala las cualidades sanitarias del agua (como sólidos totales, volátiles, fijos, en suspensión y disueltos). Además, clasifica la alcalinidad del agua.

Este análisis se realizó por especialistas del Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala. El resultado del análisis dictamina que el agua cumple con las normas internacionales de la OMS, desde el punto de vista de la calidad física y química, ver anexo 2.

La toma de la muestra de agua y su transporte, se realizó siguiendo las instrucciones de los especialistas del laboratorio mencionado.

- Examen bacteriológico

El principal peligro con el agua, es la posibilidad de su contaminación con heces fecales de origen humano o animal. Estas heces pueden contener bacterias patógenas capaces de producir enfermedades, como la fiebre tifoidea, cólera u otras enfermedades diarreicas. Para comprobar que el agua es apta para beber y para uso doméstico, se efectuó este examen, que identifica el número de organismos indicadores de contacto fecal en el agua.

Este análisis también lo realizaron los especialistas mencionados en el inciso anterior, como también, se siguieron sus instrucciones para la obtención y transporte de la muestra de agua.

El resultado del examen indica que la muestra de agua se enmarca en la clasificación II, en la cual, el agua posee una calidad bacteriológica que precisa la aplicación de los métodos habituales de tratamiento (coagulación, sedimentación, filtración y desinfección), según normas internacionales de la OMS. Este análisis cumple con la norma guatemalteca COGUAOR NGO 4 010.

2.2.3. Levantamiento topográfico

El equipo empleado para este proceso se compone de un teodolito marca Wild TI, distanciometro y prisma marca Wild, plomadas, estacas y clavos. Así como un GPS marca Garmin para referenciar al sistema WGS 84.

2.2.3.1. Planimetría

El levantamiento se realizó por medio de observaciones directas utilizando el método trigonométrico y empleando conservación de azimut. Se realizó un recorrido preliminar para elegir el mejor trazo.

Se recabaron ángulos horizontales y distancias inclinadas entre los puntos de interés. El trabajo de gabinete dio como resultado la ubicación espacial en dos dimensiones de los puntos de interés del acueducto.

2.2.3.2. Altimetría

Para obtener el perfil de las líneas de conducción y distribución, se realizaron observaciones en quiebres, lomas, joyas y zanjonés, con lo cual, se recabaron ángulos verticales, alturas de aparato y prisma.

El trabajo de gabinete dio como resultado las elevaciones de los puntos observados, con lo cual se determinó el perfil del terreno. La libreta final del levantamiento topográfico se muestra en la tabla XX.

Tabla XX. **Libreta final de levantamiento topográfico**

E	PO	Azimuth			DH (m)	Cota (m)	Caminamiento (km)
		°	'	"			
	R-1.1					116,11	0+000
R-1.1	R-1	53	22	25	50,00	114,33	0+050
R-1	E-1	8	51	27	27,13	112,00	0+077.13
E-1	R-2.1	341	58	17	49,14	102,17	0+126.27
R-2.1	E-2	341	58	17	30,68	107,05	0+156.95
E-2	R-2.2	268	23	23	12,74	106,38	0+169.69
R-2.2	R-4.1	253	11	22	91,13	101,62	0+260.82
R-4.1	R-4.2	303	42	1	12,00	100,77	0+272.82
R-4.2	E-3	34	16	24	200,00	98,04	0+472.82
E-3	R-5.1	4	44	2	100,33	92,10	0+573.15
R-5.1	R-5.2	2	40	29	73,95	90,88	0+647.10
R-5.2	R-6	333	40	31	82,42	89,45	0+729.52
R-6	R-7	315	33	37	221,27	58,80	0+950.79
R-7	E-5	331	14	29	59,92	64,11	1+010.71
Ramal abierto 1							
	E-5					64,11	1+010.71
E-5	E-6	336	6	50	180,98	46,46	1+191.69
E-6	E-7	353	40	7	26,98	46,86	1+218.67
E-7	R-8	23	9	9	66,99	40,86	1+285.66
Ramal abierto 1,1							
	R-8					40,86	1+285.66=0+000
R-8	E-8	22	52	27	27,41	37,24	0+027.41
Ramal abierto 2							
	R-8					40,86	1+285.66
R-8	R-18.1	288	50	50	76,71	33,97	1+362.37
R-18.1	E-16	288	45	40	38,57	31,85	1+400.94
E-16	R-18.2	285	19	29	73,00	32,36	1+473.94
Ramal abierto 2,1							
	R-18.2					32,36	1+473.94=0+000

Continuación de la tabla XX.

E	PO	Azimuth			DH (m)	Cota (m)	Caminamiento (km)
		°	'	"			
R-18.2	E-12	214	6	16	75,32	37,78	0+075.32
E-12	E-13	248	29	28	27,84	38,99	0+103.16
E-13	R-17	313	11	42	74,99	29,44	0+178.15
Ramal abierto 3							
	R-18.2					32,36	1+473.94
R-18.2	R-13.1	3	34	20	74,02	41,37	1+547.96
Ramal abierto 3,1							
	R-13.1					41,37	1+547.96=0+000
R-13.1	R-13	86	30	34	17,16	40,98	0+017.16
R-13	R-14	147	53	13	28,93	37,45	0+046.09
Ramal abierto 4							
	R-13.1						1+547.96
R-13.1	E-10	5	45	52	22,38	41,80	1+570.34
Ramal abierto 4,1							
	E-10					41,80	1+570.34=0+000
E-10	R-11.1	5	45	52	41,00	41,27	0+041
R-11.1	R-11	5	45	52	16,70	41,09	0+057.70
R-11	R-11.3	94	3	29	90,72	34,24	0+148.42
R-11.3	R-11.4	59	0	14	30,00	33,15	0+178.42
Ramal abierto 4,2							
	E-10					41,80	1+570.34=0+000
E-10	R-12	116	49	27	49,61	36,13	0+049.61
R-12	E-9	109	13	18	50,60	39,26	0+100.21
E-9	R-10.4	59	0	14	33,00	37,18	0+133.21
R-10.4	R-10.3	59	0	14	67,00	24,11	0+200.21
R-10.3	R-10	59	0	14	29,64	30,82	0+229.85
R-10	R-10.2	110	4	18	45,00	31,26	0+274.85

Fuente: elaboración propia.

2.2.4. Criterios de diseño

Se consideró el período de diseño, consumos y dotaciones de la población a servir, como criterios para determinar los caudales.

2.2.4.1. Período de diseño

El período de diseño es el tiempo durante el cual, el sistema brindará un servicio satisfactorio a la población. Para fijarlo se tomó en cuenta la vida útil de los materiales, capacidad de servicio, demanda, tiempo de gestión. En el presente estudio se contemplaron 21 años, que incluye un año de gestión del proyecto.

2.2.4.2. Población de diseño

Se utilizó el método geométrico, por considerarse el más aproximado, para estimar la población futura.

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

Donde:

P_f = Población al final del período de diseño

P_o = Población al inicio del estudio (año 2 012) = 228 habitantes

n = Periodo de diseño = 21 años

r = Tasa de crecimiento poblacional = 2,51%

Por lo tanto, la población de diseño es:

$$P_f = 228 * (1 + 2,51 / 100)^{21} = 384 \text{ habitantes}$$

2.2.4.3. Dotación

La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante en base a la cantidad promedio que consume. Para fijar la dotación, se toman en cuenta estudios de demanda para la población o de poblaciones similares, no obstante, a falta de éstos, se consideró una dotación de 120 L/hab/día que corresponde a un servicio por conexiones prediales fuera de la vivienda.

2.2.5. Determinación de caudales

El objetivo de calcular los caudales es establecer parámetros de consumo y demanda de agua, los cuales servirán para el diseño hidráulico.

2.2.5.1. Caudal medio diario (QMD)

Definido como la cantidad de agua que consume una población en un día. Este caudal se obtiene de la siguiente manera:

$$QMD = \frac{\text{Dotación} * P_f}{86\ 400}$$

$$QMD = \frac{120 \text{ L/hab/día} * 384}{86\ 400} = 0,57 \text{ L/s}$$

2.2.5.2. Caudal diario máximo (QDM)

Es utilizado para diseñar la línea de conducción y se obtiene de multiplicar el caudal medio diario por el factor de día máximo (FDM), el cual varía entre 1,2 y 1,5 para poblaciones futuras rurales menores de 1 000 habitantes. Para este proyecto se utilizó un factor de 1,57.

Por lo tanto, el caudal diario máximo es:

$$QDM = QMD * FDM = 0.57 \text{ L/s} * 1.57 = 0,89 \text{ L/s}$$

2.2.5.3. Caudal horario máximo (QHM)

Se utiliza para diseñar la línea de distribución y se obtiene de multiplicar el caudal medio diario por el factor de hora máximo (FHM), el cual varía entre 2 y 3 para poblaciones futuras rurales menores de 1 000 habitantes. Para este proyecto se utilizó un factor de 2,5.

Por lo tanto, el caudal horario máximo es:

$$QHM = QMD * FHM = 0,57 \text{ L/s} * 2,5 = 1,43 \text{ L/s}$$

2.2.5.4. Caudal de vivienda (Qv)

Es el caudal que se asignará a cada una de las viviendas. Se calcula así:

$$Q_v = \frac{QHM}{\# \text{ conexiones prediales}} = \frac{1,43 \text{ L/s}}{66} = 0,022 \text{ L/s}$$

2.2.5.5. Caudal instantáneo (Qi)

También se le conoce como caudal de uso simultáneo y no debe ser menor a 0,20 L/s. Se determina según la siguiente ecuación:

$$Q_i = k * \sqrt{n - 1}$$

Donde:

k= factor para conexiones prediales = 0,15

n = número de conexiones prediales = 66

Por lo tanto, el caudal instantáneo es:

$$Q_i = 0,15 * \sqrt{66 - 1} = 1,21 \text{ L/s}$$

Se realizó una comparación entre caudal instantáneo y el de vivienda, eligiendo el de mayor valor, para el diseño de ramales abiertos.

2.2.6. Componentes del sistema

Son obras que captan, conducen, desinfectan, distribuyen y controlan el flujo de agua, para llevarla a los predios donde se ubican las viviendas.

2.2.6.1. Captación

Las captaciones son obras que recolectan el agua proveniente de una o varias fuentes subterráneas o superficiales. Su función es asegurar, bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año, la captación del caudal provisto. Dado que la fuente es superficial, la obra de captación propuesta es la utilización de una presa con caja receptora, rejilla atrapa sólidos y dispositivos para control, rebalse y limpieza.

La presa y caja receptora serán de mampostería de piedra; la rejilla será de hierro macizo en perfil; el acabado de las caras internas será de alisado gris. Ver detalles en plano 07/10 en el apéndice 2.

2.2.6.2. Sistema de tratamiento

Según resultado de análisis bacteriológico (ver anexo 2) practicado a una muestra de agua extraída de la fuente, para asegurar la potabilidad del agua para consumo humano, debe realizársele tratamiento, el cual consiste en coagulación, sedimentación, filtración y desinfección del agua, antes de que llegue al tanque de distribución.

- **Coagulación y floculación**

La coagulación y la floculación proveen el proceso del tratamiento de agua mediante el cual, la materia coloidal finamente dividida y suspendida en el agua, se aglomera y forma flóculos, lo que permite retirarlos a través de sedimentación o filtración.

El tamaño de las partículas coloidales (de $5,1 \text{ E-6 mm}$ a $2,1 \text{ E-4 mm}$), se encuentra entre el rango de los sólidos disueltos y la materia suspendida. Las sustancias que frecuentemente serán removidas mediante coagulación y floculación, son aquellas que causan turbiedad y color.

Generalmente, los procesos de coagulación y floculación que incluyen sustancias químicas, no son adecuados para abastecimientos de agua para pequeñas comunidades, como en este caso, debido a que generan más gastos en químicos y dispositivos.

Se debería utilizar la coagulación química y la floculación sólo cuando no es posible lograr el resultado necesario de tratamiento con otro proceso que no emplee sustancias químicas. Si los valores de turbiedad y de color del agua cruda no son mucho mayores que lo permisible, podría evitarse la coagulación.

Un proceso como la filtración lenta en arena serviría tanto para reducir la turbiedad y el color a niveles aceptables.

La fuente de abastecimiento tiene una turbiedad de 3,67 UNT y un color de 9 unidades, según resultados de análisis (ver anexo 2); mientras que, las especificaciones de COGUANOR indican un límite máximo aceptable de 5,0 UNT y 5 unidades; y un límite máximo permisible de 15,0 UNT y 35,0 unidades, respectivamente.

Por lo anterior, se propone aplicar un sistema de sedimentación y filtración lenta para del tratamiento de las partículas en suspensión, incluyendo las coloidales; además, para el tratamiento microbiológico se propone la desinfección mediante cloración.

- Sedimentación

Se entiende por sedimentación a la remoción por efecto gravitacional de las partículas suspendidas en el agua. Estas partículas tienen un peso específico mayor que el fluido. La remoción de partículas en suspensión en el agua puede conseguirse por sedimentación o filtración. De allí que ambos procesos se consideren como complementarios.

Las partículas en suspensión se sedimentan en diferente forma, dependiendo de sus características; en la sedimentación simple, se precipitan debido a su propio peso, sin ayuda de la coagulación y floculación; en la sedimentación inducida, los flóculos resultantes de la coagulación y floculación alcanzan el peso suficiente para precipitarse.

- Filtración

La filtración consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales que no han quedado retiradas en los procesos anteriores (coagulación, floculación y sedimentación). La filtración se logra empleando membranas porosas que retienen la fase sólida de la suspensión y dejan pasar su fase líquida.

- Mecanismos de la filtración

La filtración usualmente es considerada como el resultado de dos mecanismos distintos pero complementarios: transporte y adherencia.

Transporte: inicialmente, las partículas por remover son transportadas de la suspensión a la superficie de los granos del medio filtrante. El transporte de partículas es un fenómeno físico e hidráulico.

Adherencia: las partículas permanecen adheridas a los granos, siempre que resistan la acción de las fuerzas de cizallamiento debidas a las condiciones hidrodinámicas del escurrimiento. La adherencia entre partículas y granos es básicamente un fenómeno de acción superficial, que es influenciado por parámetros físicos y químicos.

- Mecanismos de transporte

Cernido: resulta evidente que cuando la partícula es de tamaño mayor que los poros del lecho filtrante, puede quedar atrapada en los intersticios.

Difusión: se ha observado que las partículas relativamente pequeñas presentan un movimiento errático (movimiento Browniano), cuando se encuentran suspendidas en un medio líquido. El movimiento de las partículas es afectado por la fuerza de arrastre y contribuye a la adherencia de ellas en el lecho filtrante.

Acción hidrodinámica: las velocidades tangenciales del agua son variables y perpendiculares al escurrimiento.

- Mecanismos de adherencia

La adherencia de las partículas transportadas y los granos, está gobernada por las características de la superficie de las mismas. Y tiene que ver con las fuerzas eléctricas y físicas que desarrollan entre sí.

- Factores que influyen en la filtración

La eficiencia de la filtración está relacionada con las características de la suspensión y del lecho filtrante, con la hidráulica de la filtración y con la calidad del efluente.

Características de la suspensión: tipo de partículas suspendidas, tamaño, temperatura, resistencia o dureza del flóculo.

Características del lecho filtrante: tipo del medio filtrante, tamaño del material filtrante, coeficiente de uniformidad, coeficiente de esfericidad, espesor de la capa filtrante.

Características hidráulicas: tasa de filtración, carga hidráulica disponible, calidad del efluente.

Para este proyecto, se contempló el diseño de una caja de filtros de flujo descendente de medios múltiples para una filtración lenta a razón de $10 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$. Los componentes del filtro, la disposición de la tubería colectora y los dispositivos para postsedimentación, rebalse y limpieza, se realizarán conforme se indica en plano 07/10 en el apéndice 2.

- Desinfección

Es el proceso de destrucción de microorganismos patógenos presentes en el agua, mediante la aplicación directa de medios físicos y químicos para obtener agua potable. Para acueductos rurales, el tratamiento o sistema de desinfección mínimo que se le debe dar al agua para consumo humano es el de la cloración.

Para este proyecto, se contempló realizar la desinfección mediante un dosificador por erosión de tabletas de un compuesto clorado.

- Tipo de cloro

Para este sistema se propone usar tabletas de disolución lenta de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, con un peso de 300 g y con no menos del 65% de ingredientes activos.

- Cloro residual libre

Se define como la cantidad de cloro residual total que esté libre y que sirve de medida de capacidad para oxidar la materia orgánica que pueda encontrarse en el interior de las tuberías o por ruptura de estas.

El límite máximo aceptable del cloro residual libre debe ser de 0,5 mg/L, medido en los puntos más alejados del sistema de distribución, según la Norma COGUANOR 29 001, después de por lo menos 30 minutos de contacto, a un pH menor de 8,0, con el propósito de reducir en un 99% la concentración de *Escherichia coli* y ciertos virus.

El límite máximo permisible del cloro residual libre debe ser de 1,0 mg/L. En aquellas ocasiones en que amenacen o prevalezcan brotes de enfermedades de origen hídrico, este valor puede mantenerse en 2,0 mg/L.

- Período de contacto

Se ha establecido un mínimo de 30 minutos para que se realicen las acciones mutuas entre el cloro y el agua y lograr una desinfección eficaz.

- Tipo de dosificador

Será un clorinador que funcione de acuerdo al caudal de agua y que utilice pastillas de disolución lenta; deberá ser automático, sin partes móviles o corrosivas, sin requerimiento de energía eléctrica y deberá permitir la entrada de agua a través del dosificador, para que el flujo erosione las tabletas de hipoclorito de calcio y cree la solución que luego descargará en el tanque.

- Dosificación

Para calcular la cantidad de compuesto clorado (hipoclorito de calcio), que se necesita para preparar soluciones con determinada concentración de cloro, se empleó la siguiente fórmula:

$$P = \frac{C * V}{B * 10}$$

Donde:

P = Cantidad de compuesto clorado, en g

C = Concentración de la solución que se prepara, en mg/L

V = Volumen de solución clorada que se desea preparar, en L

B = Porcentaje de cloro que tiene el compuesto clorado

Se considera que el volumen de agua a desinfectar va a ser el que produce la fuente en 15 horas, mismo que llegará al tanque de distribución, es decir que, el dosificador estará en funcionamiento desde 5:00 a.m. hasta las 8:00 p.m. Entonces, el volumen a desinfectar es:

$$V = 0,89 \text{ L/s} * 86\,400 \text{ s/día} * 15/24 = 48\,060 \text{ L}$$

Para determinar la concentración de solución en el agua, es necesario realizar mediciones del cloro residual libre; estas deben estar entre 0,5 y 1,5 mg/L. Si están fuera del rango, se debe regular la cantidad de agua en la solución. Sin embargo, se estima una concentración inicial de C = 2 mg/L.

Por lo tanto, la demanda de hipoclorito de calcio para un día, es:

$$P = \frac{2 \text{ mg/L} * 48\,060 \text{ L}}{65 * 10} = 148 \text{ g}$$

Y la demanda para un mes será de:

$$P = 148 \text{ g} * 30 = 4\,440 \text{ g}$$

La cantidad anterior equivale a 15 tabletas de 300 g cada una, lo que significa una dosificación de media tableta cada día (considerando que el dosificador funcionará 15 horas diarias).

- Ubicación y protección

El dosificador estará conectado a la tubería de conducción y se colocará antes de llegar al tanque de distribución. La caja tiene como finalidad proteger al dosificador y deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Sus dimensiones internas deben ser de 1,00 x 1,00 x 1,00 m.

2.2.6.3. Línea de conducción

Se refiere a la tubería destinada a conducir el agua de la fuente al tanque de almacenamiento; la línea de conducción está diseñada por gravedad y para trabajar a presión.

- Diseño hidráulico

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo, durante el período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los diámetros adecuados, a través del cálculo hidráulico, los cuales se realizaron con las fórmulas universalmente calificadas como hidráulicamente correctas, como la de Darcy & Weisbach.

Para el diseño hidráulico de la línea de conducción, se consideraron los siguientes preceptos:

- Los diámetros mínimos son de 38 mm (1 1/2").
- La velocidad se encuentra en el rango de 0,40 m/s y 3,00 m/s; preferiblemente no mayor de 1,5 m/s.
- La tubería será colocada a una profundidad no menor a 0,80 m; si la tubería se instala bajo calles de tránsito pesado, la profundidad mínima será de 1,20 m.
- Se colocarán válvulas de aire en puntos altos, con un diámetro nominal de 12% del diámetro de la conducción; si este valor es menor que el mínimo comercial adquirible, se utilizará este último.
- Las válvulas de limpieza se colocarán en puntos bajos. Para conducciones menores de 51 mm (2"), el diámetro de la purga será igual al de la conducción. Para conducciones mayores de 51 mm (2"), el diámetro de purga será de 51 mm (2").

A continuación, a manera de ejemplo, se muestran los cálculos de la línea de conducción para el tramo de la radiación R-1,1 a la radiación R-1:

- Datos

Cota de terreno de R-1,1 = 116,11 m

Cota de terreno de R-1 = 114,33 m

Longitud, L = 50,03 m = 9 tubos de 20'

Caudal de diseño (caudal diario máximo) = 0,89 L/s

- Pre-dimensionamiento de diámetro

Se calculó por medio de la fórmula:

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

Donde:

Q = Caudal, en m³/s

A = Área de la sección transversal de la tubería, en m²

V = Velocidad del flujo de agua, en m/s

El diámetro en sistema métrico es:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Según INFOM, las velocidades deben estar dentro del rango de $0,40\text{m/s} < V < 3,00\text{ m/s}$. Valuando este rango en la ecuación anterior, el diámetro está en el rango $2'' < D < 3/4''$.

Se elige $D = 1\ 1/2''$ por ser el diámetro mínimo y por estar dentro del rango. El diámetro interno es $D_i = 44,56\text{ mm} = 1,754''$

La velocidad para este diámetro es:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,89\text{ L/s} * 1\text{m}^3/1\ 000\text{ L}}{\frac{\pi}{4}(44,56\text{mm} * 1\text{ m}/1\ 000\text{ mm})^2} = 0,57\text{ m/s}$$

- Tipo de flujo

Usualmente, el tipo de flujo en tuberías de diámetros menores se considera turbulento. Un parámetro para establecer el tipo de flujo es el número de Reynolds (NR), el cual viene dado por:

$$NR = \frac{D_i V}{\nu}$$

Donde:

D_i = Diámetro interno de la tubería = 44,56 mm

V = Velocidad del flujo = 0,57 m/s.

ν = Velocidad cinemática = $0,8\text{ E-}6\text{ s/m}^2$.

Si $NR < 2\ 000$; entonces el flujo es laminar.

Si $NR > 4\ 000$; entonces el flujo es turbulento.

Según número de Reynolds:

$$NR = \frac{(44,56 \text{ mm} * 1 \text{ m} / 1000 \text{ mm} * 0,57 \text{ m/s})}{0,8 \text{ E-6 s/m}^2} = 31\ 749$$

Con lo que se demuestra, teóricamente, que el flujo es turbulento, por lo tanto, se justifica la utilización de las fórmulas de Darcy & Weisbach.

- Pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción se calcularon en base a la siguiente ecuación:

$$h_f = f \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Donde:

f = Factor de fricción que depende de la rugosidad relativa

E_r = Rugosidad relativa = Rugosidad absoluta / Diámetro interno

$E_r = 0,0015 \text{ mm} / 44,56 \text{ mm} = 3,366 \text{ E-5}$

L = Longitud del tramo = 50,03 m

V = Velocidad del flujo = 0,57 m/s

g = Gravedad = 9,81 m/s²

Utilizando el diagrama de Moody, que relaciona el factor de fricción f, a partir del número de Reynolds y la rugosidad relativa, se tiene:

$$f = 0.0235$$

Entonces, la pérdida por fricción es:

$$h_f = 0,0235 * \left(\frac{50,03 \text{ m}}{44,56 \text{ mm} * 1 \text{ m}/1000 \text{ mm}} \right) \left(\frac{(0,57 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} \right) = 0,44 \text{ m}$$

- Pérdidas menores

Las pérdidas menores se deben a cambios de sección en la tubería como reducciones y ampliaciones; a la utilización de accesorios que cambian la dirección del flujo como codos, tees; el empleo de válvulas como las de compuerta, de paso; y a entradas o salidas de contenedores mayores de agua (como tanques, cajas). Se les denomina también, pérdidas localizadas.

Se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$h_m = f_m \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Donde:

f_m = Factor de fricción localizada debido a accesorios para tuberías.

Para este tramo se encuentran los siguientes accesorios:

1 salida de flujo de tanque = 0,50

2 codos a 90 grados = $0,75 * 2 = 1,50$

1 llave de compuerta = 0,20

Entonces, las pérdidas menores son:

$$h_m = (0,5 + 1,50 + 0,20) \left(\frac{(0,57 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} \right) = 0,04 \text{ m}$$

- Pérdidas totales

Es la sumatoria de las pérdidas por fricción y las localizadas.

$$h = h_f + h_m = 0,44 + 0,04 = 0,48\text{m}$$

- Presión estática

Se define como la fuerza normal que ejerce un fluido en reposo, en una sección transversal de la tubería. Según INFOM, para la línea de conducción, la presión estática no debe ser mayor de 80 metros columna de agua (en adelante mca). Se calcula mediante la diferencia de cotas del terreno entre dos puntos cualesquiera; para los puntos del ejemplo, la presión estática es:

$$\text{Punto inicial R-1,1} = 0 \text{ mca}$$

$$\text{Punto final R-1} = 116,11 - 114,33 = 1,78 \text{ mca}$$

- Presión dinámica

Se define como la fuerza normal que ejerce un fluido en movimiento, en una sección transversal de la tubería. Según INFOM, para la línea de conducción, la presión dinámica (presión de servicio) no debe ser mayor de 60 mca.

Para un punto cualquiera, se calcula mediante la diferencia entre la presión estática menos la pérdida total en dicho punto; para los puntos del ejemplo, la presión dinámica es:

Punto inicial R-1,1 = 0 - 0 = 0 mca

Punto final R-1 = 1,78 - 0,48 = 1,30 mca

- Carga piezométrica

La carga piezométrica (C_P) para un punto cualquiera, es la suma de la carga potencial Z (cota del terreno) más la carga de presión dinámica (P/γ).

$$C_P = Z + \frac{P}{\gamma}$$

Físicamente, es la altura a la que llegaría el agua, si se colocara un tubo piezométrico en el punto donde se desea determinar la carga piezométrica.

Para los puntos del ejemplo, la carga piezométrica es:

Punto R-1,1 = 116,11 m + 0 m = 116,11 m

Punto R-1 = 114,33 m + 1,30 m = 115,63 m

Los demás puntos de la línea de conducción fueron calculados como en este ejemplo. Ver síntesis de diseño hidráulico de línea de conducción en tablas XXI y XXII.

Tabla XXI. **Criterios de diseño para línea de conducción**

Población actual (año 2012) =	228	Habitantes
Número de viviendas actuales =	38	
Densidad de habitación =	6	hab/casa
Tasa de crecimiento poblacional =	2,51	%
Método de proyección poblacional =	Geométrico	
Periodo de diseño =	21	años
Población futura (año 2033)	384	Habitantes
Número de viviendas futuras =	64	
Dotación adoptada para casas =	120	L/hab/día
Dotación adoptada para escuela =	50	L/estudiante/día
Dotación adoptada para iglesia =	120	L/hab/día
Caudal de aforo =	0,90	L/s
Caudal medio diario =	0,57	L/s
Factor día máximo =	1,57	
Caudal día máximo =	0,89	L/s
Tubería a utilizar PVC de 160 psi norma ASTM D-2241		
Factor de fricción f para tubería PVC =	0,0235	
Factor de fricción f para tubería HG =	0,0295	
Coeficiente k para codo a 45 grados =	0,75	
Coeficiente k salida de tubería =	0,5	
Coeficiente k entrada de tubería =	1	
Coeficiente k para válvula de compuerta =	0,2	
Velocidad de diseño	0,40m/s<v<3,00m/s	
Presión estática menor a 80 mca		
Presión dinámica menor a 60 mca (presión de servicio)		
Número de Reynolds	31 749	
Rugosidad absoluta para tubería PVC	0,0015	mm
Rugosidad relativa para tubería PVC	3,4E-05	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Resumen de cálculo hidráulico de línea de conducción**

Tramo		Descripción de tramo	V (m/s)	Piezometrica		Presión dinámica		Presión estática	
De	A			Inicio (mca)	Final (mca)	Inicio (mca)	Final (mca)	Inicio (mca)	Final (mca)
R-1.1	R-1	9 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	116,11	115,63	0,00	1,30	0,00	1,78
R-1	E-1	5 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	115,63	115,38	1,30	3,38	1,78	4,11
E-1	R-2.1	8 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	115,38	114,94	3,38	12,77	4,11	13,94
R-2.1	E-2	5 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	114,94	114,67	12,77	7,62	13,94	9,06
E-2	R-2.2	2 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	114,67	114,55	7,62	8,17	9,06	9,73
R-2.2	R-4.1	15 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	114,55	113,74	8,17	12,12	9,73	14,49
R-4.1	R-4.2	2 tubos HG Ø 1 1/2" normal	0,57	113,74	113,60	12,12	12,83	14,49	15,34
R-4.2	E-3	34 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	113,60	111,83	12,83	13,79	15,34	18,07
E-3	R-5.1	17 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	111,83	110,95	13,79	18,85	18,07	24,01
R-5.1	R-5.2	12 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	110,95	110,30	18,85	19,42	24,01	25,23
R-5.2	R-6	14 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,57	110,30	109,58	19,42	20,13	25,23	26,66
R-6	R-7	37 tubos pvc Ø 1" 160 psi	1,23	89,45	76,12	0,00	17,32	26,66	57,31
R-7	E-5	10 tubos pvc Ø 1" 160 psi	1,23	76,12	72,45	17,32	8,34	57,31	52,00

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.4. Tanque de almacenamiento

Para este proyecto se diseñó un tanque de almacenamiento, enterrado, con muros perimetrales por gravedad de mampostería de piedra y losa superior de concreto reforzado. El tanque tiene una capacidad de 30 metros cúbicos (60% del consumo medio diario). Tendrá dimensiones internas de 4,5 m de largo, 3,00 m de ancho y 2,50 m de profundidad.

- Diseño de losa superior de tanque

Se utilizó el método de diseño por resistencia con base en las especificaciones del ACI 318S-08; se diseñó una losa de 4,50 m x 3,00 m.

- Datos

Tipo de losa = maciza

Continuidad = ninguna

Tipo de apoyo = losa soportada por viga perimetral simplemente apoyada

Lado menor $a = 3,00$ m

Lado mayor $b = 4,50$ m

Peso de concreto reforzado = $2\,400$ kg/m³

Esfuerzo a compresión del concreto $f'_c = 210$ kg/m²

Fluencia del acero $f_y = 2\,810$ kg/m²

Diámetro de hierro propuesto $\phi = 3/8$ "

Recubrimiento inferior = 1"

Carga viva CV = 150 kg/m² (para techo accesible)

Sobrecarga = 60 kg/m² (para acabados)

- Dirección de trabajo de la losa

Se define mediante la relación entre los lados de una losa.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{3,40 \text{ m}}{4,90 \text{ m}} = 0,69$$

Si $m < 0,50$ entonces la losa trabaja en un sentido.

Si $m > 0,50$ entonces la losa trabaja en dos sentidos.

Para este caso, la losa trabaja en los dos sentidos.

- Peralte

A partir del perímetro de la losa, se determinó el peralte o espesor t :

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{(4,50 + 3,00) \times 2 * 100}{180} = 8 \text{ cm}$$

Para losas macizas, el peralte mínimo es de 9 cm; se propone un peralte de 10 cm.

- Integración de cargas

Carga muerta (CM) = Peso propio + sobrecarga por acabados

$$CM = 0,10 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 + 60 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (CV) = 150 kg/m²

- Cargas últimas

$$\text{Carga muerta última (CM}_u) = 1,4 * \text{CM} = 1,4 * 300 \text{ kg/m}^2 = 420 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva última (CV}_u) = 1,7 * \text{CV} = 1,7 * 150 \text{ kg/m}^2 = 255 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga total última (CT}_u) = 420 \text{ kg/m}^2 + 255 \text{ kg/m}^2 = 675 \text{ kg/m}^2$$

- Determinación de momentos

El código ACI establece las fórmulas específicas para determinar los momentos negativos y positivos en una losa, las cuales son:

$$M_a (+) = C_{a+} * \text{CM}_u * a^2 + C_{a+} * \text{CV}_u * a^2$$

$$M_b (+) = C_{b+} * \text{CM}_u * b^2 + C_{b+} * \text{CV}_u * b^2$$

$$M_a (-) = C_{a-} * \text{CT}_u * a^2$$

$$M_b (-) = C_{b-} * \text{CT}_u * b^2$$

Donde los coeficientes C_{a+} , C_{a-} , C_{b+} , C_{b-} , se obtuvieron de tablas del código en mención. Realizando los cálculos, se tienen los siguientes momentos:

$$M_a (+) = 435 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_b (+) = 194 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_a (-) = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_b (-) = 0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para bordes discontinuos, los momentos negativos son:

$$M_a (-) = 1/3 M_a (+) = 145 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_b (-) = 1/3 M_b (+) = 65 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- Diseño de acero de refuerzo

Se diseñó la losa como una viga de base unitaria de un metro.

Es decir: $b = 100$ cm.

Se propone utilizar varillas de hierro de diámetro $\emptyset = 3/8" = 0,9525$ cm, con un área $A = 0,71$ cm² cada una; y se considera un recubrimiento inferior de 1" igual 2,54 cm. Por lo tanto, el peralte efectivo es:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \emptyset/2 = 10 \text{ cm} - 2,54 \text{ cm} - 0,9525/2 = 6,98 \text{ cm}.$$

El área mínima de acero ($A_{s_{\min}}$) es:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

Donde ρ_{\min} es la cuantía mínima de acero.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 \text{ cm} * 6,98 \text{ cm} = 3,50 \text{ cm}^2$$

El área máxima de acero ($A_{s_{\max}}$) es:

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

Donde ρ_{\max} es la cuantía máxima de acero para zona sísmica dada por:

$$\rho_{\max} = 0,5 * \rho_{\text{bal}}$$

Y ρ_{bal} es la cuantía balanceada de acero dada por:

$$\rho_{bal} = (\beta_1 * 0,003 * E_s * 0,85 * f'_c) / (f_y * (f_y + 0,003 * E_s))$$

Para este proyecto:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces las cuantías balanceada y máxima de acero, respectivamente, son:

$$\rho_{bal} = 0,037 \quad \text{y} \quad \rho_{max} = 0,019$$

Y el área máxima de acero es:

$$A_{max} = 13,03 \text{ cm}^2$$

- Momento soportado por el área mínima de acero

$$M_{A_s \text{ min}} = \phi \left[A_{s \text{ min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s \text{ min}} * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

Donde ϕ = Factor de reducción igual a 0,90 para flexión.

Realizando los cálculos, se tiene:

$$M_{A_s \text{ min}} = 594 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Este momento es mayor a los momentos últimos calculados anteriormente, por lo tanto, el área mínima de acero soportará estos.

- Espaciamiento para el área mínima de acero

Criterio 1: por distribución del área de acero a utilizar.

$$3,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow S$$

De la relación anterior, el espaciamiento es: $S = 20,3 \text{ cm}$.

Criterio 2: según el código ACI 318-08, en el capítulo 13, sección 13.3.2; el espaciamiento máximo de la armadura en las secciones críticas de losas macizas, no debe de exceder de dos veces el espesor de la losa.

El espaciamiento máximo es:

$$S_{\max} = 2 * t = 2 * 10 = 20 \text{ cm}.$$

Por lo tanto, se colocará el hierro $\varnothing 3/8''$ a cada 20 cm, en ambos sentidos.

- Verificación por corte

Los esfuerzos por corte deberán ser resistidos únicamente por el concreto que conforma la losa, por lo que solamente se comprueba si el espesor de la losa es el adecuado para soportar los esfuerzos.

Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\text{act}} = \frac{CT_u * L}{2} = \frac{675 \text{ kg/m}^2 * 4,50 \text{ m}}{2} = 1 519 \text{ kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente:

$$V_r = 45\sqrt{f'_c} * t = 45\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 10 \text{ cm} = 6\,521 \text{ kg}$$

Como el corte resistente es mayor que el corte actuante, la losa no necesita refuerzo para contrarrestar el corte ya que el concreto lo hace por sí sólo. Los detalles de la losa se encuentran en plano 08/10, ver apéndice 2.

- Diseño de viga perimetral

Se utilizó el método de diseño por resistencia con base en las especificaciones del ACI 318S-08; se diseñó una viga simplemente apoyada.

Para realizar los cálculos se consideraron las propiedades de los materiales, la sección óptima, una carga total última distribuida de 876,60 kg/ml, los momentos últimos, cuantía de acero mínimo, chequeo por corte y espaciamiento de estribos, dando como resultado una viga de 0,20 x 0,30 m de concreto de 210 kg/cm² reforzado con 4 varillas corridas de diámetro de 5/8" (2 en la cama superior y 2 en la cama inferior) y estribos de diámetro de 3/8" espaciados a cada 15 cm. El hierro a utilizar es de $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40). Los detalles se encuentran en plano 08/10, ver apéndice 2.

- Diseño de muro perimetral

El muro se construirá de mampostería de piedra, ya que es el material que puede recolectar la comunidad. El tanque se diseñó en su condición crítica, es decir, cuando el tanque se encuentra vacío, sometido al empuje del suelo y soportando las cargas de la losa y de las vigas.

- Datos

Peso específico del suelo (γ_s) = 1 500 kg/m³

Peso específico del agua (γ_a) = 1 500 kg/m³

Peso específico de la mampostería de piedra = (γ_m) = 2 500 kg/m³

Angulo de fricción (ϕ) = 28°

Valor soporte del suelo (V_s) = 20 000 kg/m²

Carga total última distribuida CT_u = 876,60 kg/ml

Altura del muro h = 2,50 m

Ancho del muro a = 2,20 m

Longitud unitaria del muro L = 1 m

- Carga total última puntual

Se considera para el diseño del muro una longitud unitaria de 1 metro. Por lo tanto, la carga total última puntual es:

$$P_u = CT_u * b = 876,60 \text{ kg/ml} * 1 \text{ m} = 876,60 \text{ kg}$$

- Empuje activo

El empuje activo es la fuerza que ejerce el suelo contra el muro; está dado por:

$$E_a = (\gamma_s * h^2 * b * k_a) / 2$$

Donde k_a es el coeficiente de empuje activo.

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0,36$$

Entonces, el empuje activo es:

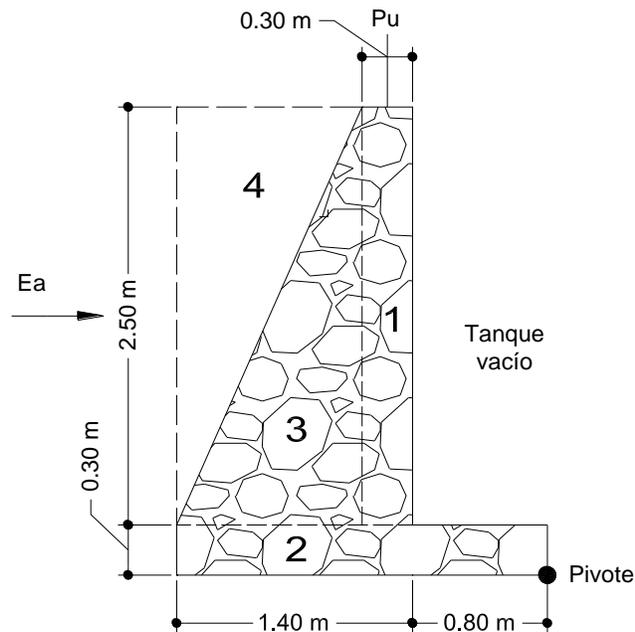
$$E_a = (1\,500 \text{ kg/m}^3 * (2,80 \text{ m})^2 * 1 \text{ m} * 0,36) / 2 = 2\,123 \text{ kg}$$

- Empuje pasivo

Para este proyecto, se considera que el empuje pasivo lo ejerce el agua, no obstante, no se tomará en consideración debido a que se diseñó el tanque en su condición más crítica que ocurre cuando está vacío. Sin embargo, se calculará para tener una idea de su magnitud. El empuje pasivo está dado por:

$$E_p = (\gamma_a * h^2 * b) / 2 = (1\,000 \text{ kg/m}^3 * (2,50 \text{ m})^2 * 1 \text{ m}) / 2 = 3\,125 \text{ kg}$$

Figura 22. Sección típica de muro por gravedad



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

- Momentos resistentes al volteo

En la figura 22, se puede observar las diferentes cargas que actúan sobre el muro de mampostería. Los momentos resistentes al volteo, respecto del pivote, son los inducidos por la carga total última puntual y el peso propio del muro. En la XXIII se resume el cálculo de estos momentos resistentes.

Tabla XXIII. **Momentos resistentes al volteo**

Descripción	Figura	Área (m ²)	Peso (Ton)	Brazo (m)	M (Ton·m)
Peso propio	1	0,75	1,88	0,95	1,78
Peso propio	2	0,66	1,65	1,10	1,82
Peso propio	3	1,38	3,44	1,47	5,04
Peso terreno	4	1,38	2,06	1,83	3,78
Carga puntual Pu			0,88	0,95	0,83
		Sumatoria =	9,90		13,25

Fuente: elaboración propia.

De la tabla XXIII se puede observar que el momento resistente total es de 13,25 Ton-m.

- Momentos de volteo

Para este proyecto, la única fuerza que se consideró causante de volteo es el empuje activo (la fuerza hidrostática no se tomó en cuenta, porque se diseñó el muro cuando el tanque esté vacío). El momento de volteo está dado por:

$$M_v = F_v * \bar{y}$$

Donde:

F_v = Fuerzas de volteo (contrarias a las fuerzas resistentes).

\bar{y} = Distancia vertical desde el pivote hasta el centroide de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

$$M_v = E_a * h / 3 = 2\,123 \text{ kg} * 2,80 \text{ m} / 3 = 1\,981 \text{ kg}\cdot\text{m} = 1,98 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

- Diseño contra volteo

El factor de seguridad contra volteo (FS_v) está dado por:

$$FS_v = \Sigma \text{ Momentos resistentes} / \Sigma \text{ Momentos de volteo}$$

Se considera aceptable que $FS_v > 2$. Entonces:

$$FS_v = 13,25 \text{ Ton}\cdot\text{m} / 1,98 \text{ Ton}\cdot\text{m} = 6,7 > 2$$

- Diseño contra deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento (FS_d) está dado por:

$$FS_d = \Sigma \text{ Fuerzas resistentes} / \Sigma \text{ Fuerzas de volteo}$$

Se considera aceptable que $FS_d > 1,5$.

Las fuerzas resistentes al deslizamiento son la fuerza de fricción (F_r) y el empuje pasivo. La fuerza de fricción está dada por:

$$F_r = N * \mu = \Sigma F_y * \tan \phi$$

Donde:

N = Fuerza normal al deslizamiento igual a la sumatoria de pesos (ΣF_y).

μ = Coeficiente de fricción = $\tan \phi$.

$$F_r = 9,90 \text{ Ton} * \tan 28^\circ = 5,26 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$FS_d = 5,26 \text{ Ton} / 2,12 \text{ Ton} = 2,5 > 1,5$$

- Capacidad soporte

Determina si el peso de la estructura podrá ser soportada por el suelo. Dado que el mayor peso por unidad de área se concentra en la base del muro de mampostería, entonces se determinarán las presiones máxima y mínima que induce el muro hacia el suelo. Primero se calcula la excentricidad (e) dada por:

$$e = |x - a / 2|$$

Donde:

a = Ancho de la base del muro.

$x = (\Sigma \text{ Momentos resistentes} - \Sigma \text{ Momentos de volteo}) / \Sigma \text{ Fuerzas verticales}$

$x = (13,25 \text{ Ton}\cdot\text{m} - 1,98 \text{ Ton}\cdot\text{m}) / 9,90 \text{ Ton} = 1,14 \text{ m}$

Entonces la excentricidad (e) tiene una magnitud de:

$$e = | 1,14 - 2,2 / 2 | = 0,04 \text{ m}$$

La presión está dada por:

$$\sigma = \left(\frac{\Sigma F_y}{a * L} \right) * \left(1 \pm \frac{6 * e}{a} \right) = \left(\frac{9,90 \text{ Ton}}{2,20 \text{ m} * 1 \text{ m}} \right) * \left(1 \pm \frac{6 * 0,04}{2,20 \text{ m}} \right)$$

El valor máximo corresponde a la presión máxima:

$$\sigma = 4,97 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2$$

Y el valor mínimo corresponde a la presión mínima:

$$\sigma = 4,03 \text{ Ton/m}^2 > 0$$

La presión máxima actuante es menor que la capacidad de soporte del suelo (V_s) y la presión mínima indica que no existen presiones negativas.

Todas las verificaciones para el diseño del muro por gravedad dan resultados satisfactorios, por lo tanto, las dimensiones son las correctas. Los detalles se encuentran en plano 08/10, ver apéndice 2.

2.2.6.5. Red de distribución

Es el sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento hasta el consumidor; la función principal es brindar un servicio continuo, en cantidad suficiente y de calidad aceptable.

- **Diseño hidráulico**

Para el diseño hidráulico de la red de distribución, se consideraron los siguientes criterios:

- Se debe de garantizar el buen funcionamiento del acueducto, por lo cual, se diseñó con el caudal de horario máximo (QHM).
- Se utilizarán redes abiertas, dado que las viviendas se encuentran dispersas.
- El diámetro mínimo a utilizar será de 19 mm (3/4").
- La presión deberá mantenerse en el rango de 10 a 40 mca; aunque en algunos casos, se puede permitir una mínima de 6 mca, debido a que la topografía es irregular.
- Las velocidades en la red, se mantendrán en un máximo de 3 m/s y 0,5 m/s como mínimo.
- Se utilizarán accesorios y obras de arte, para garantizar el correcto funcionamiento del sistema.

- La tubería será colocada a una profundidad no menor a 0,80 m; si la tubería se instala bajo calles de tránsito pesado, la profundidad mínima será de 1,20 m.
- Se colocarán válvulas de aire en puntos altos; de limpieza en puntos bajos; de retención para que el flujo no regrese; y de compuerta, para aislar tramos debido a futuras ampliaciones o reparaciones, ver plano 04/10 en el apéndice 2.

A continuación, se muestran los cálculos de la línea de distribución para el tramo de la estación E-10 a la radiación R-10,2.

Cota de terreno de E-10 = 41,80 m

Cota de terreno de R-10,2 = 31,26 m

Longitud L = 275,05 m = 46 tubos de 20'

Viviendas actuales = 8 (48 habitantes)

Viviendas futuras = 14 (81 habitantes)

- Caudal de diseño

Se determinará como caudal de diseño, según INFOM, el mayor caudal entre el caudal instantáneo y el de vivienda.

Criterio 1: el caudal instantáneo es:

$$Q_i = k\sqrt{n - 1} = 0,15 * \sqrt{14 - 1} = 0,54 \text{ L/s}$$

Donde:

k= factor para conexiones prediales = 0,15

n = número de conexiones prediales = 14

Criterio 2: el caudal para una vivienda es (según inciso 2.2.5.4):

$$Q_v = 0,022 \text{ L/s}$$

Para este tramo, el caudal para 14 viviendas es:

$$Q_v = 0,022 \text{ L/s} * 14 = 0,31 \text{ L/s}$$

Por lo tanto, se elige como caudal de diseño $Q_i = 0,54 \text{ L/s}$

- Pre-dimensionamiento de diámetro

Se calculó por medio de la fórmula:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Según INFOM, las velocidades deben estar dentro del rango de $0,40\text{m/s} < V < 3,00 \text{ m/s}$. Valuando este rango en la ecuación anterior, el diámetro está en el rango $1 \frac{1}{2}'' < D < 1 \frac{1}{2}''$

Se elige $D = 1''$. El diámetro interno es $D_i = 30,36 \text{ mm} = 1,195''$.

La velocidad para este diámetro es:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,54 \text{ L/s} * 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ L}}{\frac{\pi}{4} (30,36 \text{ mm} * 1 \text{ m} / 1000 \text{ mm})^2} = 0,75 \text{ m/s}$$

- Tipo de flujo

El tipo de flujo es turbulento ($NR = 28\,462$) y se calculó de acuerdo al inciso 2.2.6.3. Por lo tanto, también se utilizaron las fórmulas de Darcy & Weisbach.

- Pérdidas por fricción

$$h_f = f \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

La rugosidad relativa es:

$$E_r = 0,0015 \text{ mm} / 30,36 \text{ mm} = 4,941 \text{ E-5.}$$

Utilizando el diagrama de Moody, que relaciona el factor de fricción f , a partir del número de Reynolds y la rugosidad relativa, se tiene:

$$f = 0.0235$$

Entonces, la pérdida por fricción es:

$$h_f = 0,0235 * \left(\frac{275,05 \text{ m}}{30,36 \text{ mm} * 1 \text{ m} / 1000 \text{ mm}} \right) \left(\frac{(0,75 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} \right) = 6,10 \text{ m}$$

- Pérdidas menores

Para este tramo no hay accesorios, por consiguiente, no hay pérdidas menores.

- Pérdidas totales

$$h = h_f + h_m = 6,10 + 0 = 6,10 \text{ m}$$

- Presión estática

Según INFOM, para la línea de distribución, la presión estática no debe ser mayor de 80 mca.

Punto inicial E-10 = 22,31 mca

Punto final R-10,2 = 32,85 mca

- Presión dinámica

Según INFOM, para la línea de distribución, la presión dinámica debe estar entre 10 y 40 mca.

Punto inicial E-10 = 13,60 mca

Punto final R-10,2 = 18,04 mca

- Carga piezométrica

Punto inicial E-10 = 55,40 mca

Punto final R-10,2 = 49,30 mca

Los demás puntos de la línea de distribución fueron calculados como en el ejemplo anterior. Ver síntesis de diseño hidráulico de línea de distribución en tablas XXIV y XXV.

Tabla XXIV. **Criterios de diseño para línea de distribución**

Caudal medio diario =	0,57	L/s
Factor hora máximo =	2,5	L/s
Caudal horario máximo =	1,43	L/s
Caudal de uso simultaneo =	1,21	L/s
Factor de uso simultaneo k =	0,15	
Caudal de vivienda =	0,022	L/s
Tubería a utilizar PVC de 160, 250 y 315 psi norma ASTM D-2241		
Factor de fricción f para tubería PVC =	0,0235	
Factor de fricción f para tubería HG =	0,0295	
Coeficiente k para codo a 45 grados =	0,75	
Coeficiente k salida de tubería =	0,5	
Coeficiente k entrada de tubería =	1	
Coeficiente k para válvula de compuerta =	0,2	
Velocidad de diseño	0,40m/s<v<3,00m/s	
Presión estática máxima 80 mca		
Presión dinámica entre 10 y 40 mca (presión de servicio)		
Número de Reynolds	62 673,75	
Rugosidad absoluta para tubería PVC	0,0015	mm
Rugosidad relativa para tubería PVC	2,69E-05	
Volumen tanque=60% de QMD	30	m ³

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Resumen de cálculo hidráulico de línea de distribución**

Tramo		Descripción de tramo	V (m/s)	Piezometrica		Presión dinámica		Presión estática	
De	A			Inicio (mca)	Final (mca)	Inicio (mca)	Final (mca)	Inicio (mca)	Final (mca)
E-5	R-8	46 tubos pvc Ø 2" 160 psi	0,90	64,11	59,23	0,00	18,37	0,00	23,25
R-8	E-8	5 tubos pvc Ø 3/4" 250 psi	0,48	59,23	58,91	18,37	21,67	23,25	26,87
R-8	R-18.2	32 tubos pvc Ø 2" 160 psi	0,81	59,23	56,44	18,37	24,08	23,25	31,75
R-18.2	R-17	30 tubos pvc Ø 1" 160 psi	0,62	56,44	53,73	24,08	24,29	31,75	34,67
R-18.2	R-13.1	13 tubos pvc Ø 2" 160 psi	0,63	56,44	55,73	24,08	14,36	31,75	22,74
R-13.1	R-14	8 tubos pvc Ø 1" 160 psi	0,62	55,73	55,03	14,36	17,58	22,74	26,66
R-13.1	E-10	4 tubos pvc Ø 1 1/2" 160 psi	0,69	55,73	55,40	14,36	13,60	22,74	22,31
E-10	R-11.4	30 tubos pvc Ø 1" 160 psi	0,75	55,40	51,42	13,60	18,27	22,31	30,96
E-10	R-10.2	46 tubos pvc Ø 1" 160 psi	0,75	55,40	49,30	13,60	18,04	22,31	32,85

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.6. Válvulas

- Válvula de limpieza

Servirá para eliminar los sedimentos que contenga la tubería, de allí que se coloque en los tramos más bajos; será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC.

- Válvula de aire

Será tipo ventosa; servirá para eliminar el aire que se filtre en la tubería, de allí que se coloque en los tramos más altos; será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC.

- Válvula de retención

Servirá para evitar que el flujo regrese, particularmente cuando deba de subir pendientes muy pronunciadas; será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC.

- Válvula de compuerta

Su función consiste en permitir, regular y evitar el paso de flujo por la tubería y se colocarán para aislar tramos que requieran reparaciones o futuras ampliaciones; será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC.

2.2.6.7. Conexiones prediales

Una conexión predial, es la parte de un sistema de agua potable que va desde el entroncamiento con la red de distribución hasta la instalación del grifo, dentro del predio de la vivienda, pero no dentro de esta.

La tubería enterrada será PVC, mientras que la tubería visible será HG. Ver detalles en plano 10/10 en el apéndice 2.

2.2.6.8. Obras accesorias

- Cajas de válvulas

Las cajas se utilizarán para proteger las válvulas de compuerta, de limpieza, de aire, de retención; las cuales se encuentran en la red de distribución y a lo largo de la línea de conducción.

Serán de mampostería de piedra y estarán enterradas y protegidas por brocal y tapaderas de concreto reforzado. Ver detalles típicos en plano 09/10 en el apéndice 2.

- Pasos de zanjón

Se utilizan para salvar una depresión en el terreno. Para este proyecto, se contempló un paso de zanjón de una longitud de 12,00 m. Ver detalles típicos en plano 10/10 en el apéndice 2.

- Caja rompe presión

Es la estructura destinada para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción; evita así, la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera la presión de trabajo máxima de los mismos.

Para este proyecto, se contempló una caja rompe presión de 1 m³ con sus respectivas válvulas de compuerta, rebalse y limpieza.

2.2.7. Evaluación de impacto ambiental

Se debe presentar la evaluación ambiental inicial que se espera cuando el proyecto esté en construcción y en operación, la cual, debe cumplir los requerimientos del MARN.

2.2.8. Presupuesto

Para presupuestar el proyecto se consideraron los precios con IVA de materiales, de maquinaria, de herramienta, equipo y transportes; se tomó en cuenta el valor actual del salario mínimo para trabajos no agrícolas, precios de mano de obra calificada y no calificada. Así también, factores de prestaciones de ley y de los rubros de administración e imprevistos.

2.2.8.1. Resumen de presupuesto

A continuación, en la tabla XXVI se muestra el resumen de presupuesto.

Tabla XXVI. Resumen de presupuesto

Proyecto: Diseño de sistema de agua potable para la aldea Calajá, Livingston, Izabal					
Resumen de presupuesto					
	Descripción	Cantidad	Unidad	PU	Total
1	Preliminares	2,28	km	Q 8 452,19	Q 19 271,00
2	Captación	1	u	Q 15 256,50	Q 15 256,50
3	Sistema de tratamiento	1	u	Q 66 317,50	Q 66 317,50
4	Línea de conducción	168	tubo	Q 507,93	Q 85 331,75
5	Tanque de distribución	1	u	Q 100 607,00	Q 100 607,00
6	Línea de distribución	214	tubo	Q 516,57	Q 110 546,66
7	Conexiones prediales	40	u	Q 1 521,48	Q 60 859,00
Precio total de este proyecto					Q 458 189,41
En letras: Cuatrocientos cincuenta y ocho mil ciento ochenta y nueve quetzales con 41/100.					

Fuente: elaboración propia, con base en precios locales.

2.2.8.2. Propuesta de tarifa

Para que un sistema de agua potable brinde un servicio óptimo durante su período de diseño, además de invertir en insumos y personal para su apropiada operación, es necesario realizarle mantenimiento periódico a los diferentes componentes del sistema y contemplar el reemplazo por falla de tuberías, válvulas, sistema de desinfección, entre otros. Además, se necesita de personal que administre dicho servicio.

Tales costos se pretenden autofinanciar con la tarifa propuesta a cobrar por utilizar el servicio de agua potable.

Para el presente proyecto se consideraron gastos de administración, operación, mantenimiento y remplazo por falla de componentes especiales, tal como se detalla en la tabla XXVII.

Tabla XXVII. **Calculo de tarifa ordinaria**

No.	Descripción	Cant	Unidad	Costo mensual	Costo anual	Costo mensual por usuario
1	Administración					
1.1	Tesorero	2	Día	Q 140,00	Q 1 680,00	Q 3,50
1.2	Libros, hojas, sello, recibos	1	Global	Q 100,00	Q 1 200,00	Q 2,50
	Total gastos de administración			Q 240,00	Q 2 880,00	Q 6,00
2	Operación					
2.1	Fontaneros	10	Día	Q 700,00	Q 8 400,00	Q 17,50
2.2	Hipoclorito de calcio al 65% (pastillas de 300 g)	15	Pastilla	Q 150,00	Q 1 800,00	Q 3,75
	Total gastos de operación			Q 850,00	Q 10 200,00	Q 21,25
3	Mantenimiento					
3.1	2% del costo de materiales			Q 338,00	Q 4 056,00	Q 8,45
	Total gastos de mantenimiento			Q 338,00	Q 4 056,00	Q 8,45
4	Reposición de dosificador					
4.1	20% del costo del dosificador			Q 33,00	Q 396,00	Q 0,83
	Total gastos de reposición			Q 33,00	Q 396,00	Q 0,83
	Costo total			Q 1 461,00	Q 17 532,00	Q 36,53
	Viviendas actuales	40				
	Tarifa mensual estimada = Costo total / viviendas actuales =				Q 37,00	

Fuente: elaboración propia, con base en precios locales.

Además, se propone lo siguiente:

- Cada vivienda contará con una conexión domiciliar. Se asume que un usuario (vivienda) puede tener más de una conexión predial siempre y cuando pague por el consumo de las conexiones que adquiera.
- La cuota por derecho a conexiones prediales futuras será consensuada y la fijará la administración; cuota que podría incluir o no, materiales y mano de obra.
- Establecer el consumo ordinario de 0 a 20 000 L (20 m³) por cada conexión predial, lo que comúnmente se le denomina canon de agua.
- Establecer el consumo extraordinario de 21 000 L (21 m³) en adelante por cada conexión predial, lo que comúnmente se le denomina exceso de consumo.
- Fijar la tarifa ordinaria con un cobro de Q. 37,00 por consumo ordinario
- Fijar la tarifa por excesos con un cobro de Q. 3,00 por cada 1 000 L (1 m³) de consumo extraordinario.
- Determinar el tiempo máximo en el cual, un usuario goce del servicio de agua potable al estar rezagado con su respectivo pago.

2.2.10. Evaluación socioeconómica

Al igual que el proyecto anterior, no se contempla otro tipo de utilidad más que el autofinanciamiento de la operación, mantenimiento y administración por medio del cobro por el servicio de agua potable; sin embargo, nunca se recuperará la inversión inicial.

2.2.11. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para el presente proyecto, se realizaron de acuerdo a lo establecido por la guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales del INFOM -UNEPAR, de la República de Guatemala.

2.2.12. Planos

Los planos del presente proyecto, se muestran en el apéndice 2.

3. FASE DE DOCENCIA

3.1. Manual de operación y mantenimiento del sistema de agua potable para la aldea Calajá

Este documento está dirigido a los administradores y a los encargados de la operación y mantenimiento del sistema de agua. Presenta las pautas para mantener correctamente un servicio de agua potable, lo cual permitirá asegurar que la comunidad consuma agua de buena calidad, proporcionar agua en forma constante, prolongar la vida de los componentes del sistema y disminuir los gastos en reparaciones.

Se incluye información de la operación y mantenimiento de los componentes del sistema. En el caso de la operación, se desarrollarán las acciones adecuadas y oportunas que se efectuarán, para que funcionen en forma continua y eficiente según las especificaciones de diseño.

Asimismo, con la finalidad de prevenir o corregir daños, se desarrollarán dos tipos de mantenimiento, preventivo y correctivo. En el primer caso, para evitar problemas de funcionamiento y, en el segundo, para reparar daños causados por acciones imprevistas o deterioros normales de uso.

Finalmente, se incorpora información sobre la limpieza y desinfección de los componentes del sistema, la frecuencia y el responsable para ejecutarlos.

- Operación

La operación es el conjunto de acciones adecuadas y oportunas que se efectúan para que todas las partes del sistema funcionen en forma continua y eficiente, según las especificaciones de diseño.

- Mantenimiento

El mantenimiento se realiza con la finalidad de prevenir o corregir daños que se produzcan en las instalaciones.

- Mantenimiento preventivo

Es el que se efectúa con la finalidad de evitar problemas en el funcionamiento del sistema.

- Mantenimiento correctivo

Es el que se efectúa para reparar daños causados por acciones imprevistas o deterioros normales de uso.

Para que el servicio de agua potable sea de calidad, se debe de poner atención en la correcta operación y mantenimiento del sistema.

Además permitirá garantizar la vida útil del sistema y disminuir los gastos de reparaciones.

- Responsable de la operación y mantenimiento

Se propone que el responsable de la operación y mantenimiento sea el comité administrador del servicio de agua potable de la aldea Calajá, el cual estará conformado por pobladores de la aldea. Debe contar con el siguiente personal:

- Tesorero
- Operador (fontanero)
- Fontanero suplente

El operador será la persona calificada o responsable de la adecuada operación y mantenimiento de las instalaciones del sistema de agua potable. A continuación, algunas de las responsabilidades:

- Operar y mantener adecuadamente el servicio
- Inspeccionar periódicamente cada componente del sistema
- Responder ante el Ministerio de Salud, la municipalidad, el comité y la población sobre el estado general del sistema.
- Llevar el registro y control de la operación y mantenimiento, haciendo un reporte mensual.
- Informar al comité sobre las necesidades de adquisición de materiales, herramientas, repuestos e insumos para el buen funcionamiento del sistema.

El operador deberá vivir en la comunidad a la que representa, ser usuario, saber leer y escribir, ser mayor de 18 años y haber participado en los talleres de capacitación para operadores y en las actividades de interés comunal.

Es importante que durante la ejecución de obra se capaciten a los miembros del comité administrador y a los usuarios de la comunidad, para que posteriormente puedan ejercer el cargo de operadores o administradores.

3.1.1. Operación y mantenimiento de la captación

Las captaciones son obras que recolectan el agua proveniente de una o varias fuentes subterráneas o superficiales. Su función es asegurar, bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año, la captación del caudal provisto. Dado que la fuente es superficial, la obra de captación propuesta es la utilización de una presa con caja receptora, rejilla atrapa sólidos y dispositivos para control, rebalse y limpieza.

- Operación
 - Revisar que la válvula de pila esté cerrada
 - Revisar que la rejilla atrapa sólidos esté colocada
 - Revisar que filtro esté colocado
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

- Mantenimiento (limpieza y desinfección)
 - Se inicia con la limpieza de piedras, basura, animales muertos y vegetación en el área circundante, especialmente aguas arriba, para evitar focos de contaminación.

- Limpiar paredes externas de la captación
- Revisar rebalse y limpiarlo
- Cerrar válvula de compuerta de tubería de salida
- Abrir la válvula de pila de la tubería de limpieza
- Limpiar rejilla atrapa sólidos
- Retirar sedimentos y restos orgánicos en pisos
- Limpiar filtro
- Procedimiento para desinfección
 - La limpieza interna solamente elimina la suciedad, por lo que se tiene que desinfectar para matar todos los microbios. Esta actividad se realiza luego de la construcción o reparación de las instalaciones. Se necesitan los siguientes materiales: hipoclorito de calcio al 30 - 35%, un balde de 10 L, una cuchara sopera, un trapo, guantes impermeables para el operador y una escobilla.
 - Inicialmente se deberá echar 6 cucharas grandes con hipoclorito de calcio al 30 - 35% en un balde con 10 L de agua y luego disolver bien.

- Con la solución y un trapo, frotar accesorios, paredes internas y piso hasta que aparezca el color natural de las superficies.

- Cerrar la válvula de pila de la tubería de limpieza

- Esperar a que llene la caja de captación. (La válvula de compuerta de salida deberá estar cerrada).

- Abrir la válvula de pila de la tubería de limpieza, durante 30 min.

- Cerrar la válvula de pila de la tubería de limpieza

- Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

Las diferentes actividades para operación y mantenimiento se muestran en la tabla XXIX.

Tabla XXIX. **Operación y mantenimiento de captación**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Revisar funcionamiento de filtro (pichacha)	Semanal	1	Fontanero
Manipular la válvula de compuerta para permitir, regular y cerrar el paso del caudal	Quincenal	1	Fontanero
Revisar funcionamiento de rejilla atrapa sólidos	Semanal	1	Fontanero
Revisar que válvula de pila esté correctamente colocada	Semanal	1	Fontanero
Mantenimiento			
Verificar funcionamiento de rebalse	Mensual	1	Fontanero
Limpiar filtro (pichacha).	Quincenal	1	Fontanero
Limpiar sólidos orgánicos e inorgánicos de caja de captación	Quincenal	3	Fontanero
Limpiar sedimentos en caja receptora	Quincenal	2	Fontanero
Desinfectar totalmente la obra de captación.	Trimestral	4	Fontanero
Pintar rejilla atrapa sólidos	Anual	2	Fontanero
Revisar grietas en piso y paredes	Anual	1	Albañil
Impermeabilizar piso y paredes internas	Anual	8	Albañil
Limpiar y chapear en el área circundante	Bimensual	3	Fontanero
Eliminar posibles focos de contaminación y obstrucción de la fuente, aguas arriba	Quincenal	4	Fontanero
Revisar si hay vulnerabilidad a inundaciones, deslaves, deforestación	Trimestral	2	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.2. Operación y mantenimiento de sedimentador y filtros

La caja de sedimentación y filtros son obras que permiten la remoción de partículas suspendidas, las cuales son causantes de la turbiedad y color del agua cruda.

- Operación
 - Revisar que la válvula de limpieza esté cerrada
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

- Mantenimiento (limpieza y desinfección)

Para la caja de sedimentación:

- Se inicia con la limpieza de piedras, basura, animales muertos y vegetación en el área circundante, para evitar focos de contaminación.

- Limpiar paredes externas de la caja

- Revisar rebalse y limpiarlo

- Cerrar válvula de compuerta de tubería de entrada

- Abrir válvula de compuerta de la tubería de limpieza

- Retirar sedimentos en piso

- Procedimiento de desinfección: seguir las mismas instrucciones descritas para la captación
- Cerrar la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada
- Esperar a que se llene a un nivel de 5 cm por arriba del piso
- Abrir la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Limpiar remanentes de cloro
- Cerrar la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada

Para caja de filtros:

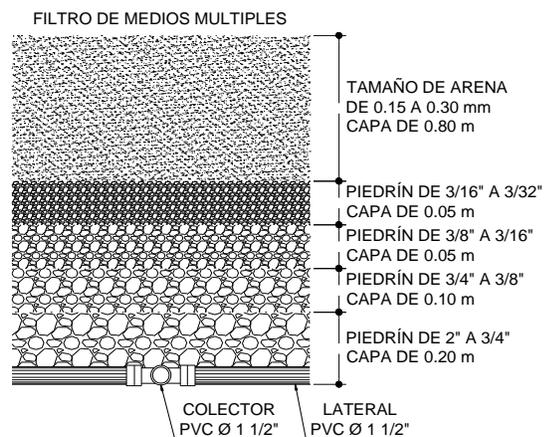
Previo a realizar la limpieza de la caja de filtros, se debe disponer de un área de por lo menos 15 m² para colocar la arena y piedrín que saldrá de la caja de filtros; debe estar limpia, plana y con una superficie lisa (se aconseja piso de concreto); también, debe contar con pendiente para escurrir cuando se lave.

- Limpiar paredes externas de la caja
- Revisar vertederos y limpiarlos
- Cerrar válvula de compuerta de tubería de entrada

- Cerrar válvula de compuerta de tubería de salida
- Abrir válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Retirar capa superior de filtro, normalmente contiene una mezcla de lodo, arena y restos orgánicos. Esta comúnmente se desecha.
- Retirar arena y pedrín de la caja de filtración. Se espera que la arena esté mezclada con el pedrín, se tendrá que lavar este en el área prevista y tamizarlo conforme va saliendo y de acuerdo a los tamaños siguientes:
 - Pedrín de 2" a 3/4"
 - Pedrín de 3/4" a 3/8"
 - Pedrín de 3/8" a 3/16"
 - Pedrín de 3/16" a 3/32"
- Limpiar tubería colectora. Deberá quedar limpia en el interior y exterior, así como en las perforaciones.
- Revisar conexiones en la tubería
- Verificar que la tubería colectora no tenga rajaduras y que tenga la pendiente necesaria para drenar el agua.
- Reemplazar tubería y accesorios dañados.
- Retirar sedimentos en caja de filtración

- Procedimiento de desinfección: seguir las mismas instrucciones descritas para la captación
- Limpiar remanentes de cloro
- Lavar y cerciorarse que la tubería esté colocada correctamente
- Cerrar la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Colocar filtro. El piedrín debe estar limpio y se colocará como se indica en la figura 23. La arena debe tener un tamaño de 0,15 a 0,30 mm con un coeficiente de uniformidad de 2,0 a 3,0.
- Abrir la válvula de compuerta de la tubería de entrada
- Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

Figura 23. Colocación de capas de filtro



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD Civil, 2009.

Las actividades de operación y mantenimiento se indican en la tabla XXX.

Tabla XXX. **Operación y mantenimiento de sedimentador y filtros**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Manipular las válvulas de compuerta para permitir, regular y cerrar el paso del caudal	Quincenal	1	Fontanero
Verificar la capacidad de filtración.	Semanal	1	Fontanero
Verificar la capacidad de sedimentación	Quincenal	1	Fontanero
Revisar sistema de retro lavado	Semestral	1	Fontanero
Mantenimiento			
Verificar funcionamiento de rebalse	Mensual	1	Fontanero
Limpiar la capa superior de filtro	Mensual	4	Fontanero y comunidad.
Renovar filtro completo	Semestral	16	Fontanero y comunidad.
Limpiar tubería colectora	Semestral	4	Fontanero
Revisar tuberías de entrada, salida y retro lavado	Mensual	4	Fontanero
Limpiar cajas de sedimentación	Quincenal	1	Fontanero
Revisar grietas en piso y paredes	Semestral	1	Albañil
Impermeabilizar piso y paredes internas	Anual	16	Albañil
Limpiar paredes externas	Trimestral	2	Fontanero
Limpiar y chapear en el área circundante	Trimestral	3	Fontanero
Eliminar posibles focos de contaminación	Mensual	2	Fontanero
Revisar vulnerabilidad a derrumbes, deslaves	Trimestral	2	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.3. Operación y mantenimiento de línea de conducción

La línea de conducción es la tubería que transporta el agua desde la captación hasta el tanque de distribución.

- Operación
 - Abrir válvula de compuerta al final de la caja de filtros
 - Revisar que las válvulas de aire estén funcionando
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada al tanque de distribución
 - Observar si el caudal que llega al tanque es el mismo que sale de los filtros, en caso contrario, buscar fugas.

- Mantenimiento (limpieza)
 - Se inicia con el chapeo por donde pasa la tubería con la finalidad de hallar fácilmente una fuga.
 - Verificar fugas, filtraciones, indicios de ruptura en tubería y accesorios descubiertos.
 - Enterrar la tubería que atraviese caminos municipales y veredas, pues un vehículo, caballo o persona pueden quebrarla. La profundidad mínima es de 1,20 m. En veredas y zonas de cultivo puede tener una profundidad mínima de 0,80 m.

- Revisar la vibración en las tuberías descubiertas, pues indican una futura falla localizada en las juntas de los accesorios y la tubería. Se aconseja anclarla con abrazaderas metálicas o de concreto.

En caso de una fuga, realizar lo siguiente:

- Cerrar válvula de entrada de agua a la tubería
- Reemplazar la tubería o accesorio
- Rellenar la zanja correctamente
- Abrir válvula de entrada de agua a la tubería

Las actividades de operación y mantenimiento se indican en la tabla XXXI.

Tabla XXXI. **Operación y mantenimiento de línea de conducción**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Verificar funcionamiento de válvulas de aire	Semanal	3	Fontanero
Manipular la válvula de compuerta para permitir, regular y cerrar el paso del caudal	Semanal	3	Fontanero
Accionar válvulas de limpieza.	Mensual	3	Fontanero
Mantenimiento			
Realizar aforos al inicio y al final de la conducción para determinar pérdidas de caudal.	Semestral	4	Fontanero
Revisar tuberías a flor de tierra y enterrarlas	Semanal	3	Fontanero
Verificar si existen indicios de rotura, fugas, filtraciones o conexiones ilícitas	Semanal	3	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.4. Operación y mantenimiento de tanque de distribución

El tanque de distribución tiene como objetivo almacenar agua durante tiempos de poco caudal; además, es el punto ideal para clorar el agua

- Operación
 - Revisar que la válvula de limpieza esté cerrada
 - Revisar que dosificador esté funcionando correctamente
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

- Mantenimiento (limpieza y desinfección)
 - Se inicia con la limpieza de piedras, basura, animales muertos y vegetación en el área circundante, para evitar focos de contaminación.

 - Limpiar paredes externas de la caja

 - Limpiar la losa del tanque

 - Limpiar las tapaderas y revisar que tengan candados

 - Revisar tubería de rebalse y limpiarla

 - Revisar tubería de ventilación y limpiarla

 - Cerrar válvula de compuerta de tubería de entrada

- Cerrar válvula de compuerta de tubería de salida
- Abrir válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Limpiar filtro
- Retirar sedimentos en piso
- Procedimiento de desinfección: seguir las mismas instrucciones descritas para la captación
- Cerrar la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada
- Esperar a que se llene a un nivel de 5 cm por arriba del piso
- Abrir la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Limpiar remanentes de cloro
- Cerrar la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada

Las actividades de operación y mantenimiento se indican en la tabla XXXII.

Para mejorar la impermeabilidad de las paredes y pisos, las reparaciones se deben realizar antes de desinfectar el tanque. Es de crucial importancia que las paredes sean impermeables, pues la presencia de agua en la estructura puede originar erosión, y con el paso del tiempo ocasionan grietas significativas que debilitan la estructura.

Tabla XXXII. **Operación y mantenimiento de tanque de distribución**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Manipular las válvulas de compuerta para permitir, regular y cerrar el paso del caudal	Diario	1	Fontanero
Verificar funcionamiento de dosificador	Diario	1	Fontanero
Verificar funcionamiento de filtro (pichacha)	Semanal	1	Fontanero
Verificar funcionamiento de rebalse y desagüe.	Mensual	1	Fontanero
Verificar posibles vibraciones, obstrucciones y fugas en tuberías y accesorios	Mensual	1	Fontanero
Mantenimiento			
Revisar tuberías	Semanal	1	Fontanero
Limpiar tubo de ventilación	Semestral	1	Fontanero
Limpiar sedimentos, sin entrar al tanque	Mensual	0,25	Fontanero
Limpiar sedimentos, entrando al tanque	Trimestral	3	Fontanero
Desinfectar tanque completamente.	Semestral	5	Fontanero
Revisar grietas en estructura	Semestral	1	Albañil
Impermeabilizar piso, techo y paredes internas	Anual	16	Albañil
Limpiar paredes y chapear en el área circundante	Trimestral	2	Fontanero
Eliminar posibles focos de contaminación.	Mensual	2	Fontanero
Revisar vulnerabilidad a derrumbes, deslaves	Trimestral	2	Fontanero
Revisar tapaderas de registro	Semestral	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.5. Operación y mantenimiento de sistema de desinfección

La desinfección se realizará por medio de cloración, se utilizarán tabletas de hipoclorito de calcio con no menos del 65% de ingredientes activos.

- Operación
 - Cerrar válvula de compuerta de tubería de entrada
 - Colocar media tableta de hipoclorito de calcio de 300 g cada día, en el dosificador. Esta dosis durará un promedio de 15 horas, tiempo suficiente para clorar aproximadamente 50 m³/día de agua, valor estimado para el consumo diario de toda la población actual; por lo que se aconseja un horario de servicio del dosificador de 15 horas. Se sugiere lo anterior, para evitar una concentración excesiva de cloro en la red de distribución, dado que en la noche no hay demanda de agua; y para reducir costos en la adquisición de hipoclorito de calcio.
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada.
- Mantenimiento (limpieza)
 - Se inicia con la limpieza de piedras, basura, animales muertos y vegetación en el área circundante, para evitar focos de contaminación.
 - Limpiar interior de caja y tapadera, revisar que tenga candado

- Cerrar válvula de compuerta de tubería de entrada
- Cerrar válvula de compuerta de tubería de salida
- Limpiar dosificador

Las actividades de operación y mantenimiento se indican en la tabla XXXIII.

Tabla XXXIII. Operación y mantenimiento de sistema de desinfección

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Manipular las válvulas de compuerta para permitir, regular y cerrar el paso del caudal	Diario	1	Fontanero
Verificar funcionamiento de dosificador	Diario	1	Fontanero
Colocar media tableta de hipoclorito de calcio en dosificador	Diario	1	Fontanero
Verificar cloro residual en el punto más lejano de la red de distribución	Diario	1	Fontanero
Verificar vibraciones, obstrucciones y fugas en tuberías y accesorios	Quincenal	1	Fontanero
Mantenimiento			
Revisar tuberías de entrada y salida	Semanal	1	Fontanero
Limpiar caja y chapear en el área circundante	Mensual	1	Fontanero
Revisar instalación de dosificador	Semestral	2	Fontanero
Revisar y reparar grietas en caja	Semestral	1	Albañil
Eliminar posibles focos de contaminación	Mensual	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.6. Operación y mantenimiento de caja rompe presión

Sirve para controlar la presión interna de la tubería, aliviando la presión en la línea de conducción; evitando así, la falla de tubería y accesorios.

- Operación
 - Revisar que la válvula de limpieza esté cerrada
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada
 - Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

- Mantenimiento (limpieza y desinfección)
 - Se inicia con la limpieza de piedras, basura, animales muertos y vegetación en el área circundante, para evitar focos de contaminación.
 - Limpiar paredes externas de la caja
 - Limpiar tapadera y revisar que tenga candado
 - Cerrar válvula de compuerta de tubería de entrada
 - Cerrar válvula de compuerta de tubería de salida
 - Abrir válvula de compuerta de la tubería de limpieza

- Revisar rebalse y limpiarlo
- Limpiar filtro
- Retirar sedimentos en piso
- Procedimiento de desinfección: seguir las mismas instrucciones descritas para la captación
- Limpiar remanentes de cloro
- Cerrar la válvula de compuerta de la tubería de limpieza
- Abrir válvula de compuerta de tubería de entrada
- Abrir válvula de compuerta de tubería de salida

Las actividades de operación y mantenimiento se muestran en la tabla XXXIV.

Tabla XXXIV. **Operación y mantenimiento de caja rompe presión**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Manipular la válvula de compuerta para permitir, regular y cerrar el paso del caudal	Cuando se requiera.	1	Fontanero
Verificar funcionamiento de filtro	Semanal	1	Fontanero
Verificar funcionamiento de tubería de limpieza	Mensual	1	Fontanero
Verificar posibles vibraciones, obstrucciones y fugas en tuberías y accesorios	Quincenal	1	Fontanero
Mantenimiento			
Revisar tuberías de entrada y salida	Semanal	1	Fontanero
Limpiar sedimentos en caja mediante apertura de válvula de limpieza	Mensual	1	Fontanero
Desinfectar completamente la caja	Semestral	2	Fontanero
Revisar y reparar grietas en caja	Semestral	1	Albañil
Limpiar paredes externas	Trimestral	1	Fontanero
Limpiar y chapear en el área circundante	Trimestral	1	Fontanero
Eliminar posibles focos de contaminación	Mensual	1	Fontanero
Revisar vulnerabilidad a derrumbes, deslaves o inundaciones	Trimestral	1	Fontanero
Revisar tapadera y candado	Trimestral	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.7. Mantenimiento de caja de válvulas

Sirven de protección para las válvulas. Las actividades de mantenimiento se muestran en la tabla XXXV.

Tabla XXXV. **Mantenimiento de caja de válvulas**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Revisar y reparar grietas en caja	Semestral	1	Albañil
Limpiar caja y revisar tapadera	Trimestral	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.8. Operación y mantenimiento de válvulas

Sirven para permitir, regular y cerrar el paso del agua en la tubería. Las actividades de operación y mantenimiento se muestran en la tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. **Operación y mantenimiento de válvulas**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Manipular válvulas y verificar funcionamiento	Mensual	1	Fontanero
Verificar vibraciones, obstrucciones y fugas	Quincenal	1	Fontanero
Mantenimiento			
Limpiar válvulas de polvo y corrosión	Semestral	1	Fontanero
Pintar válvulas con anticorrosivo	Anual	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.9. Mantenimiento de paso de zanjón

Un paso de zanjón sirve portar y sujetar la tubería que deba atravesar zanjones y barrancos. Las actividades de mantenimiento se muestran en la tabla XXXVII.

Tabla XXXVII. **Mantenimiento de paso de zanjón**

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Revisar estabilidad de estructura portante	Mensual	1	Fontanero
Verificar posibles vibraciones, obstrucciones y fugas en tuberías y accesorios	Quincenal	1	Fontanero
Mantenimiento			
Revisar tuberías y accesorios	Semanal	1	Fontanero
Revisar y reparar grietas	Semestral	1	Albañil
Limpiar estructura	Trimestral	1	Fontanero
Pintar tubería HG	Anual	2	Fontanero
Limpiar y chapear en el área circundante	Trimestral	1	Fontanero
Eliminar posibles focos de contaminación	Mensual	1	Fontanero
Revisar vulnerabilidad a derrumbes o deslaves	Trimestral	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

3.1.10. Operación y mantenimiento de conexiones prediales

Son los puntos de abastecimiento de agua potable para los usuarios. Las actividades de operación y mantenimiento se muestran en la tabla XXXVIII.

Tabla XXXVIII. Operación y mantenimiento de conexiones prediales

Actividad	Frecuencia	Tiempo (hrs)	Responsable
Operación			
Verificar funcionamiento de válvulas de paso, de chorro, compuerta, cheque	Cuando sea necesario.	1	Fontanero
Verificar funcionamiento correcto de contador.	Mensual	1	Fontanero
Verificar posibles vibraciones, obstrucciones y fugas en tuberías y accesorios	Quincenal	1	Fontanero
Mantenimiento			
Revisar y limpiar tuberías y accesorios	Semanal	1	Fontanero
Enterrar tuberías descubiertas	Mensual	1	Fontanero
Limpiar y chapear en el área circundante	Trimestral	1	Fontanero
Eliminar posibles focos de contaminación	Mensual	1	Fontanero
Revisar vulnerabilidad a derrumbes o deslaves.	Trimestral	1	Fontanero

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Sin duda alguna, el programa de EPS ha sido un puente para conocer el municipio de Livingston: tanto al kekchí y garífuna, como al mestizo y extranjero; sus recursos y sus carencias, los lugares turísticos y los más rezagados en lo tocante a desarrollo; realidad evidenciada en la ausencia de servicios básicos como agua potable, salud y saneamiento.
2. Definitivamente, la apertura del camino de acceso hacia la aldea Sepac es la puerta del progreso para sus habitantes, pues facilitará la implementación de otros proyectos para su beneficio.
3. Es de crucial importancia que el servicio de agua potable sea administrable y autofinanciable, pues sólo de esta manera, se conseguirá mantener un servicio de calidad durante la vida útil del proyecto.
4. Resulta necesario capacitar a los administradores y usuarios del servicio de agua; y seguir el Manual de operación y mantenimiento es uno de los medios para lograrlo.

RECOMENDACIONES

1. Antes de cada invierno, se aconseja cunetear el camino para encauzar y desfogar las lluvias en zanjones; así también, limpiar los drenajes transversales para que cumplan su cometido.
2. Después de cada invierno, se propone darle mantenimiento a los tramos inaccesibles.
3. Como medida preventiva, los taludes deben ser cubiertos con vegetación; los que se encuentren inestables a causa de las lluvias, deben ser estabilizados cambiando su geometría.
4. No debe descartarse la utilización, parcial o total, del sistema de tratamiento del agua, pues no garantizaría su potabilidad.
5. Se debe procurar la instalación de los contadores para determinar el consumo de cada usuario, y en base a este dato, efectuar el cobro.
6. Los cobros derivados del servicio de agua potable deben ser consensuados con toda la población y la cantidad a cobrar debe ser demostrable en base a gastos de administración, de operación y mantenimiento.

BIBLIOGRAFÍA

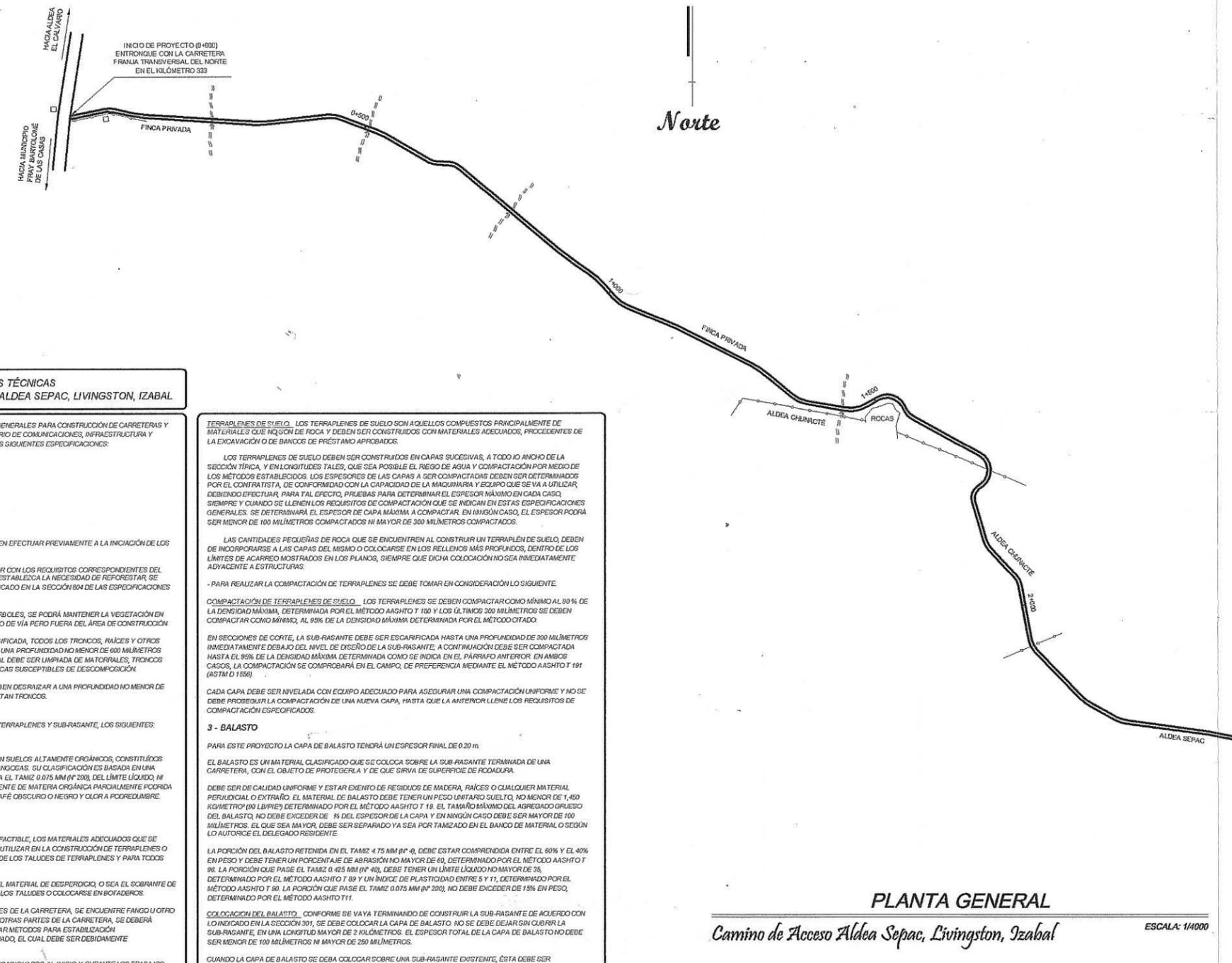
1. Comisión Guatemalteca de Normas. *Agua potable: especificaciones COGUANOR NGO 29 001:99*. 2a ed. Guatemala: COGUANOR, 1999. 25 p.
2. Comité ACI 318. Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario. Estados Unidos: ACI, 2008. 520 p.
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 2004. 650 p.
4. Instituto de Fomento Municipal, Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. 2a ed. Guatemala: INFOM, UNEPAR, 1997. 100 p.
5. McCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 4a ed. México: Alfaomega, 2002. 779 p.
6. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. 2a ed. Guatemala: DGC, 2001. 724 p.
7. Ministerio del Agua. Manual de operación y mantenimiento de sistemas de agua rurales. Bolivia: Ministerio del Agua, 2007. 65 p.

8. MONTES DE OCA, Miguel. *Topografía*. 4a ed. México: Alfaomega, 1993. 323 p.
9. Organización Mundial de la Salud. *Guías para la calidad del agua potable*. 3a ed. Lima: OMS, 2006. 408 p.
10. Organización Panamericana de la Salud. *Procedimientos para la operación y mantenimiento de captaciones y reservorios de almacenamiento*. Lima: OPS, 2004. 20 p.
11. Secretaría de Integración Económica Centroamericana. *Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales*. 2a ed. Guatemala: SIECA, 2004. 322 p.
12. WARREN MARROQUÍN, Sergio Martín; QUINTEROS, Maura Luz; GAMBOA, Omar. *Monografía de Livingston*. Guatemala: Municipalidad de Livingston, 2005. 39 p.

APÉNDICES

- Apéndice 1. Planos del proyecto: diseño del camino de acceso para la aldea Sepac
 - Planta general
 - Planta perfil, tramo de km 0+000 a km 0+740
 - Planta perfil, tramo de km 0+740 a km 1+420
 - Planta perfil, tramo de km 1+420 a km 2+120
 - Planta perfil, tramo de km 2+120 a km 2+853
 - Secciones transversales
 - Reporte de movimiento de tierras
 - Detalles de sección típica y drenaje transversal

- Apéndice 2. Planos del proyecto: diseño del sistema de agua potable para la aldea Calajá
 - Planta de topografía
 - Planta perfil de conducción, tramo de km 0+000 a km 0+647
 - Planta perfil de conducción, tramo de km 0+647 a km 1+010
 - Planta perfil red de distribución (ramales 1, 2, 3 y 4)
 - Planta perfil red de distribución (ramales 1,1, 2,1 y 3,1)
 - Planta perfil red de distribución (ramales 4,1 y 4,2)
 - Detalles de captación, sedimentador y filtros
 - Detalles de tanque de distribución y dosificador
 - Detalles de caja rompe presiones y caja de válvulas
 - Detalles de conexiones prediales y pazo de zanjón



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC, LIVINGSTON, IZABAL

DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO POR LAS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS DEL MINISTERIO DE COMUNICACIONES, INFRAESTRUCTURA Y VIVIENDA DE LA REPÚBLICA DE GUATEMALA, SE RESPETARÁN LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:

- CRITERIOS DE DISEÑO**
- CARRETERA TIPO "F" PARA TERRENO ONDULADO
 - ANCHO DE CALZADA = 5.30 METROS.
 - VELOCIDAD DE DISEÑO = 30 KM/H.
 - RADIO MÍNIMO = 30 METROS PARA CURVAS HORIZONTALES.
 - DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA = 30 METROS MÍNIMO.
 - BOMBEO DE 3%.

1 - LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE

- LAS OPERACIONES DE LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE SE DEBEN EFECTUAR PREVIAMENTE A LA INICIACIÓN DE LOS TRABAJOS DE TERRACERA.
- ANTES DE EFECTUAR LA TALA DE ÁRBOLES, SE DEBERÁ CUMPLIR CON LOS REQUISITOS CORRESPONDIENTES DEL INAB Y DEL CONAP. CUANDO DENTRO DE ESTOS REQUISITOS SE ESTABLEZCA LA NECESIDAD DE REFORSTAR, SE DEBERÁ EFECTUAR ESTOS TRABAJOS DE ACUERDO CON LO INDICADO EN LA SECCIÓN 804 DE LAS ESPECIFICACIONES EN MENCIÓN.
- CON EL OBJETO DE EVITAR LA EROSIÓN Y PRESERVACIÓN DE ÁRBOLES, SE PODRÁ MANTENER LA VEGETACIÓN EN SU LUGAR, CUANDO ESTE DENTRO DE LOS LÍMITES DEL DERECHO DE VÍA POR FUERA DEL ÁREA DE CONSTRUCCIÓN.
- EN ÁREAS DONDE SE DEBA EFECTUAR LA EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, TODOS LOS TRONCOS, RAÍCES Y OTROS MATERIALES INCONVENIENTES, DEBEN SER REMOVIDOS HASTA UNA PROFUNDIDAD NO MENOR DE 300 MILÍMETROS DEBAJO DE LA SUPERFICIE DE LA SUB-RASANTE, Y EL ÁREA TOTAL DEBE SER LIMPIADA DE MATERIALES, TRONCOS CARBONIZADOS, RAÍCES Y OTRAS MATERIAS VEGETALES U ORGÁNICAS SUSCEPTIBLES DE DESCOMPOSICIÓN.
- LAS ÁREAS QUE SE DEBAN COBRIR CON TERRAPLENES, SE DEBEN DESRAIZAR A UNA PROFUNDIDAD NO MENOR DE 300 MILÍMETROS O A 600 MILÍMETROS EN LAS ÁREAS DONDE EXISTAN TRONCOS.

2 - EXCAVACIÓN Y TERRAPLENES

- SON MATERIALES INADECUADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES Y SUB-RASANTE, LOS SIGUIENTES:
 - LOS CORRESPONDIENTES A LA CAPA VEGETAL.
 - LOS CLASIFICADOS EN EL GRUPO A-8, A-8H, M-1-45, QUE SON SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS, CONSTITUIDOS POR MATERIAS VEGETALES PARCIALMENTE CARBONIZADAS O FANGOSAS. SU CLASIFICACIÓN ES BASADA EN UNA INSPECCIÓN VISUAL Y NO DEPENDE DEL PORCENTAJE QUE PAGA EL TAMIZ 0.075 MM (Nº 200), DEL LÍMITE LÍQUIDO, NI DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD. ESTÁN COMPUESTOS PRINCIPALMENTE DE MATERIA ORGÁNICA PARCIALMENTE DECOMPOSTA Y GENERALMENTE TIENEN UNA TEXTURA FIBROSA, DE COLOR CAPÉ OSCURO O NEGRO Y CLOR A PROFUNDIDADES SON ALTAMENTE COMPRESIBLES Y TIENEN BAJA RESISTENCIA.
- LA EXCAVACIÓN SE DEBE SUJETAR A LO SIGUIENTE:
 - EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA. SIEMPRE QUE SEA FACTIBLE, LOS MATERIALES ADECUADOS QUE SE CORTEEN DENTRO DEL PRISMA DE LA CARRETERA, SE DEBEN DE UTILIZAR EN LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES O RELLENOS, SUB-RASANTES, HOMBROS, AMPLIACIÓN Y ACABADO DE LOS TALUDES DE TERRAPLENES Y PARA TODOS AQUELLOS USOS QUE SE INDICAN.
 - EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DE DESPERDICIO. EL MATERIAL DE DESPERDICIO, O SEA EL SOBRIANTE DE LA EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA, PODRÁ DERRAMARSE SOBRE LOS TALUDES O COLOCARSE EN BOTADEROS.
 - SUB-EXCAVACIÓN. CUANDO, DENTRO DE LOS LÍMITES DE LA CARRETERA, SE ENCUENTRE FINCO U OTRO MATERIAL INADECUADO PARA LA CIMENTACIÓN, SUB-RASANTE U OTRAS PARTES DE LA CARRETERA, SE DEBERÁ EXCAVAR TAL MATERIAL, LA PROFUNDIDAD NECESARIA O EMPLEAR MÉTODOS PARA ESTABILIZACIÓN. POSTERIORMENTE, SE DEBERÁ RELLENAR CON MATERIAL ADECUADO, EL CUAL DEBE SER DEBIDAMENTE CONFORMADO Y COMPACTADO.

REMOCIÓN Y PREVENCIÓN DE DERRUMBES. LOS DERRUMBES OCASIONADOS AL INICIO Y DURANTE LOS TRABAJOS, DEBERÁN SER REMOVIDOS. PARA PREVENIR LOS DERRUMBES, SE DEBERÁN IMPLEMENTAR PLANES DE MITIGACIÓN.

- LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES SE DEBE AJUSTAR A LO SIGUIENTE:

EN TODAS LAS ÁREAS DONDE SE VAYAN A CONSTRUIR TERRAPLENES, SE DEBEN TERMINAR PREVIAMENTE LOS TRABAJOS CORRESPONDIENTES A LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE, RETIRO DE ESTRUCTURAS, SERVICIOS EXISTENTES, OBSTÁCULOS Y, SI FUESE REQUERIDO, SUBDRENAJES, DRENAJES Y RETIRO DE MATERIAL INADECUADO.

COMO PARTE DEL TRABAJO DE ESTA SECCIÓN, DEBEN SER RELLENADOS Y COMPACTADOS PERFECTAMENTE TODOS LOS HOYOS Y OTRAS EXCAVACIONES PEQUEÑAS QUE QUEDEN CON MOTIVO DEL DESTRONQUE, DENTRO DE LOS LÍMITES DEL TERRAPLÉN LA SUPERFICIE DEL TERRENO, INCLUYENDO TIERRA ARADA O SUELO O LA QUE SEA EROSIONADA DEBIDO A PEQUEÑOS DESLAVES, DESLIZAMIENTOS U OTRAS CAUSAS, SE DEBE NIVELAR A EFECTO DE COMPACTAR EL TERRAPLÉN EN CAPAS UNIFORMES.

CUANDO EL TERRAPLÉN A CONSTRUIR TENGA 1 METRO O MENOS DE ALTURA Y EL TERRENO ORIGINAL REQUIERA SER ESCARIFICADO, ÉSTE DEBE SER COMPACTADO A LA MISMA DENSIDAD Y POR EL MISMO MÉTODO ESPECIFICADO PARA LA COLOCACIÓN DEL RELLENO.

ANTES DE QUE SEAN COLOCADOS LOS MATERIALES DE UN TERRAPLÉN EN LA CERA, LA SUPERFICIE SE DEBE LIMPIAR DE TODA VEGETACIÓN Y CAPA VEGETAL, DEBIENDO ENSEGUIDA CONSTRUIR TERRAZAS O REMOVER EL TERRENO, ESCARIFICÁNDOLO HASTA UNA PROFUNDIDAD NO MENOR DE 150 MILÍMETROS. EN LAS LADERAS QUE TENGAN UNA PENDIENTE IGUAL O MAYOR DE 2 1/2 HORIZONTAL A 1 VERTICAL, SE DEBEN CONSTRUIR TERRAZAS. EL TERRAPLÉN DEBE SER CONSTRUIDO EN CAPAS, COMO SE ESPECIFICA MÁS ADELANTE EN ESTA SECCIÓN, PRINCIPALMENTE EN LA PARTE MÁS BAJA, EN CASOS DE ANCHOS PARCIALES Y AUMENTANDO TALES ANCHOS COMO SE VAYA AUMENTANDO LA ALTURA DEL TERRAPLÉN. EL MATERIAL QUE HAYA SIDO AFLOJADO, DEBE SER RECOMPACTADO SIMULTÁNEAMENTE CON EL MATERIAL DE TERRAPLÉN COLOCADO A LA MISMA ELEVACIÓN.

CUANDO LOS TERRAPLENES SE DEBAN DE CONSTRUIR ADYACENTES A O SOBRE CARRETERAS EXISTENTES, LOS TALUDES DE DICHAS CARRETERAS DEBEN SER ESCARIFICADOS HASTA UNA PROFUNDIDAD NO MENOR DE 150 MILÍMETROS; CONSTRUYENDO EL TERRAPLÉN EN CAPAS SUCESIVAS, COMO SE ESPECIFICA MÁS ADELANTE EN ESTA SECCIÓN, HASTA EL NIVEL DE LA CARRETERA EXISTENTE, ANTES DE CONTINUAR CONSTRUYENDO EL TERRAPLÉN ENSEGUIDA. LA PARTE SUPERIOR DE LA CARRETERA SE DEBE ESCARIFICAR Y RECOMPACTAR JUNTAMENTE CON LA SIGUIENTE CAPA DEL TERRAPLÉN. LA PROFUNDIDAD TOTAL DEL ESCARIFICADO Y MATERIAL QUE HAYA QUE AGREGAR, NO DEBE EXCEDER DEL ESPESOR PERMISIBLE DE LA CAPA.

TERRAPLENES DE SUELO. LOS TERRAPLENES DE SUELO SON AQUELLOS COMPUESTOS PRINCIPALMENTE DE MATERIALES QUE INQUIEREN DE FODA Y DEBEN SER CONSTRUIDOS CON MATERIALES ADECUADOS, PROCEDENTES DE LA EXCAVACIÓN O DE BANCOS DE PRESTAMO APROBADOS.

LOS TERRAPLENES DE SUELO DEBEN SER CONSTRUIDOS EN CAPAS SUCESIVAS, A TODO EL ANCHO DE LA SECCIÓN TÍPICA, Y EN LONGITUDES TALES, QUE SEA POSIBLE EL REGO DE AGUA Y COMPACTACIÓN POR MEDIO DE LOS MÉTODOS ESTABLECIDOS. LOS ESPESORES DE LAS CAPAS A SER COMPACTADAS DEBEN SER DETERMINADOS POR EL CONTRATISTA, DE CONFORMIDAD CON LA CAPACIDAD DE LA MAQUINARIA Y EQUIPO QUE SE VA A UTILIZAR, DEBIENDO EFECTUAR, PARA TAL EFECTO, PRUEBAS PARA DETERMINAR EL ESPESOR MÁXIMO EN CADA CASO, SIEMPRE Y CUANDO SE LLENEN LOS REQUISITOS DE COMPACTACIÓN QUE SE INDICAN EN ESTAS ESPECIFICACIONES GENERALES. SE DETERMINARÁ EL ESPESOR DE CAPA MÁXIMA A COMPACTAR. EN NINGÚN CASO, EL ESPESOR PODRÁ SER MENOR DE 100 MILÍMETROS COMPACTADOS NI MAYOR DE 300 MILÍMETROS COMPACTADOS.

LAS CANTIDADES PEQUEÑAS DE ROCA QUE SE ENCUENTREN AL CONSTRUIR UN TERRAPLÉN DE SUELO, DEBEN DE INCORPORARSE A LAS CAPAS DEL MISMO O COLOCARSE EN LOS RELLENOS MÁS PROFUNDOS, DENTRO DE LOS LÍMITES DE ACARREO MOSTRADOS EN LOS PLANOS, SIEMPRE QUE DICHA COLOCACIÓN NO SEA INMEDIATAMENTE ADYACENTE A ESTRUCTURAS.

- PARA REALIZAR LA COMPACTACIÓN DE TERRAPLENES SE DEBE TOMAR EN CONSIDERACIÓN LO SIGUIENTE:

COMPACTACIÓN DE TERRAPLENES DE SUELO. LOS TERRAPLENES SE DEBEN COMPACTAR COMO MÍNIMO AL 95% DE LA DENSIDAD MÁXIMA, DETERMINADA POR EL MÉTODO AASHTO T 100 Y LOS ÚLTIMOS 300 MILÍMETROS SE DEBEN COMPACTAR COMO MÍNIMO, AL 95% DE LA DENSIDAD MÁXIMA DETERMINADA POR EL MÉTODO CITADO.

EN SECCIONES DE CORTE, LA SUB-RASANTE DEBE SER ESCARIFICADA HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 300 MILÍMETROS INMEDIATAMENTE DEBAJO DEL NIVEL DE DISEÑO DE LA SUB-RASANTE, A CONTINUACIÓN DEBE SER COMPACTADA HASTA EL 95% DE LA DENSIDAD MÁXIMA DETERMINADA COMO SE INDICA EN EL PARRAFO ANTERIOR. EN AMBOS CASOS, LA COMPACTACIÓN SE COMPROBARÁ EN EL CAMPO, DE PREFERENCIA MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO T 91 (ASTM D 1556).

CADA CAPA DEBE SER NIVELADA CON EQUIPO ADECUADO PARA ASEGURAR UNA COMPACTACIÓN UNIFORME Y NO SE DEBE PROSEGUIR LA COMPACTACIÓN DE UNA NUEVA CAPA, HASTA QUE LA ANTERIOR LLENE LOS REQUISITOS DE COMPACTACIÓN ESPECIFICADOS.

3 - BALASTO

PARA ESTE PROYECTO LA CAPA DE BALASTO TENDRÁ UN ESPESOR FINAL DE 0.20 m.

EL BALASTO ES UN MATERIAL CLASIFICADO QUE SE COLOCA SOBRE LA SUB-RASANTE TERMINADA DE UNA CARRETERA, CON EL OBJETO DE PROTEGERLA Y DE QUE SIRVA DE SUPERFICIE DE RODADURA.

DEBE SER DE CALIDAD UNIFORME Y ESTAR EXENTO DE RESIDUOS DE MADERA, RAÍCES O CUALQUIER MATERIAL PERJUDICIAL O EXTRAÑO. EL MATERIAL DE BALASTO DEBE TENER UN PESO UNITARIO SUELO, NO MENOR DE 1,450 KG/METRO CÚBICO (100 LB/PIE³) DETERMINADO POR EL MÉTODO AASHTO T 18. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO DEL BALASTO, NO DEBE EXCEDER DE 1/4 DEL ESPESOR DE LA CAPA Y EN NINGÚN CASO DEBE SER MAYOR DE 100 MILÍMETROS. EL QUE SEA MAYOR, DEBE SER SEPARADO YA SEA POR TAMIZADO EN EL BANCO DE MATERIAL O SEGÚN LO AUTORICE EL DELEGADO RESIDENTE.

LA PORCIÓN DEL BALASTO RETENIDA EN EL TAMIZ 4.75 MM (Nº 4), DEBE ESTAR COMPROMETIDA ENTRE EL 60% Y EL 40% EN PESO Y DEBE TENER UN PORCENTAJE DE ABRASIÓN NO MAYOR DE 60, DETERMINADO POR EL MÉTODO AASHTO T 98. LA PORCIÓN QUE PASE EL TAMIZ 0.425 MM (Nº 40), DEBE TENER UN LÍMITE LÍQUIDO NO MAYOR DE 35, DETERMINADO POR EL MÉTODO AASHTO T 89 Y UN ÍNDICE DE PLASTICIDAD ENTRE 5 Y 11, DETERMINADO POR EL MÉTODO AASHTO T 90. LA PORCIÓN QUE PASE EL TAMIZ 0.075 MM (Nº 200), NO DEBE EXCEDER DE 15% EN PESO, DETERMINADO POR EL MÉTODO AASHTO T 11.

COLOCACIÓN DEL BALASTO. CONFORME SE VAYA TERMINANDO DE CONSTRUIR LA SUB-RASANTE DE ACUERDO CON LO INDICADO EN LA SECCIÓN 301, SE DEBE COLOCAR LA CAPA DE BALASTO. NO SE DEBE DEJAR SIN COBRIR LA SUB-RASANTE, EN UNA LONGITUD MAYOR DE 3 KILÓMETROS. EL ESPESOR TOTAL DE LA CAPA DE BALASTO NO DEBE SER MENOR DE 100 MILÍMETROS NI MAYOR DE 250 MILÍMETROS.

CUANDO LA CAPA DE BALASTO SE DEBA COLOCAR SOBRE UNA SUB-RASANTE EXISTENTE, ÉSTA DEBE SER PREVIAMENTE CONFORMADA, ESCARIFICADA Y COMPACTADA SUPERFICIALMENTE, RESPETANDO LAS LÍNEAS, PENDIENTES Y SECCIÓN TÍPICA ESTABLECIDAS EN LOS PLANOS Y ESPECIFICACIONES. EN LOS LUGARES DONDE SE ENCUENTRE MATERIAL INADECUADO, SEGÚN LO DEFINIDO EN 203 01, ÉSTOS DEBEN SER REMOVIDOS HASTA UNA PROFUNDIDAD DE POR LO MENOS 300 MILÍMETROS Y REEMPLAZADOS CON MATERIAL APROPIADO. TODAS LAS ROCAS O PIEDRAS GRANDES QUE SE ENCUENTREN EN EL LECHO DE LA CARRETERA, SE DEBEN EXCAVAR HASTA LOS LÍMITES LATERALES DE LA MORMA, MOSTRADOS EN LOS PLANOS Y A UNA PROFUNDIDAD POR LO MENOS DE 200 MILÍMETROS DEBAJO DE LA SUB-RASANTE.

COMPACTACIÓN. LAS CAPAS DE BALASTO SE DEBEN COMPACTAR COMO MÍNIMO AL 95% DE LA DENSIDAD MÁXIMA DETERMINADA POR EL MÉTODO AASHTO T 100. LA CAPA DEBE SER NIVELADA CON EQUIPO APROPIADO PARA ASEGURAR UNA COMPACTACIÓN UNIFORME Y NO SE APROBARÁ LA COMPACTACIÓN, HASTA QUE SE LLENEN LOS REQUISITOS CORRESPONDIENTES ESPECIFICADOS.

4 - TALUDES

- LOS TALUDES SE CONSTRUIRÁN COMO SE INDICA EN PLANOS.
- PARA ESTABILIZARLOS DEBERÁN SER COBERTOS CON VEGETACIÓN.

5 - CUNETAS Y CONTRACUNETAS

- SE CONSTRUIRÁN COMO SE INDICA EN PLANOS.
- TENDRÁN UNA PENDIENTE LONGITUDINAL NO MENOR DEL 2%.
- SE DEBERÁN TALLAR CON EL OBJETO DE ELIMINAR OBSTRUCCIONES AL PASO DE AGUA PLUVIAL.

6 - DRENAJES TRANSVERSALES

- SE UTILIZARÁ TUBERÍA DE CONCRETO REFORZADO DE DIÁMETRO DE 30".
- LA BASE DE LA TUBERÍA SERÁ UNA CAPA DE BALASTO COMPACTADO.
- EL RELLENO MÍNIMO SERÁ DE 0.60 METROS A PARTIR DE LA CORONA DEL TUBO, DEBIDAMENTE COMPACTADO.
- LA PENDIENTE DE LA TUBERÍA SERÁ DEL 1% COMO MÍNIMO.
- DEBERÁN CONSTRUIRSE CASCAJALES DE ENTRADA Y SALIDA PARA LA ADECUADA RECOLECCIÓN Y ENCAUZAMIENTO DE LAS AGUAS PLUVIALES. ESTAS ESTRUCTURAS SERÁN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA DE CANTERA DE 2' x 4" CON ACABADO NATURAL.
- LA FUNDICIÓN DE MAMPOSTERÍA TENDRÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:2 (MORTERO, PIEDRA DE CANTERA).
- EL MORTERO TENDRÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:3 (CEMENTO, ARENA DE RIO CERRENDA).

PLANTA GENERAL
 Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

ESCALA: 1/4000

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
□	VIVIENDA
⊞	IGLESIA
▤	ESUELA
⊗	CENTRO DE CONVERGENCIA
—	ALINEAMIENTO PROPUESTO PARA CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERA
—	CARRETERA FRANJA TRANSVERSAL DEL NORTE
—	RIACHUELO INTERMITENTE
—	LINDERO ENTRE COMUNIDADES
1+000	CAMINAMIENTO

ÍNDICE DE PLANOS

1. PLANTA GENERAL
2. PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 0+000 A KM 0+740
3. PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 0+740 A KM 1+420
4. PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 1+420 A KM 2+120
5. PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 2+120 A KM 2+853.24
6. SECCIONES TRANSVERSALES DE KM 0+000 A KM 2+853.24
7. SECCIÓN TÍPICA + DRENAJE TRANSVERSAL



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC, LIVINGSTON, IZABAL**

ESCALA: INDICADA.

FECHA: **NOVIEMBRE 2012**

CONTENIDO: **PLANTA GENERAL**

ELABORADO: **OLIVER ABAC.**

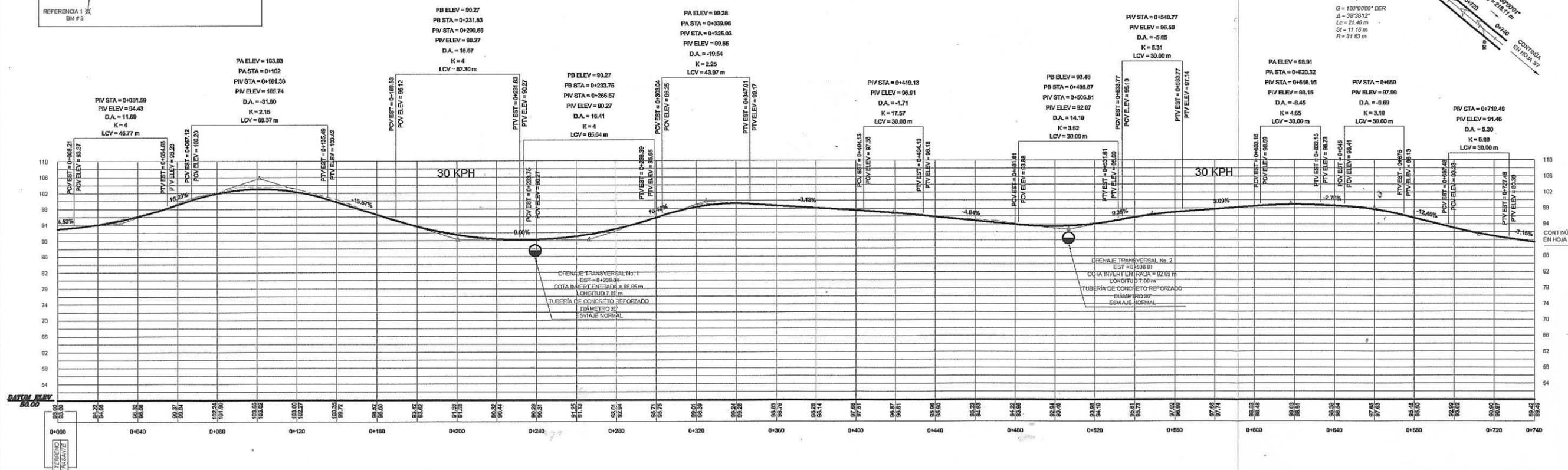
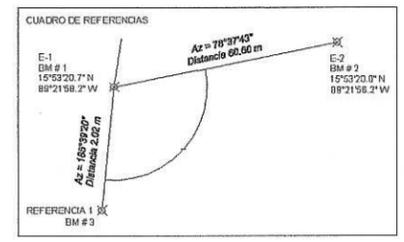
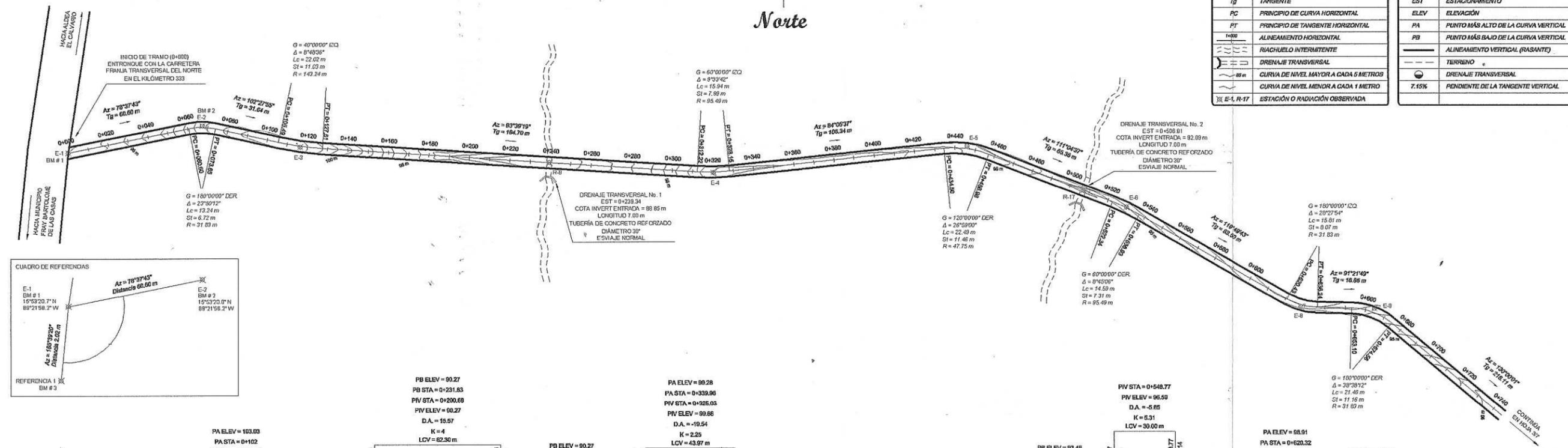
REVISADO: **OLIVER ABAC.**

DISEÑO: **OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ**

PROYECTO: **ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ**

Hoja 1/7

SÍMBOLO	SIGNIFICADO EN PLANTA	SÍMBOLO	SIGNIFICADO EN PERFIL
G	GRADO DE CURVATURA	Δ	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
A	ÁNGULO DELTA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
St	SUBTANGENTE HORIZONTAL	D.A.	DIFERENCIA PENDIENTES
R	RADIO DE CURVA	K	CONSTANTE DE VISIBILIDAD
Az	AZIMUTH	LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
Tg	TANGENTE	EST	ESTACIONAMIENTO
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL	ELEV	ELEVACIÓN
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL	PA	PUNTO MÁS ALTO DE LA CURVA VERTICAL
-----	ALINEAMIENTO HORIZONTAL	PB	PUNTO MÁS BAJO DE LA CURVA VERTICAL
-----	RIACHUELO INTERMITENTE	-----	ALINEAMIENTO VERTICAL (RASANTE)
-----	DRENAJE TRANSVERSAL	-----	TERRENO
-----	CURVA DE NIVEL MAYOR A CADA 5 METROS	-----	DRENAJE TRANSVERSAL
-----	CURVA DE NIVEL MENOR A CADA 1 METRO	7.15%	PENDIENTE DE LA TANGENTE VERTICAL
E-1, R-17	ESTACIÓN O RADICIÓN OBSERVADA		



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

PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 0+000 A KM 0+740.00
 Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
 ESCALA VERTICAL: 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEFAC, LIVINGSTON, IZABAL**

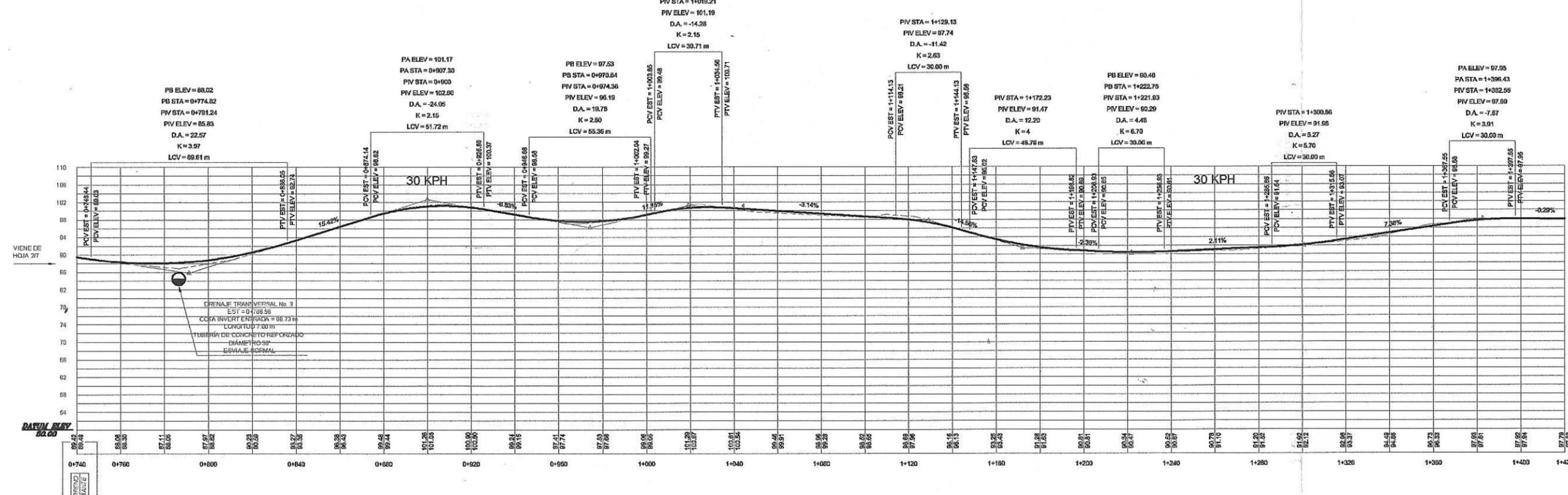
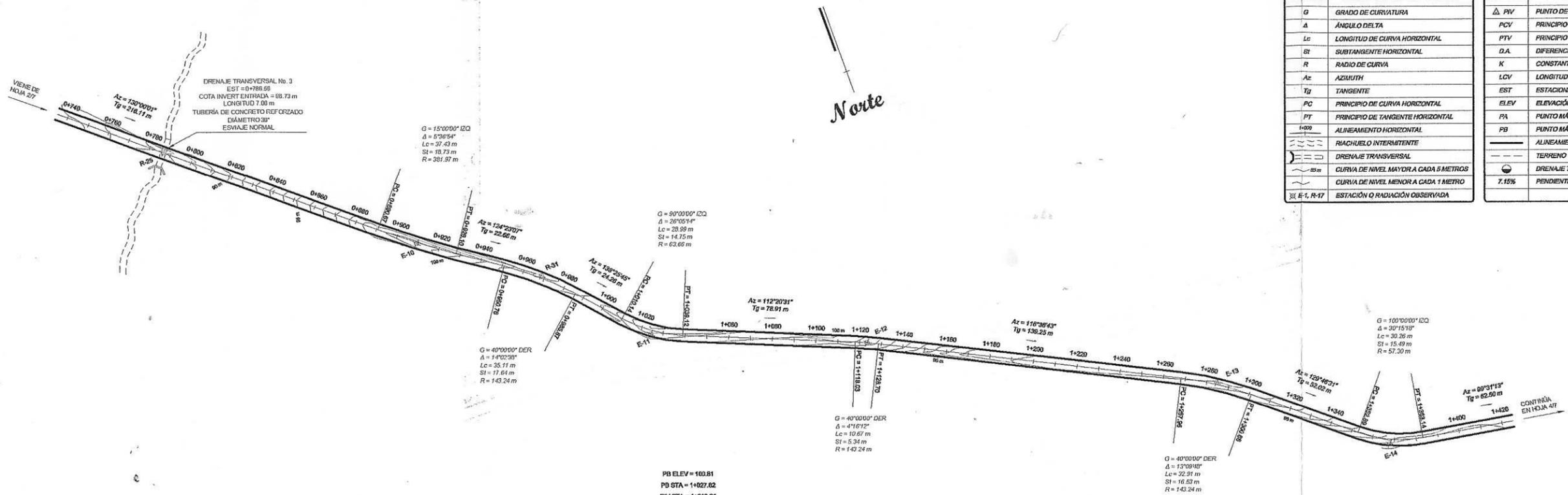
ESCALA: INDICADA.
 FECHA: NOVIEMBRE 2012

CONTENIDO: **PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 0+000 A KM 0+740**

DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ. DIBUJO: OLIVER ABAC.
 REVISOR: GREGORIO ALFARO VELIZ.

HOJA 27

SÍMBOLO	SIGNIFICADO EN PLANTA	SÍMBOLO	SIGNIFICADO EN PERFIL
G	GRADO DE CURVATURA	Δ PIV	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
A	ÁNGULO DELTA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
St	SUBTANGENTE HORIZONTAL	D.A.	DIFERENCIA PENDIENTES
R	RADIO DE CURVA	K	CONSTANTE DE VISIBILIDAD
Az	AZIMUTH	LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
Tg	TANGENTE	EST	ESTACIONAMIENTO
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL	ELEV	ELEVACIÓN
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL	PA	PUNTO MÁS ALTO DE LA CURVA VERTICAL
1+00	ALINEAMIENTO HORIZONTAL	PB	PUNTO MÁS BAJO DE LA CURVA VERTICAL
---	RACHUELO INTERMITENTE	---	ALINEAMIENTO VERTICAL (RASANTE)
---	DRENAJE TRANSVERSAL	---	TERRENO
---	CURVA DE NIVEL MAYOR A CADA 5 METROS	---	DRENAJE TRANSVERSAL
---	CURVA DE NIVEL MENOR A CADA 1 METRO	7.15%	PENDIENTE DE LA TANGENTE VERTICAL
⊙ E-1, R-17	ESTACIÓN O RADICIÓN OBSERVADA		



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

PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 0+740 A KM 1+420.00
 Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

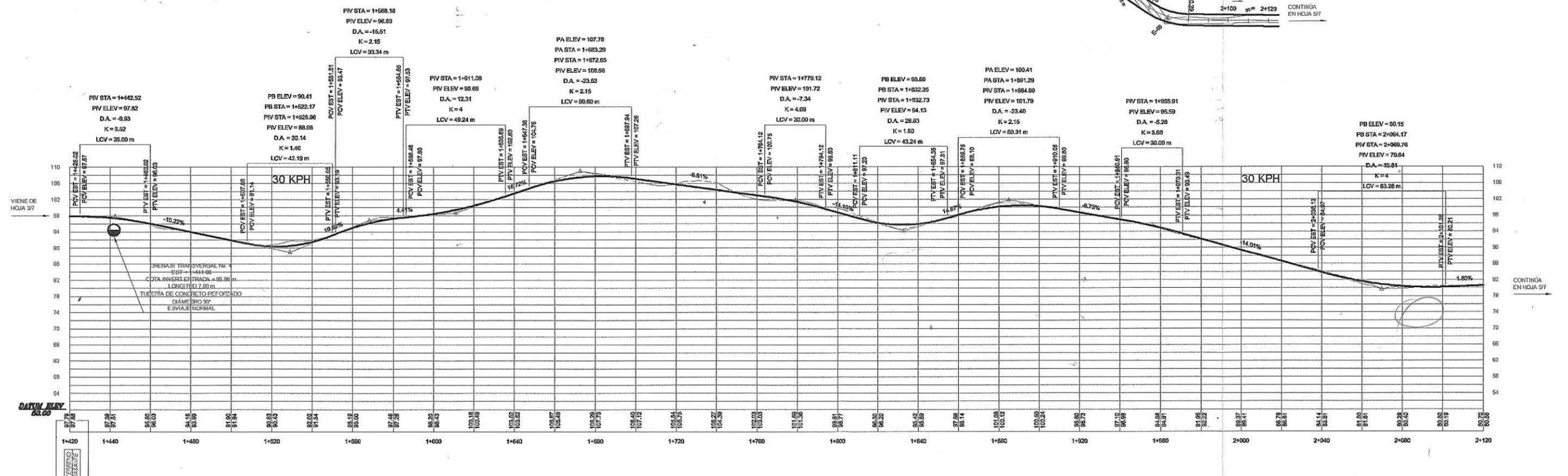
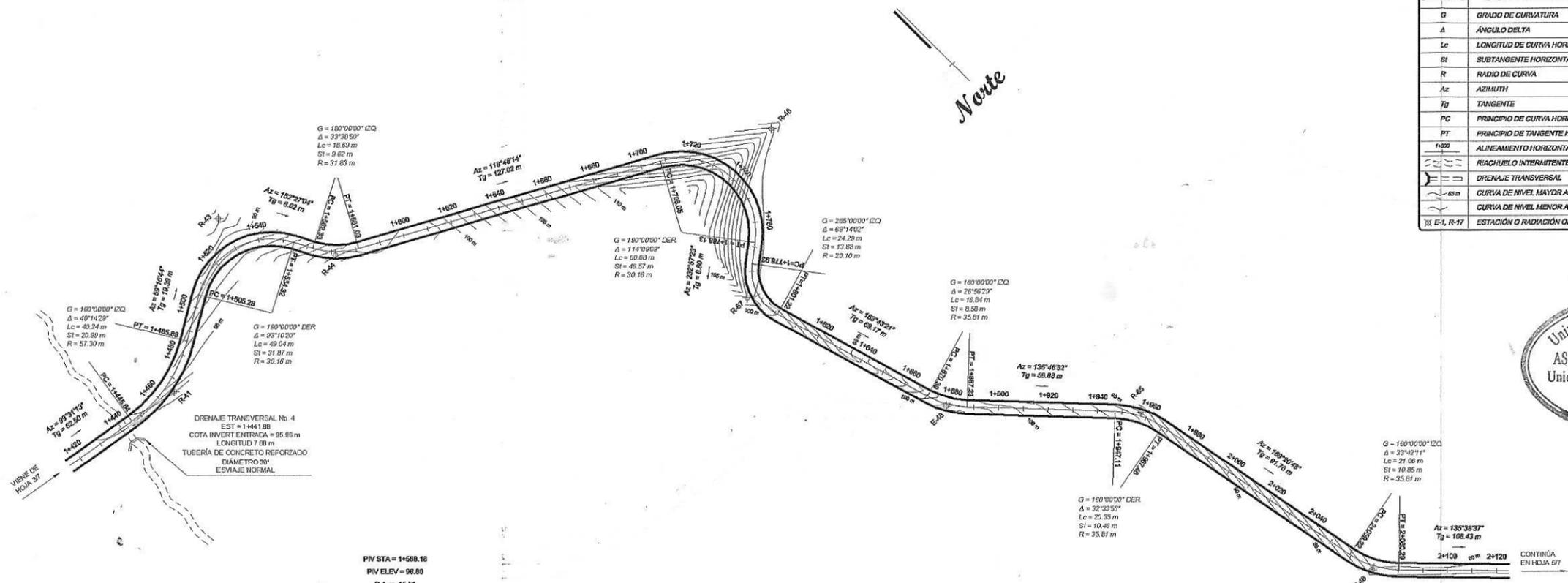
ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
 ESCALA VERTICAL: 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAAC, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA:	INDICADA.
FECHA:	NOVIEMBRE 2012.	DEDIL:	OLIVER ABAC.
CONTENIDO:	PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 0+740 A KM 1+420	CALEDA:	OLIVER ABAC.
DISEÑO:	OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ	INGENIERO:	ING. UMIS GREGORIO ALFARO VELIZ

Hoja 37

SÍMBOLO	SIGNIFICADO EN PLANTA	SÍMBOLO	SIGNIFICADO EN PERFIL
G	GRADO DE CURVATURA	Δ PIV	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
A	ÁNGULO DELTA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
St	SUBTANGENTE HORIZONTAL	D.A.	DIFERENCIA PENDIENTES
R	RADIO DE CURVA	K	CONSTANTE DE VISIBILIDAD
Az	AZIMUTH	LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
Tg	TANGENTE	EST	ESTACIONAMIENTO
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL	ELEV	ELEVACIÓN
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL	PA	PUNTO MÁS ALTO DE LA CURVA VERTICAL
1+00	ALINEAMIENTO HORIZONTAL	PB	PUNTO MÁS BAJO DE LA CURVA VERTICAL
(Symbol)	RIACHUELO INTERMITENTE	(Symbol)	ALINEAMIENTO VERTICAL (RASANTE)
(Symbol)	DRENAJE TRANSVERSAL	(Symbol)	TERRENO
(Symbol)	CURVA DE NIVEL MAYOR A CADA 5 METROS	(Symbol)	DRENAJE TRANSVERSAL
(Symbol)	CURVA DE NIVEL MENOR A CADA 1 METRO	(Symbol)	7.15% PENDIENTE DE LA TANGENTE VERTICAL
(Symbol)	ESTACIÓN O RADICACIÓN OBSERVADA		



PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 1+420 A KM 2+120.00
 Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

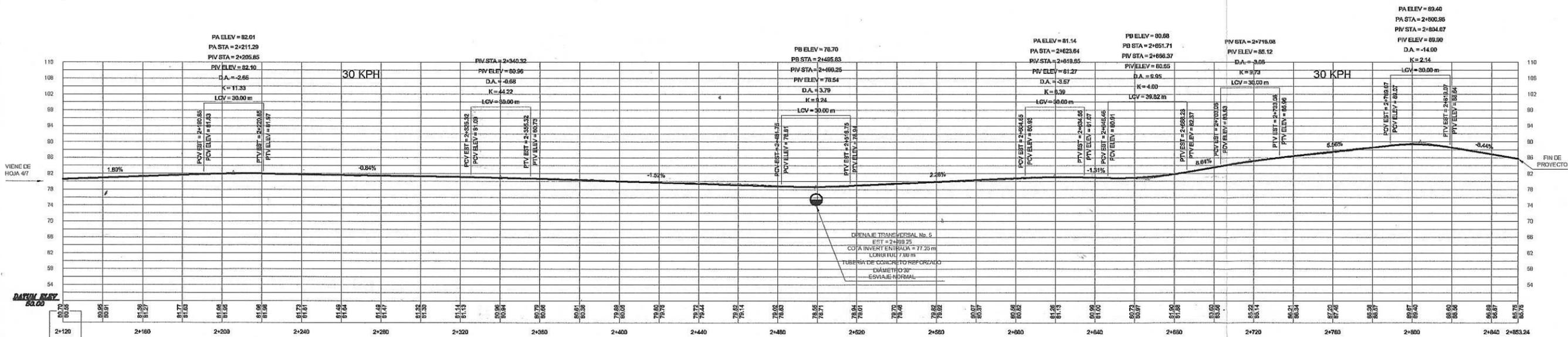
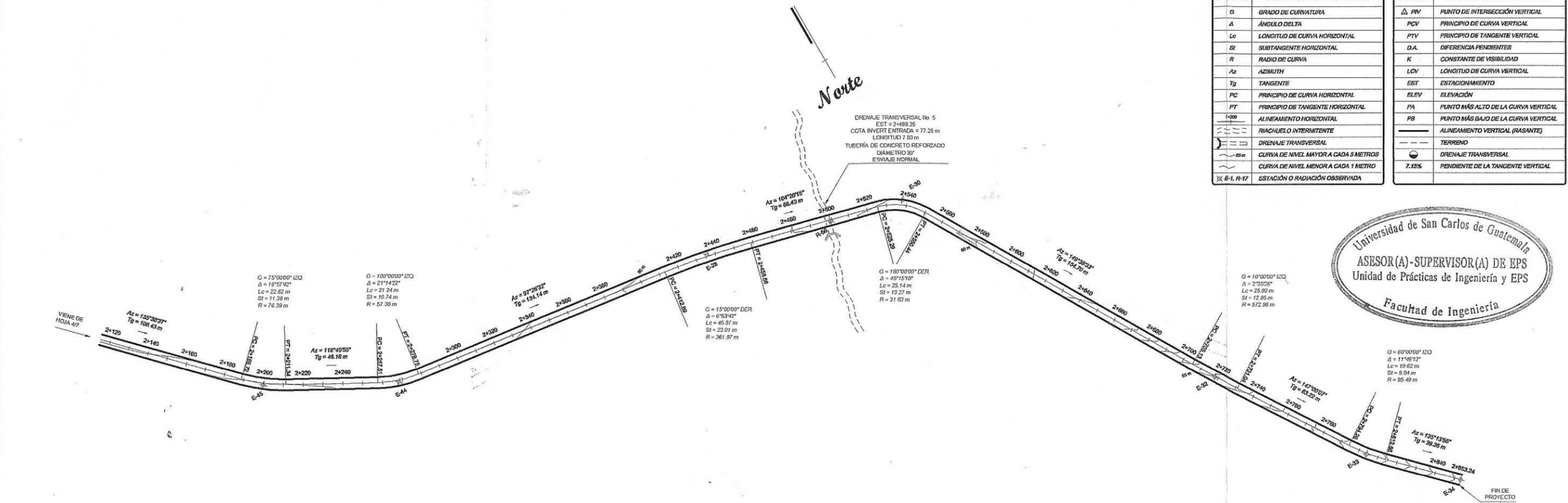
ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
 ESCALA VERTICAL: 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2012.	DISEÑO: OLIVER ABAC.
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 1+420 A KM 2+120	CALCULO: OLIVER ABAC.
DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ	ASISTENTE: LUCAS GREGORIO ALFARO VELIZ

HOJA 4/7

SIMBOLO	SIGNIFICADO EN PLANTA	SIMBOLO	SIGNIFICADO EN PERFIL
G	GRADO DE CURVATURA	△ PIV	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
Δ	ÁNGULO DELTA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
Lc	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
St	SUBTANGENTE HORIZONTAL	D.A.	DIFERENCIA PENDIENTES
R	RADIO DE CURVA	K	CONSTANTE DE VISIBILIDAD
Az	AZIMUTH	LCV	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
Tg	TANGENTE	EST	ESTACIONAMIENTO
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL	ELEV	ELEVACIÓN
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL	PA	PUNTO MÁS ALTO DE LA CURVA VERTICAL
1+00	ALINEAMIENTO HORIZONTAL	PB	PUNTO MÁS BAJO DE LA CURVA VERTICAL
---	RIACHUELO INTERMITENTE	---	ALINEAMIENTO VERTICAL (RASANTE)
---	DRENAJE TRANSVERSAL	---	TERRENO
---	CURVA DE NIVEL MAYOR A CADA 5 METROS	---	DRENAJE TRANSVERSAL
---	CURVA DE NIVEL MENOR A CADA 1 METRO	7.15%	PENDIENTE DE LA TANGENTE VERTICAL
⊗ E-1, R-17	ESTACIÓN O RADIAción OBSERVADA		



PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 2+120 A KM 2+853.24
 Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
 ESCALA VERTICAL: 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC, LIVINGSTON, IZABAL

ESCALA: INDICADA

FECHA: NOVIEMBRE 2012

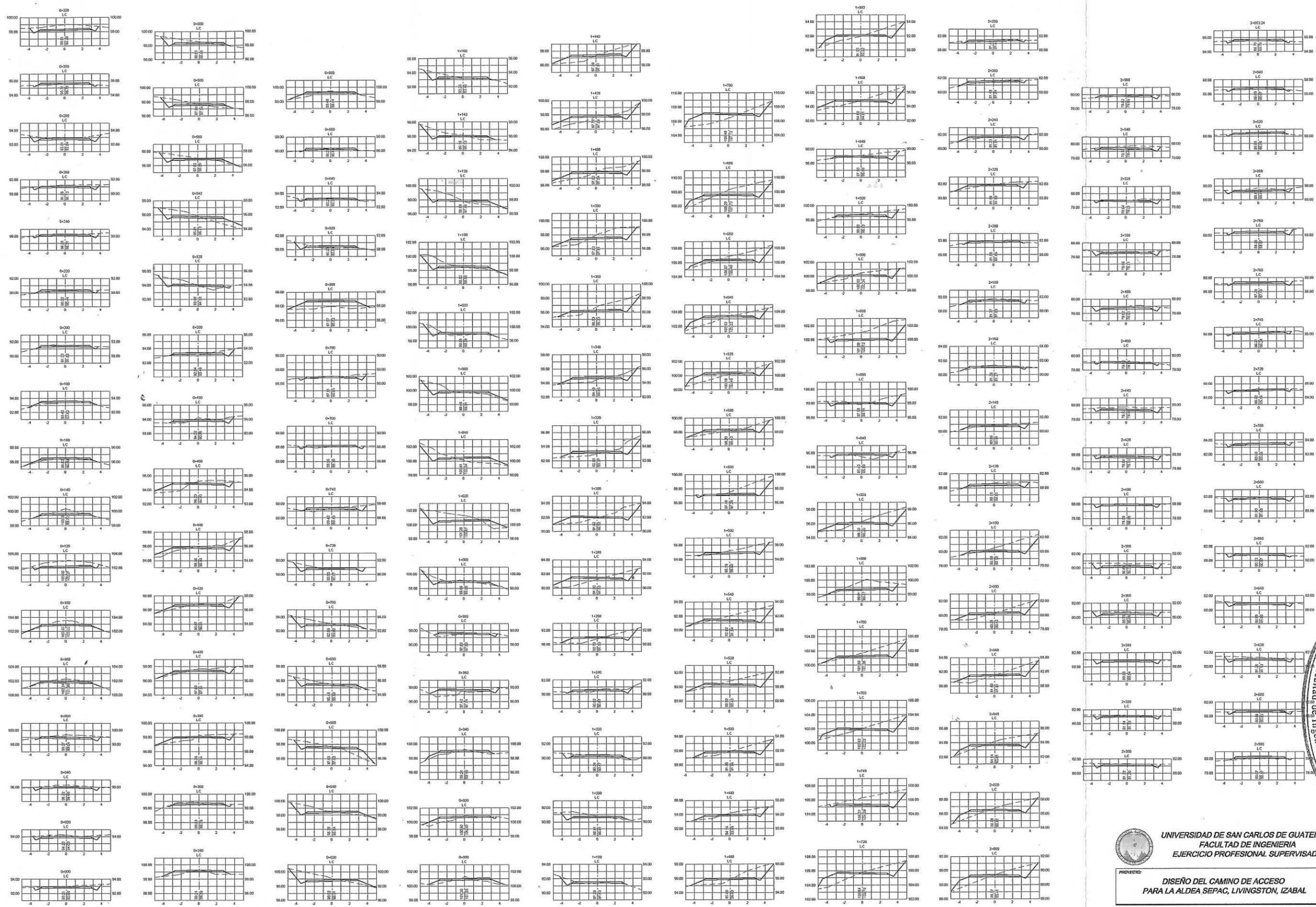
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL TRAMO DE KM 2+120 A KM 2+853.24

DELAZ: OLIVER ABAC.

CALCULO: OLIVER ABAC.

DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ, LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

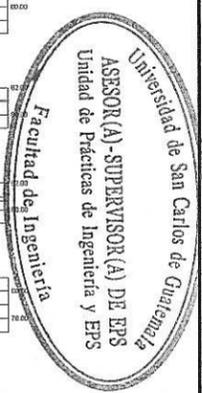
Hoja 5/7



SECCIONES TRANSVERSALES DE KM 0+000 A KM 2+853.24

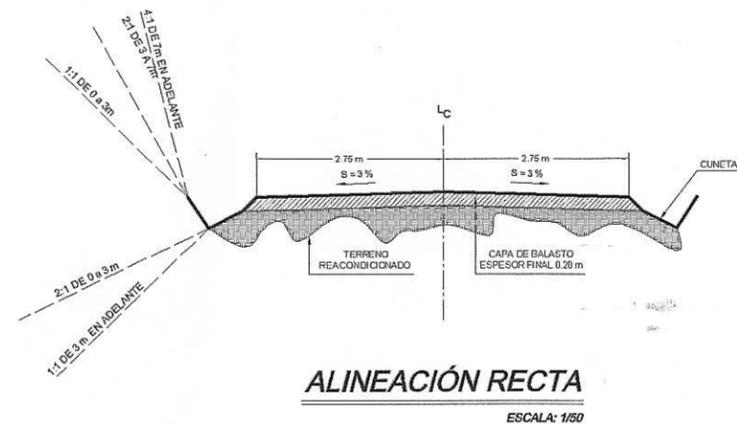
Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

ESCALA HORIZONTAL: 1/200
ESCALA VERTICAL: 1/250



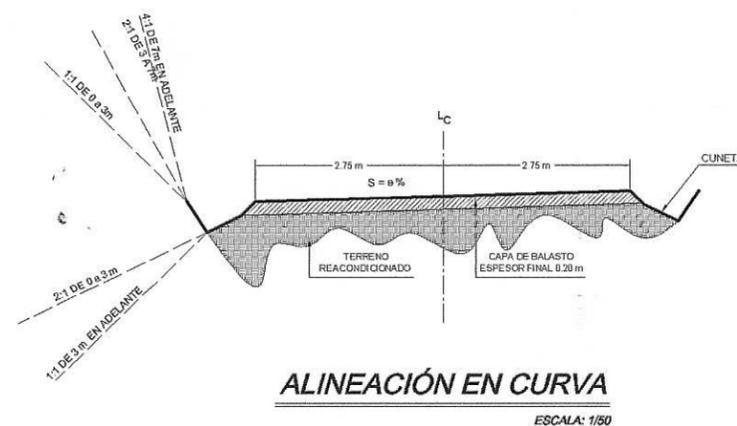
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA: INDICADA.
FECHA: NOVIEMBRE 2012.	DEBIDO: OLIVER ABAC.
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES DE KM 0+000 A KM 2+853.24	CALCULO: OLIVER ABAC.
DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CÚMEZ.	VERIFICADO: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ.



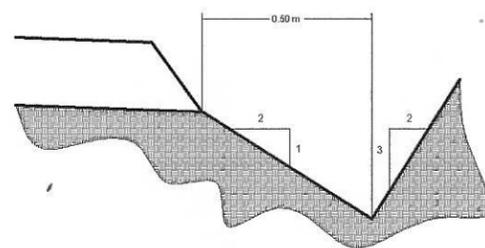
ALINEACIÓN RECTA

ESCALA: 1/50



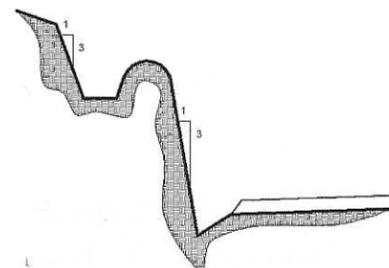
ALINEACIÓN EN CURVA

ESCALA: 1/50



CUNETETA TRIANGULAR

ESCALA: 1/10

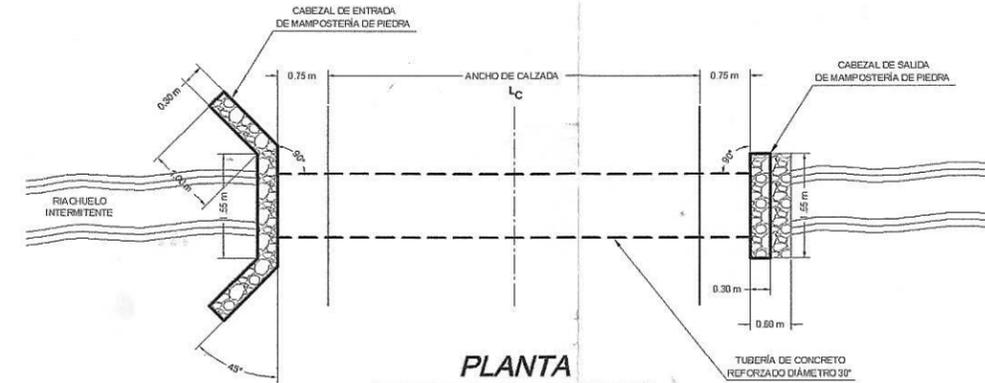


CONTRACUNETETA

ESCALA: 1/50

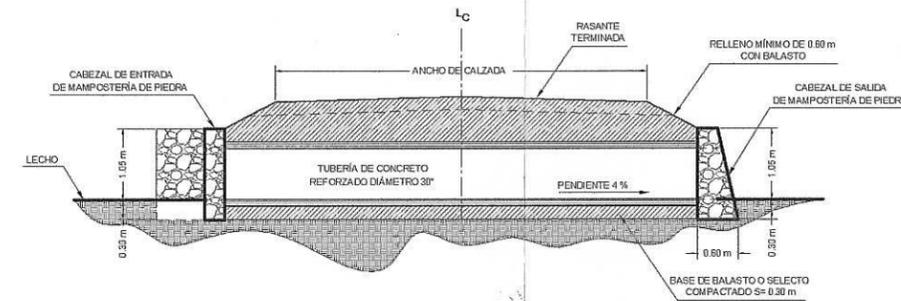
DETALLES DE SECCIÓN TÍPICA

Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal



PLANTA

ESCALA: 1/50



SECCIÓN LONGITUDINAL

ESCALA: 1/50

DETALLES DE DRENAJE TRANSVERSAL

Camino de Acceso Aldea Sepac, Livingston, Izabal

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

TALUDES

- LOS TALUDES SE CONSTRUIRÁN COMO SE INDICA EN PLANOS.
- PARA ESTABILIZARLOS DEBERÁN SER CUBIERTOS CON VEGETACIÓN.

CUNETAS Y CONTRACUNETAS

- SE CONSTRUIRÁN COMO SE INDICA EN PLANOS.
- TENDRÁN UNA PENDIENTE LONGITUDINAL NO MENOR DEL 2%.
- SE DEBERÁN TALLAR CON EL OBJETIVO DE ELIMINAR OBSTRUCCIONES AL PASO DE AGUA PLUVIAL.

DRENAJES TRANSVERSALES

- SE UTILIZARÁ TUBERÍA DE CONCRETO REFORZADO DE DIÁMETRO DE 30".
- LA BASE DE LA TUBERÍA SERÁ UNA CAMA DE BALASTO COMPACTADO.
- EL RELLENO MÍNIMO SERÁ DE 0.60 METROS A PARTIR DE LA CORONA DEL TUBO, DEBIDAMENTE COMPACTADO.
- LA PENDIENTE DE LA TUBERÍA SERÁ DEL 4% COMO MÍNIMO.
- DEBERÁN CONSTRUIRSE CABEZALES DE ENTRADA Y SALIDA PARA LA ADECUADA RECOLECCIÓN Y ENCAJAMIENTO DE LAS AGUAS PLUVIALES. ESTAS ESTRUCTURAS SERÁN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA DE CANTERA DE 2" A 4" CON ACABADO NATURAL.
- LA FUNDICIÓN DE MAMPOSTERÍA TENDRÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:2 (MORTERO, PIEDRA DE CANTERA).
- EL MORTERO TENDRÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:3 (CEMENTO, ARENA DE RÍO CERVIDA).



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO DE ACCESO PARA LA ALDEA SEPAC, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA: INDICADA.
FECHA: NOVIEMBRE 2012.	DISEÑO: OLIVER ABAC.
CONTENIDO: SECCIÓN TÍPICA + DRENAJE TRANSVERSAL	CALCULO: OLIVER ABAC.
DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ.	REVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL

ÍNDICE DE PLANOS

1. PLANTA DE TOPOGRAFÍA
2. PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+000 A 0+417.10
3. PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+417.10 A 1+010.71
4. PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN PRINCIPAL (RAMALES 1, 2, 3 Y 4)
5. PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN (RAMALES 1.1, 2.1 Y 3.1)
6. PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN (RAMALES 4.1 Y 4.2)
7. CAPTACIÓN + SEDIMENTADOR + FILTROS
8. TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 30 M³ + DENSIFICADOR
9. CAJA ROMPE PRESIÓN Y CAJA DE VÁLVULAS
10. CONEXIONES PREDIALES Y PASO DE ZANJÓN

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

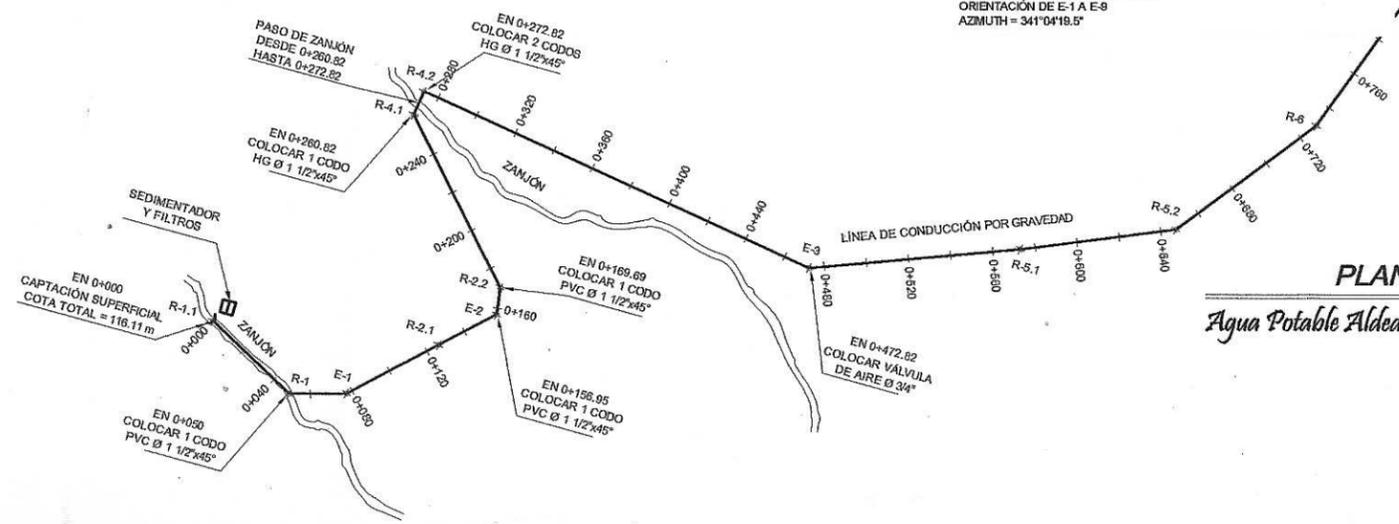
DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO POR LA GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES DEL INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL, INFOMU, Y LA UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE AGUAS RURALES - UNEPAR, SE RESPETARÁN LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:

- EL SISTEMA DE SERVICIO SERÁ POR CONEXIONES PREDIALES.
- LA DOTACIÓN UTILIZADA ES DE 130 LITROS / HABITANTE / DÍA.
- EL PERIODO DE DISEÑO ESTÁ CONSTITUIDO POR 21 AÑOS.
- LA POBLACIÓN BASE ES DE 220 HABITANTES (AÑO 2012).
- LA POBLACIÓN PROYECTADA AL FINAL DEL PERIODO DE DISEÑO (AÑO 2033) ES DE 394 HABITANTES.
- LA TUBERÍA DEBERÁ ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 1.20 m SOBRE LA CORDONA DEL TUBO CUANDO ATRAVIESE CAMINOS CON TRÁNSITO VEHICULAR Y DE 0.60 m CUANDO ATRAVIESE CULTIVOS, VEREDAS PEATONALES.
- LA TUBERÍA EXPUESTA A LA INTemperIE SERÁ DE HIERRO GALVANIZADO ANCLADA ADECUADAMENTE.
- LA PRESIÓN DE SERVICIO DEBERÁ SER MENOR A 60 METROS COLUMNA DE AGUA PARA CONDUCCIÓN. PARA DISTRIBUCIÓN DEBERÁ ESTAR ENTRE 10 A 40 METROS COLUMNA DE AGUA.
- LA PRESIÓN ESTÁTICA DEBERÁ SER MENOR A 80 METROS COLUMNA DE AGUA PARA CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN.
- SE INSTALARÁN VÁLVULAS DE AIRE EN PUNTOS ALTOS.
- SE INSTALARÁN VÁLVULAS DE LIMPIEZA EN PUNTOS BAJOS.
- SE INSTALARÁN VÁLVULAS DE COMPUERTA PARA REPARACIONES Y MANTENIMIENTO. SE LOCALIZARÁN DE TAL MODO QUE PERMITAN AISLAR UN TRAMO, SIN DEJAR FUERA DE SERVICIO UNA GRAN EXTENSIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.
- TODAS LAS VÁLVULAS DEBERÁN PROTEGERSE CON CAJAS DE REGISTRO.

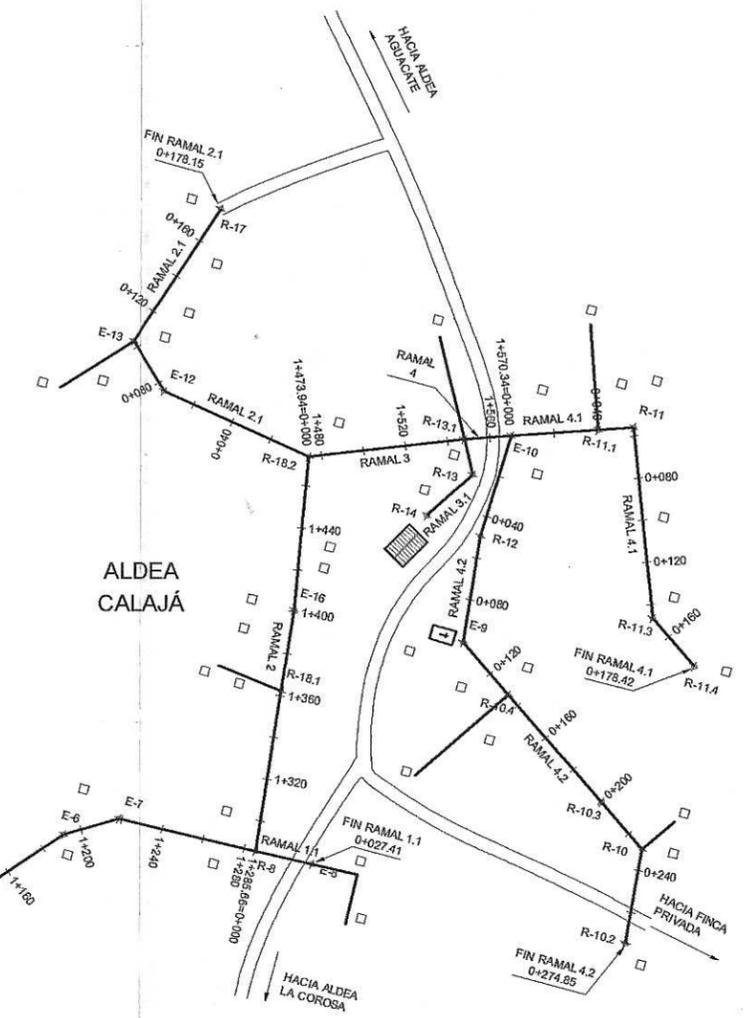
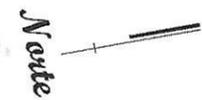
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VIVIENDA SIN SERVICIO DE AGUA POTABLE (BENEFICIARIOS DE ESTE PROYECTO)
	IGLESIA
	ESCUELA
	CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERÍA
	VEREDA
	ZANJÓN
	RADIACIÓN OBSERVADA
	ESTACIÓN OBSERVADA
	LÍNEA DE ACUEDUCTO
	CAPTACIÓN Y SISTEMA DE FILTROS RÁPIDOS
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA DIÁMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE RETENCIÓN DIÁMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE AIRE DIÁMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA DIÁMETRO INDICADO
	COTA PIEZOMÉTRICA
	METROS COLUMNA DE AGUA
	PRESIÓN DE SERVICIO
	CAUDAL DE DISEÑO EN LITROS / SEGUNDO

LIBRETA FINAL DE TOPOGRAFÍA					
E	PO	AZIMUTH	DH (m)	COTA (m)	CAMNAMENTO (km)
LÍNEA DE CONDUCCIÓN					
R-1.1	R-1	53	22	25	116.11
R-1	E-1	8	51	27	27.13
E-1	R-2.1	341	68	17	49.14
R-2.1	E-2	341	68	17	30.68
E-2	R-2.2	268	23	23	12.74
R-2.2	R-4.1	253	11	22	91.13
R-4.1	R-4.2	303	42	1	12.00
R-4.2	E-3	34	16	24	200.00
E-3	R-5.1	4	44	2	100.33
R-5.1	R-5.2	2	40	29	73.95
R-5.2	R-6	333	40	31	82.42
R-6	R-7	315	33	37	221.27
R-7	E-5	531	14	29	69.82
RAMAL ABIERTO 1					
E-5	E-6	336	6	50	180.98
E-6	E-7	353	40	7	26.96
E-7	R-8	23	9	9	66.96
RAMAL ABIERTO 1.1					
R-8	E-8	22	62	27	27.41
RAMAL ABIERTO 2					
R-8	R-8.1	288	50	50	76.71
R-8.1	E-16	289	45	40	38.57
E-16	R-18.2	285	19	29	73.00
RAMAL ABIERTO 2.1					
R-18.2	E-12	214	6	16	75.32
E-12	E-13	248	29	29	27.84
E-13	R-17	313	11	42	74.99
RAMAL ABIERTO 3					
R-18.2	R-13.1	3	34	20	74.02
RAMAL ABIERTO 3.1					
R-13.1	R-13	86	30	34	17.16
R-13	R-14	147	53	13	28.83
RAMAL ABIERTO 4					
R-13.1	E-10	5	45	52	22.38
RAMAL ABIERTO 4.1					
E-10	R-11.1	5	45	52	41.00
R-11.1	R-11	5	45	52	16.70
R-11	R-11.3	94	3	29	90.72
R-11.3	R-11.4	59	0	14	30.00
RAMAL ABIERTO 4.2					
E-10	R-12	116	49	27	49.61
R-12	E-9	109	13	18	50.60
E-9	R-10.4	59	0	14	33.00
R-10.4	R-10.3	59	0	14	67.00
R-10.3	R-10	59	0	14	29.64
R-10	R-10.2	110	4	18	45.00

COORDENADAS GEOGRÁFICAS SISTEMA WGS 84
 ESTACIÓN E-1 (B.M.)
 15°51'12.2" NORTE, 89°04'01.1" OESTE
 ESTACIÓN E-9 (B.M.)
 15°51'49.0" NORTE, 89°04'14.1" OESTE
 ORIENTACIÓN DE E-1 A E-9
 AZMUTH = 341°04'19.5"



PLANTA DE TOPOGRAFÍA
 Agua Potable Aldea Calajá, Livingston, Izabal
 ESCALA: 1/1600



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL

FECHA: AGOSTO 2012

CONTENIDO: PLANTA DE TOPOGRAFÍA

ELABORADO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ

REVISADO: GREGORIO ALFARO VELIZ

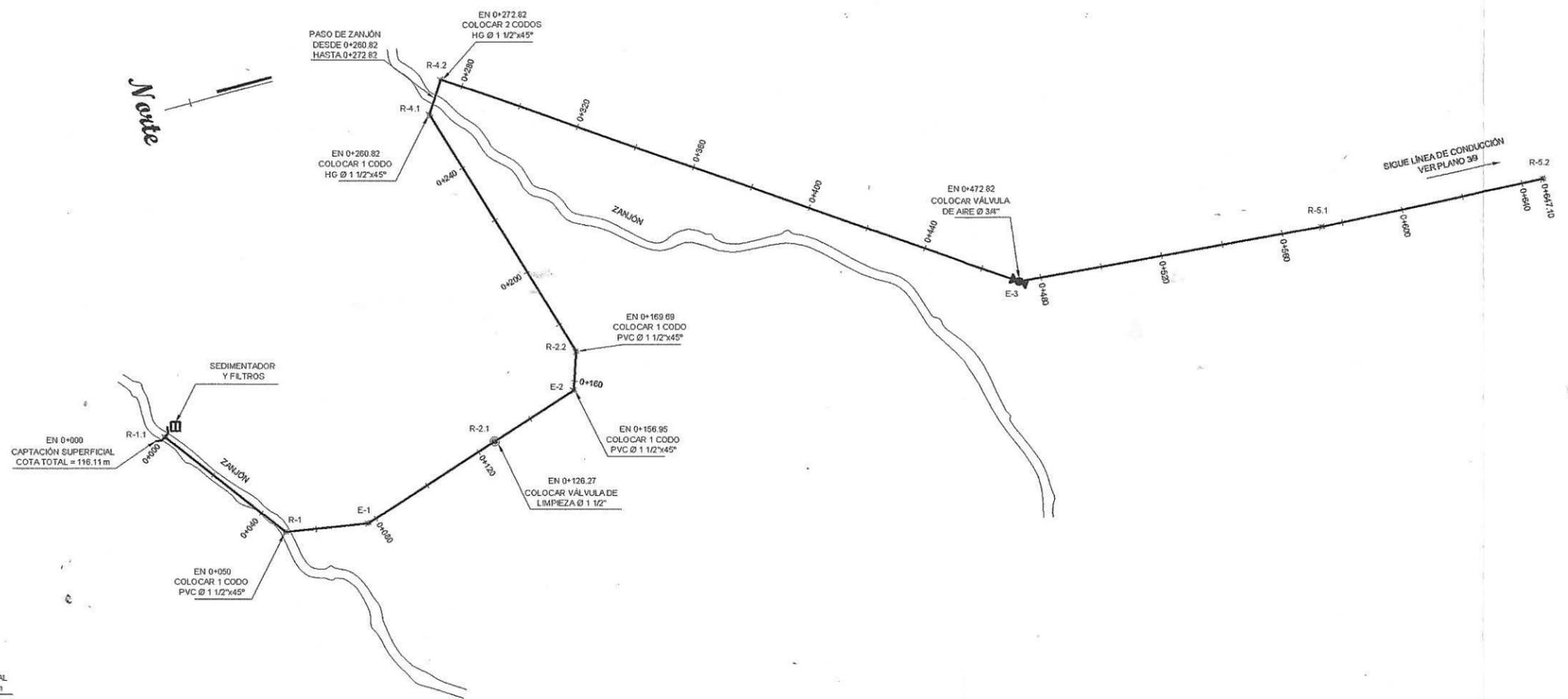
ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO 2012

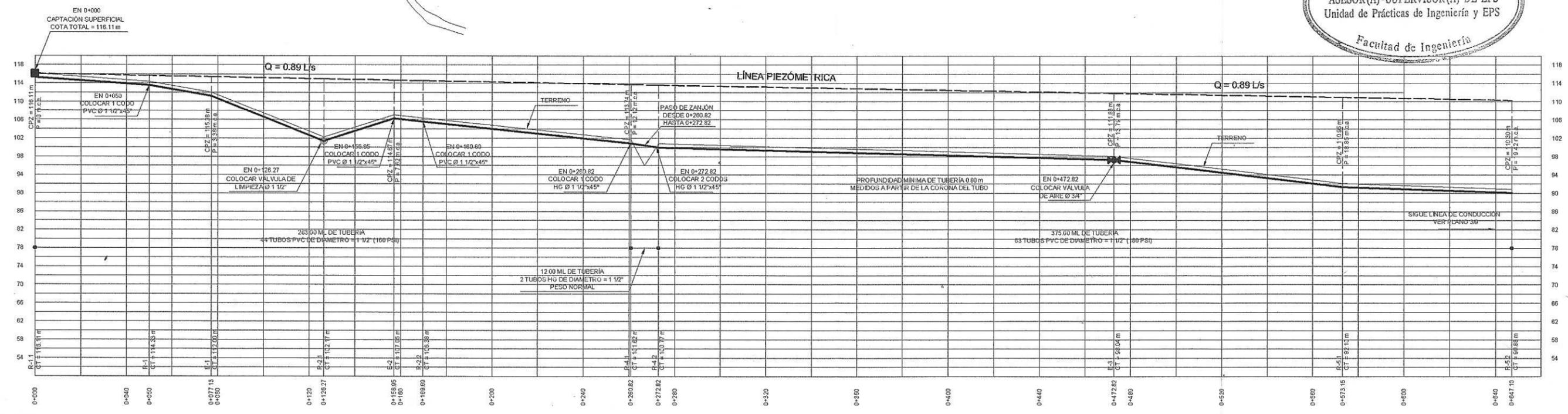
DISEÑO: OLIVER ABAC

CALEDA: OLIVER ABAC

1/10



SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VIVIENDA SIN SERVICIO DE AGUA POTABLE (BENEFICIARIOS DE ESTE PROYECTO)
	IGLESIA
	ESCUELA
	CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERÍA
	VEREDA
	ZANJÓN
	RADIACIÓN OBSERVADA
	ESTACIÓN OBSERVADA
	LÍNEA DE AGUEDUCTO
	CAPTACIÓN Y SISTEMA DE FILTROS RÁPIDOS
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA DIÁMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE RETENCIÓN DIÁMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE AIRE DIÁMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA DIÁMETRO INDICADO
CPZ	COTA PIEZOMÉTRICA
m.c.a.	METROS COLUMNA DE AGUA
P=9.8 m.c.a.	PRESIÓN DE SERVICIO
Q=0.89 L/s	CAUDAL DE DISEÑO EN LITROS / SEGUNDO



DATUM ELEV 50.00

PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+000 A 0+647.10
 Agua Potable Aldea Calajá, Livingston, Izabal

ESCALA HORIZONTAL: 1/600
 ESCALA VERTICAL: 1/400

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL

FECHA: AGOSTO 2012.

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+000 A 0+647.10

DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC GUMEZ

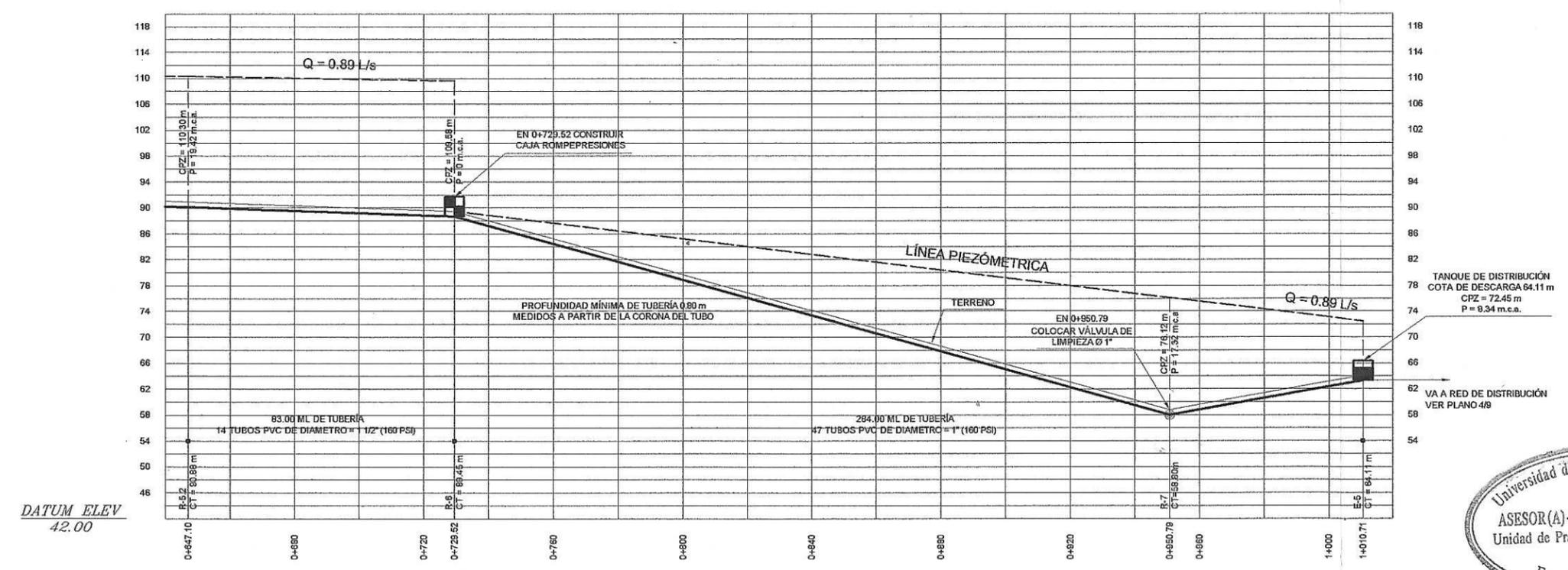
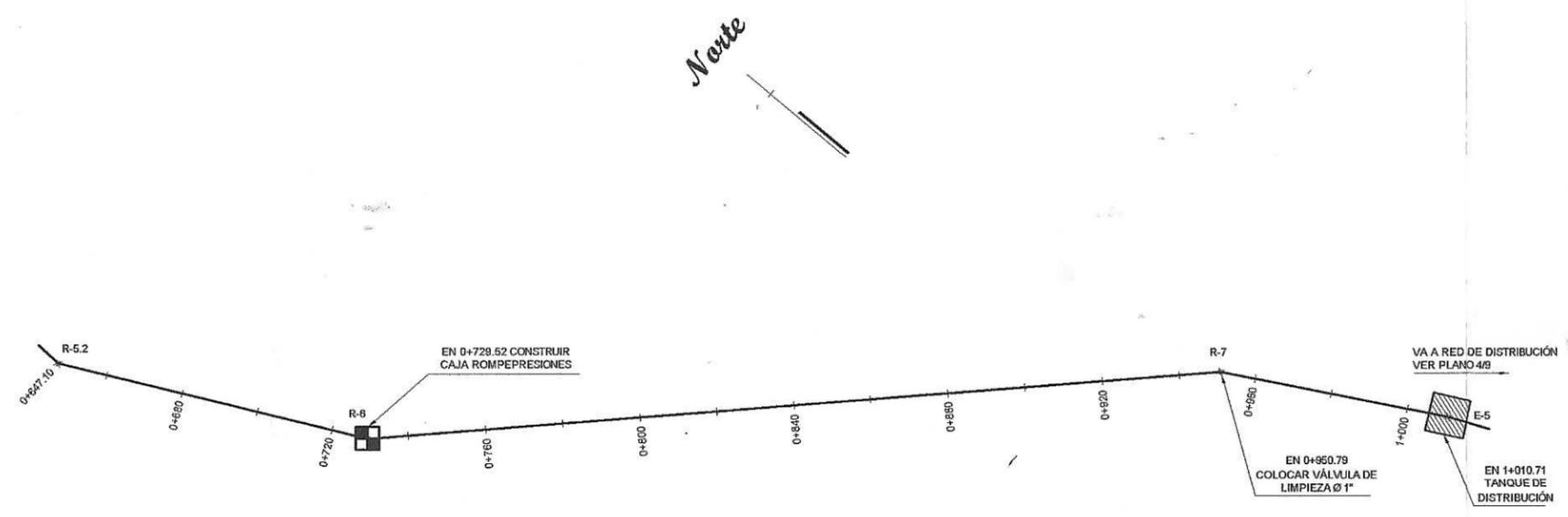
REVISOR: OLIVER ABAC

PROFESOR: GREGORIO ALFARO VELIZ

ESCALA: INDICADA

HOJA 2/10

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VIVIENDA SIN SERVICIO DE AGUA POTABLE (BENEFICIARIOS DE ESTE PROYECTO)
	IGLESIA
	ESCUELA
	CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERÍA
	VEREDA
	ZANJÓN
	RADIACIÓN OBSERVADA
	ESTACIÓN OBSERVADA
	LÍNEA DE ACUEDUCTO
	CAPTACIÓN Y SISTEMA DE FILTROS RÁPIDOS
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	VÁLVULA DE COMPUERTA DIAMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE RETENCIÓN DIAMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE AIRE DIAMETRO INDICADO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA DIAMETRO INDICADO
CPZ	COTA PIEZOMÉTRICA
m.c.a.	METROS COLUMNA DE AGUA
P=8 m.c.a.	PRESIÓN DE SERVICIO
Q = 0.89 L/s	CAUDAL DE DISEÑO EN LITROS / SEGUNDO



DATUM ELEV
42.00

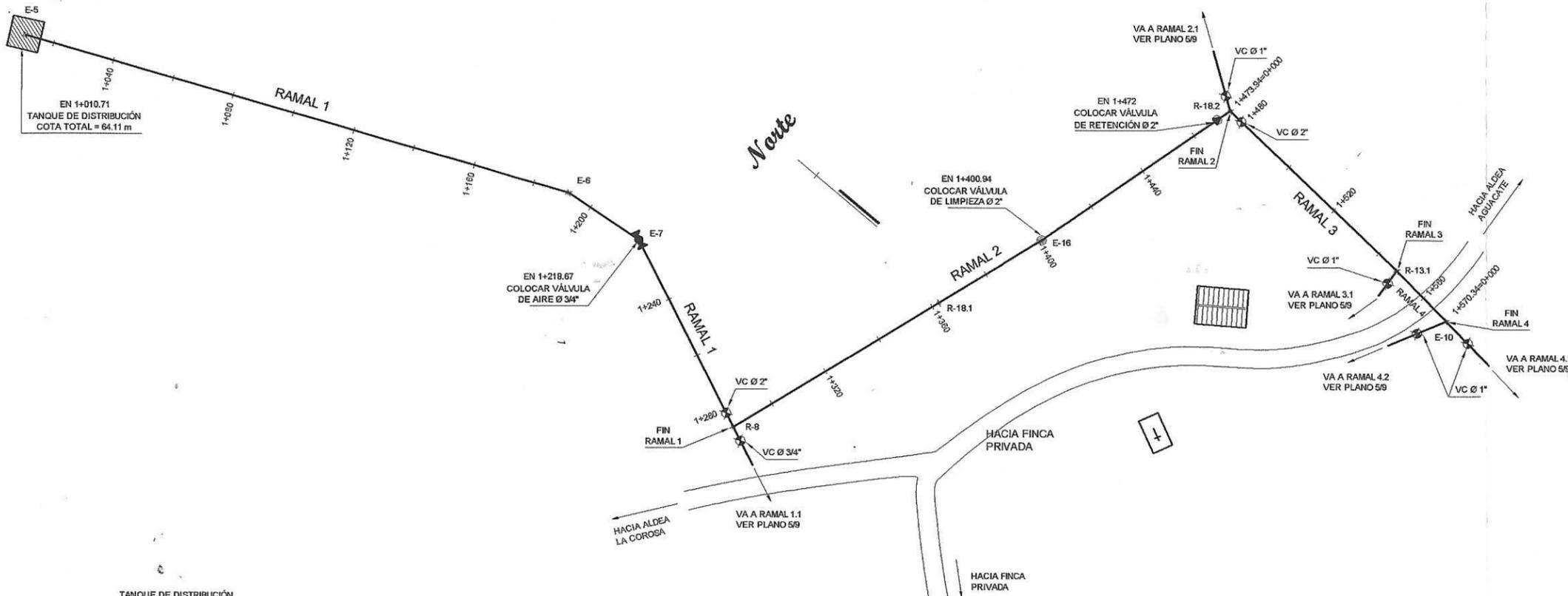
PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+647.10 A 1+010.71
 Agua Potable Aldea Calajá, Livingston, Izabal
 ESCALA HORIZONTAL: 1/1800
 ESCALA VERTICAL: 1/400



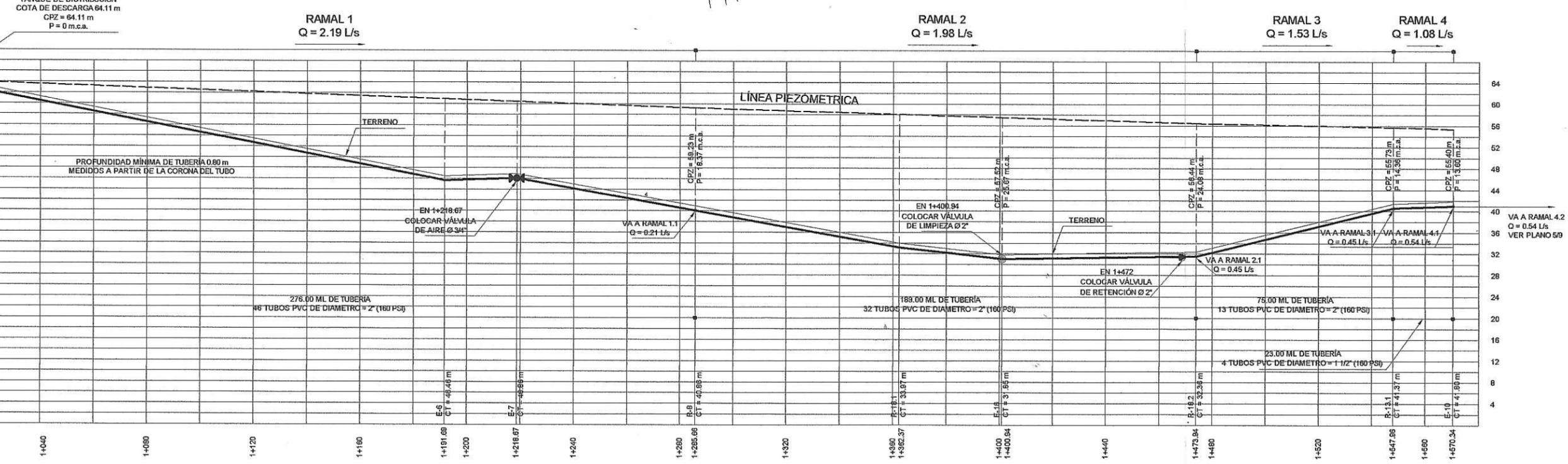
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA: INDICADA.
FECHA: AGOSTO 2012.	DISEÑO: OLIVER ABAC.
CONTRATO: PLANTA - PERFIL DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+647.10 A 1+010.71	VALORADO: OLIVER ABAC.
DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ	ASISTENTE: MIGUEL GREGORIO ALFARO VELIZ

HOJA 3/10



SÍMBOLO	SIGNIFICADO
[Empty square]	VIVIENDA SIN SERVICIO DE AGUA POTABLE (BENEFICIARIOS DE ESTE PROYECTO)
[Cross-hatched square]	IGLESIA
[Grid pattern square]	ESCUELA
[Wavy line]	CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERÍA
[Dashed line]	VEREDA
[Dotted line]	ZANJÓN
[Square with 'R-10']	RADIACIÓN OBSERVADA
[Square with 'E-10']	ESTACIÓN OBSERVADA
[Arrow]	LÍNEA DE ACUEDUCTO
[Circle with 'R']	CAPTACIÓN Y SISTEMA DE FILTROS RÁPIDOS
[Square with 'E']	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
[Circle with 'VC']	VÁLVULA DE CUPIERTA DIAMETRO INDICADO
[Circle with 'R']	VÁLVULA DE RETENCIÓN DIAMETRO INDICADO
[Circle with 'E']	VÁLVULA DE AIRE DIAMETRO INDICADO
[Circle with 'L']	VÁLVULA DE LIMPIEZA DIAMETRO INDICADO
[Line with 'CPZ']	COTA PIEZOMÉTRICA
[Line with 'm.c.a.']	METROS COLUMNA DE AGUA
[Line with 'P=0.8 m.c.a.']	PRESIÓN DE SERVICIO
[Line with 'Q=0.89 L/s']	CAUDAL DE DISEÑO EN LITROS / SEGUNDO



DATUM ELEV 0.00



PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN PRINCIPAL (RAMALES 1, 2, 3 Y 4)

Agua Potable Aldea Calajá, Livingston, Izabal

ESCALA HORIZONTAL: 1/800
ESCALA VERTICAL: 1/400

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL

FECHA: AGOSTO 2012

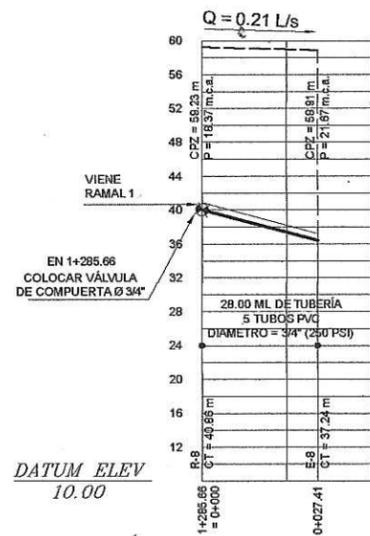
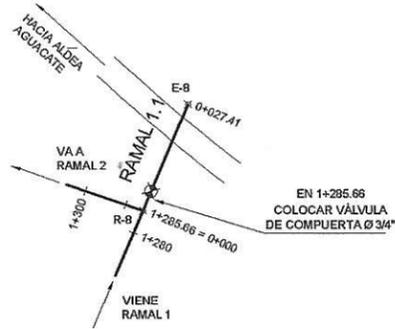
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN PRINCIPAL (RAMALES 1, 2, 3 Y 4)

DESEÑO: OLIVER ABAC.
CALIFICADO: OLIVER ABAC.

DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ
SUPERVISADO: GREGORIO ALFARO VELIZ

HOJA 4/10

Norte

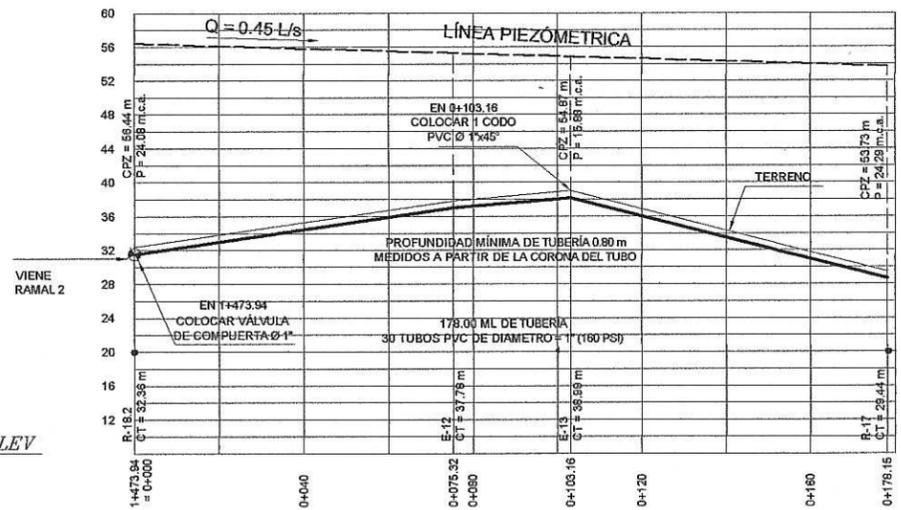
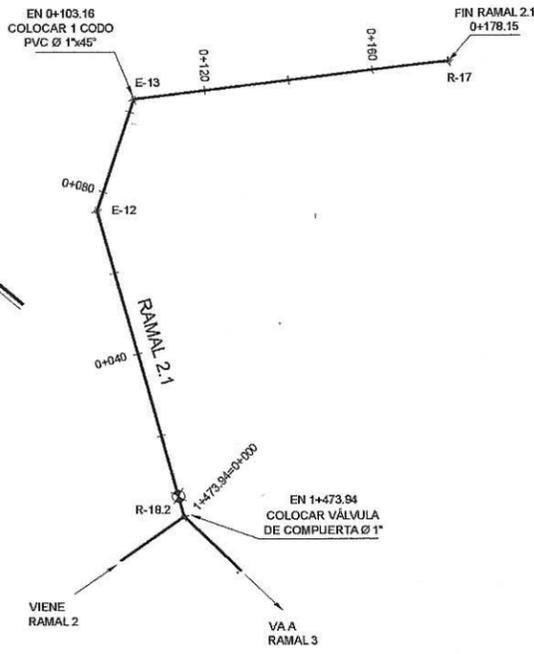


PLANTA - PERFIL RAMAL 1.1

Agua Potable Aldea Calajá

ESCALA HORIZONTAL: 1/800
ESCALA VERTICAL: 1/400

Norte

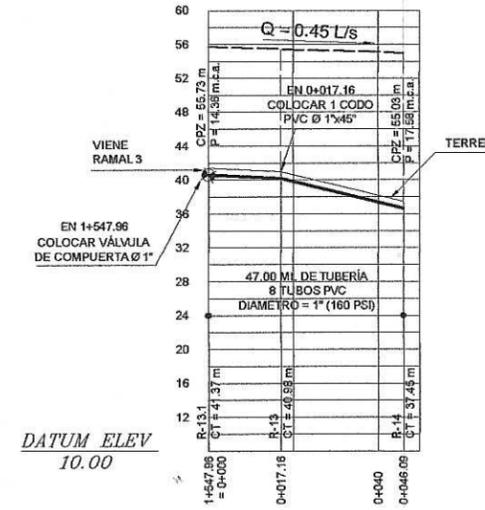
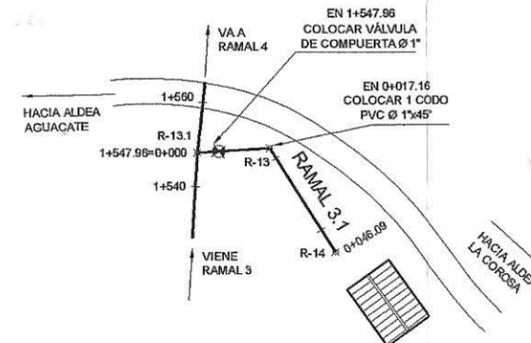


PLANTA - PERFIL RAMAL 2.1

Agua Potable Aldea Calajá

ESCALA HORIZONTAL: 1/800
ESCALA VERTICAL: 1/400

Norte

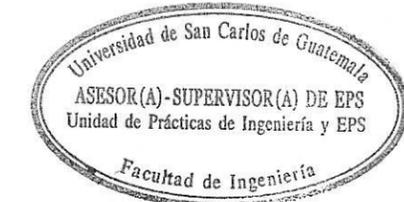


PLANTA - PERFIL RAMAL 3.1

Agua Potable Aldea Calajá

ESCALA HORIZONTAL: 1/800
ESCALA VERTICAL: 1/400

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
[Empty square]	VIVIENDA SIN SERVICIO DE AGUA POTABLE (BENEFICIARIOS DE ESTE PROYECTO)
[Crossed square]	IGLESIA
[Grid pattern]	ESCUELA
[Wavy line]	CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERÍA
[Dashed line]	VEREDA
[Dotted line]	ZANJÓN
[X R-10]	RADIACIÓN OBSERVADA
[X E-10]	ESTACIÓN OBSERVADA
[Arrow]	LÍNEA DE ACUEDUCTO
[Bracket]	CAPTACIÓN Y SISTEMA DE FILTROS RÁPIDOS
[Square]	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
[VC]	VÁLVULA DE COMPUERTA DIAMETRO INDICADO
[V]	VÁLVULA DE RETENCIÓN DIAMETRO INDICADO
[A]	VÁLVULA DE AIRE DIAMETRO INDICADO
[L]	VÁLVULA DE LIMPIEZA DIAMETRO INDICADO
[CPZ]	COTA PIEZOMÉTRICA
[m.c.a.]	METROS COLUMNA DE AGUA
[P=8 m.c.a.]	PRESIÓN DE SERVICIO
[Q=0.88 l/s]	CAUDAL DE DISEÑO EN LITROS / SEGUNDO



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL

FECHA: AGOSTO 2012

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN RAMALES 4.1 Y 4.2

DISCENSO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ

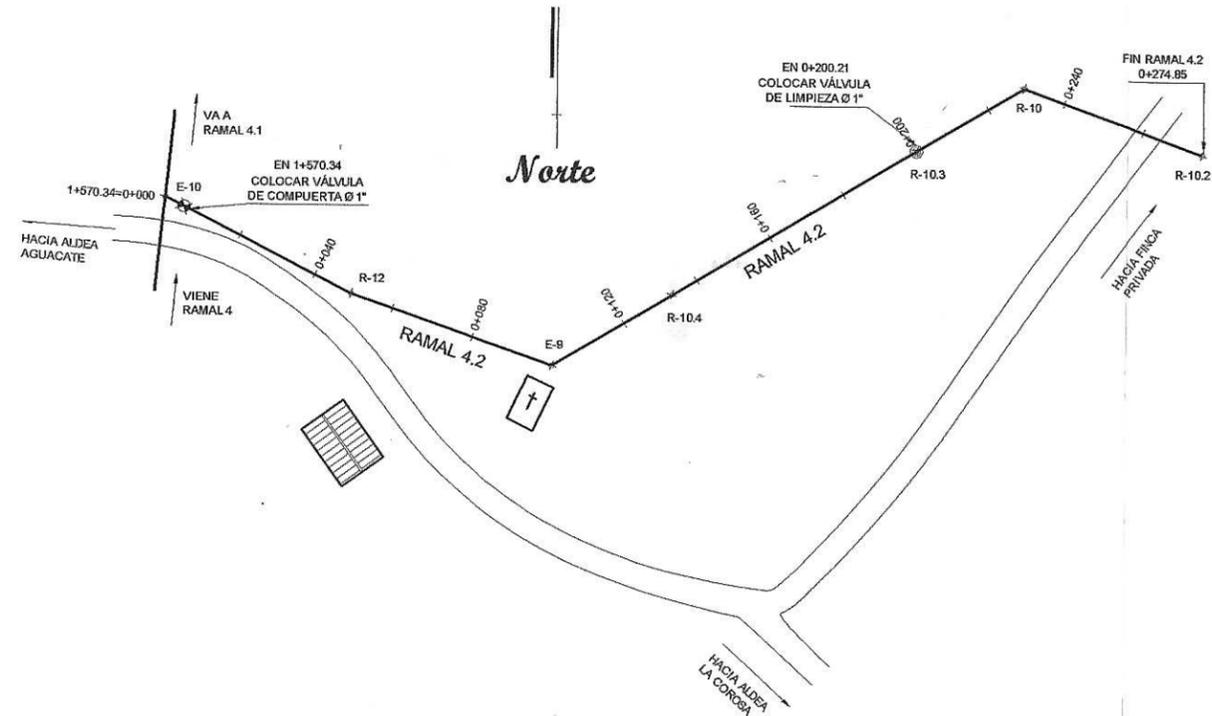
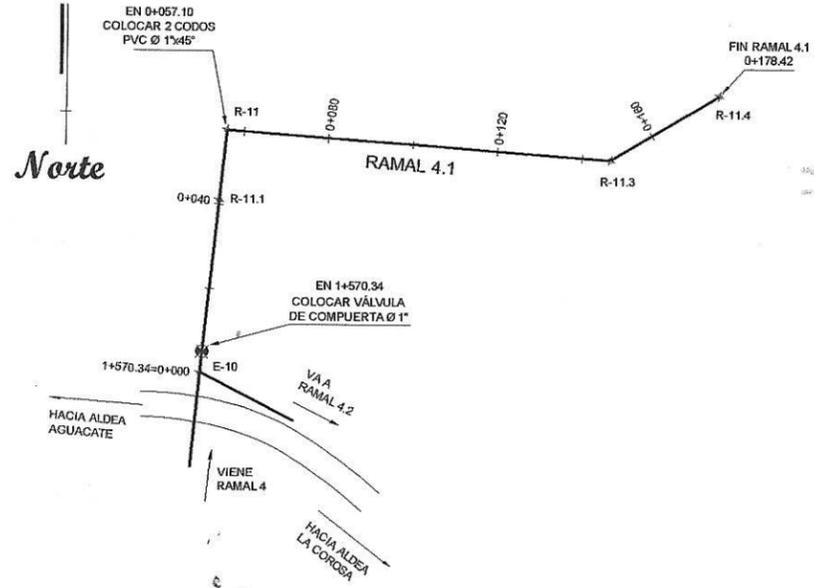
ESCALA: INDICADA

REVISOR: OLIVER ABAC

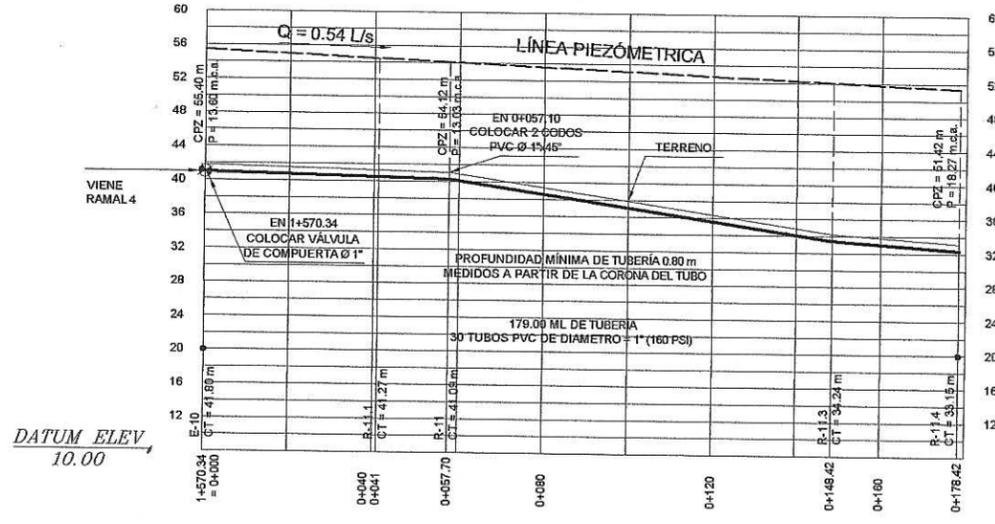
CAJAL: OLIVER ABAC

PROFESOR: MIGUEL GREGORIO ALFARO VELIZ

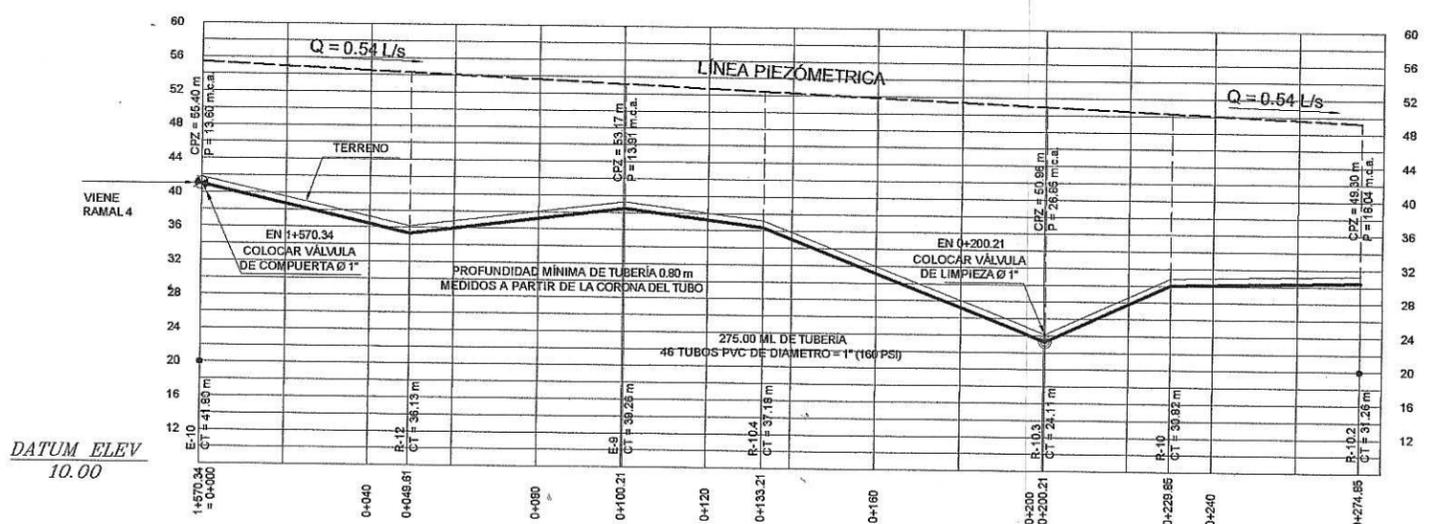
HOJA 5/10



SÍMBOLO	SIGNIFICADO
[Square]	VIVIENDA SIN SERVICIO DE AGUA POTABLE (BENEFICIARIOS DE ESTE PROYECTO)
[Cross]	IGLESIA
[Grid]	ESCUELA
[Wavy]	CAMINO MUNICIPAL DE TERRACERÍA
[Wavy]	VEREDA
[Wavy]	ZANAJÓN
[X-R-10]	RADIACIÓN OBSERVADA
[X-E-10]	ESTACIÓN OBSERVADA
[Line]	LÍNEA DE AGUEDUCTO
[Circle]	CAPTACIÓN Y SISTEMA DE FILTROS RÁPIDOS
[Square]	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
[VC]	VÁLVULA DE COMPUERTA DIÁMETRO INDICADO
[V]	VÁLVULA DE RETENCIÓN DIÁMETRO INDICADO
[A]	VÁLVULA DE AIRE DIÁMETRO INDICADO
[L]	VÁLVULA DE LIMPIEZA DIÁMETRO INDICADO
[CPZ]	COTA PIEZOMÉTRICA
[m.c.a.]	METROS COLUMNA DE AGUA
[P=8.9 m.c.a.]	PRESIÓN DE SERVICIO
[Q=0.09 L/s]	CAUDAL DE DISEÑO EN LITROS / SEGUNDO



PLANTA - PERFIL RAMAL 4.1
 Agua Potable Aldea Calajá
 ESCALA HORIZONTAL: 1/800
 ESCALA VERTICAL: 1/400

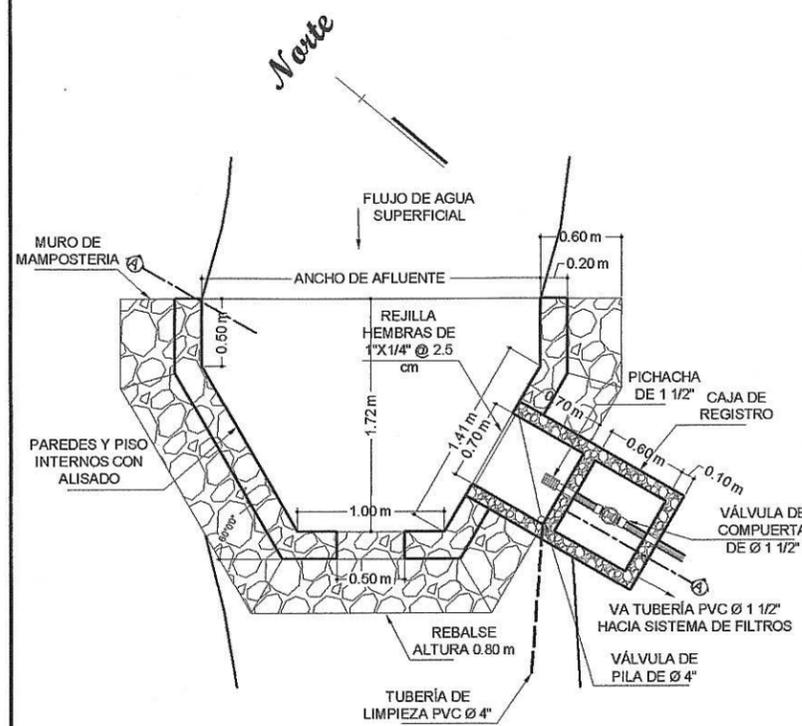


PLANTA - PERFIL RAMAL 4.2
 Agua Potable Aldea Calajá
 ESCALA HORIZONTAL: 1/800
 ESCALA VERTICAL: 1/400

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

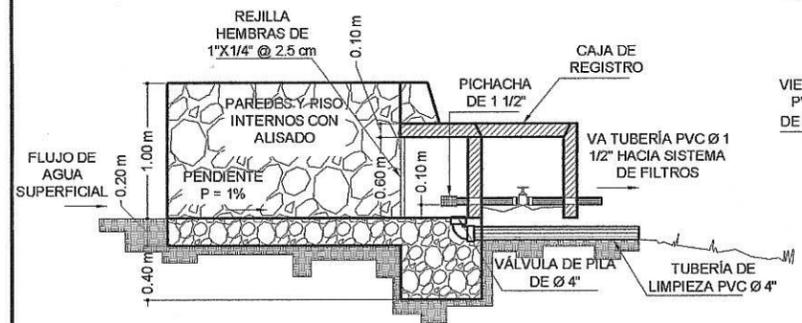
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA:	INDICADA.
FECHA:	AGOSTO 2012	DISEÑO:	OLIVER ABAC.
CONVENIO:	PLANTA - PERFIL RED DE DISTRIBUCIÓN RAMALES 4.1 Y 4.2	CALEDO:	OLIVER ABAC.
DISEÑO:	OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ	REVISOR:	ANDRÉS LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ



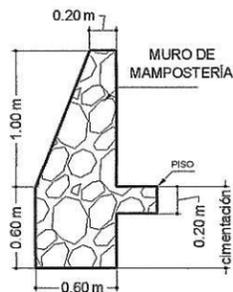
PLANTA DE CAPTACIÓN SUPERFICIAL

ESCALA: 1/25



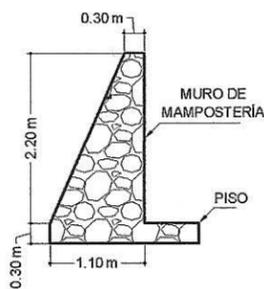
SECCIÓN A-A DE CAPTACIÓN SUPERFICIAL

ESCALA: 1/25



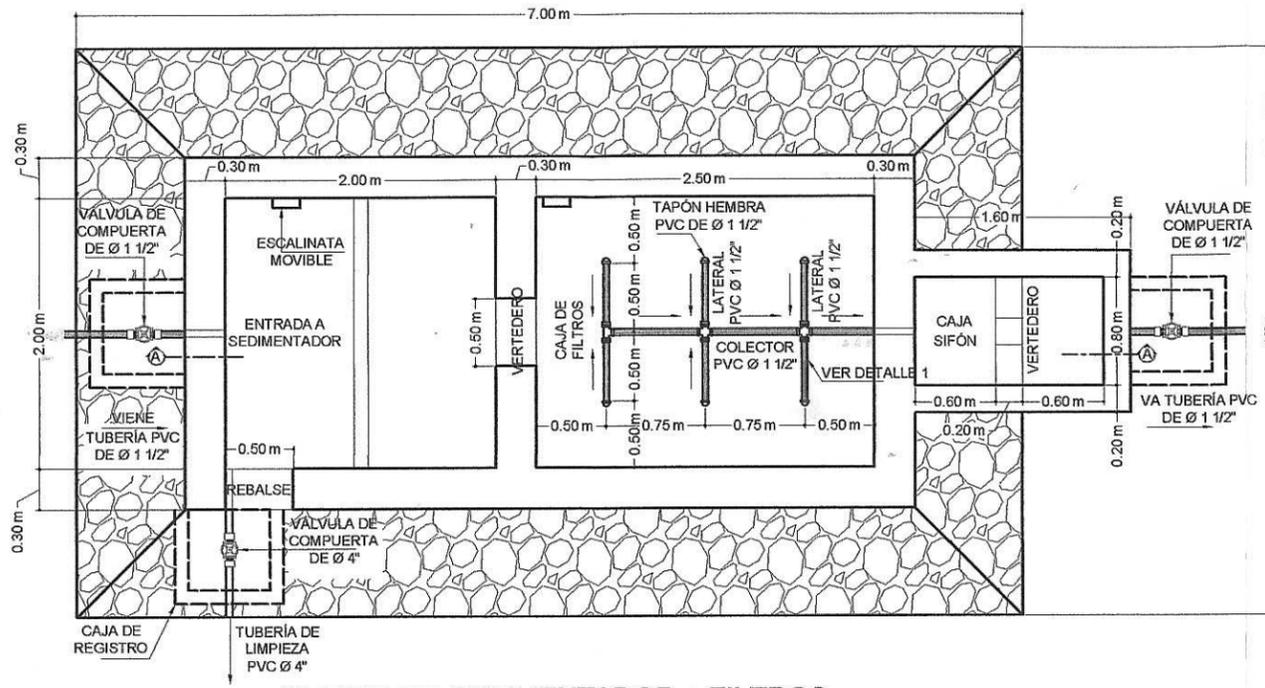
DETALLE MURO DE CAPTACIÓN

ESCALA: 1/25



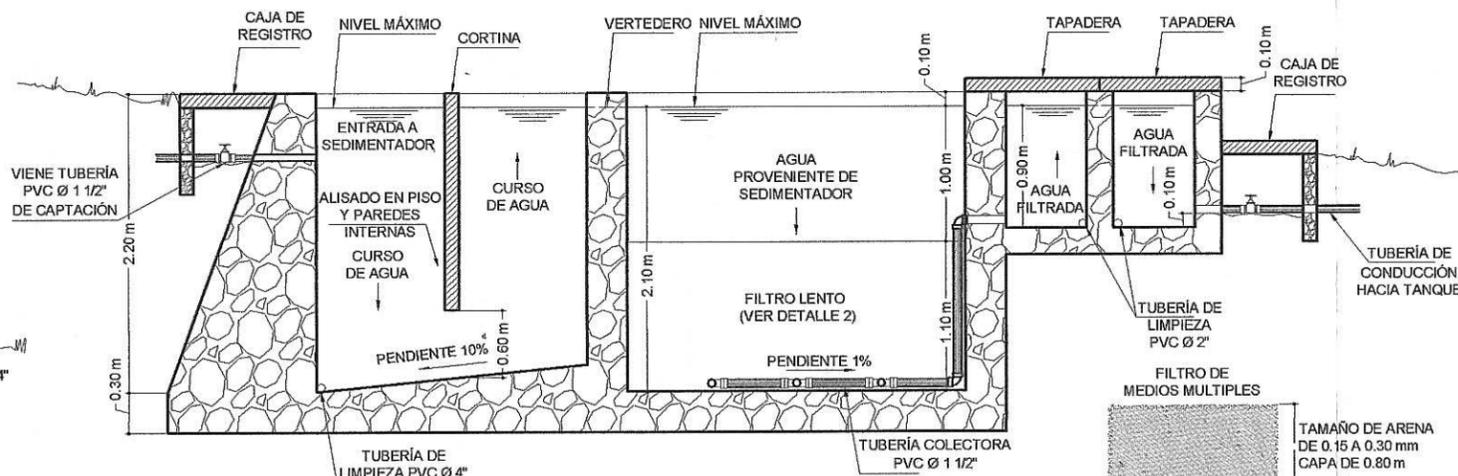
DETALLE MURO CAJA DE FILTROS

ESCALA: 1/50



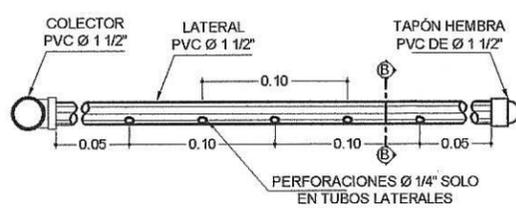
PLANTA DE SEDIMENTADOR + FILTROS

ESCALA: 1/25



SECCIÓN A-A DE SEDIMENTADOR + FILTROS

ESCALA: 1/25



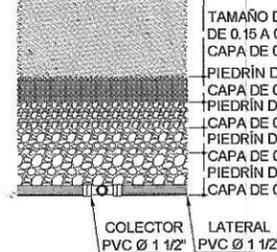
DETALLE 1

SIN ESCALA



SECCIÓN B-B

SIN ESCALA



DETALLE 2

SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO POR LA GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES DEL INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL, INFOMA Y LA UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES LINEAR Y DE ACUERDO AL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO, POR SUS SIGLAS EN INGLÉS, ACI-318, SE RESPETARÁN LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:

MATERIALES

- SE UTILIZARÁ CONCRETO CON UNA RESISTENCIA MÍNIMA DE $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3,000 PSI) A LOS 28 DÍAS.
- SE UTILIZARÁ CEMENTO PORTLAND USG DE 4,000 PSI.
- SE UTILIZARÁ PIEDRÍN DE 3/4" DE PREFERENCIA TRITURADO.
- SE UTILIZARÁ PIEDRA DE CANTERA DE 2" A 3" MACIZA, DE PREFERENCIA DE FORMA ANGULOSA.
- SE UTILIZARÁ ARENA DE RÍO LAVADA PARA LAS FUNDICIONES DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA.
- SE UTILIZARÁ ACERO DE REFUERZO CON $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40 KSI) CORRUGADO.
- TODA LA TUBERÍA PVC A UTILIZAR PARA AGUA POTABLE CUMPLIRÁ LA NORMA ASTM D2241.
- TODOS LOS MATERIALES DEBEN ESTAR LIBRES DE TIERRA, VEGETACIÓN, AGUA SALADA U OTRAS IMPUREZAS.
- TODAS LAS PAREDES Y PISOS INTERIORS DE CAJAS DE CAPTACIÓN, SEDIMENTADORES, FILTROS, TANQUE DE DISTRIBUCIÓN, DOSIFICADOR Y CAJA ROMPE PRESIONES DEBERÁN TENER RECUBRIMIENTO DE SABIETA CON ESPESOR DE 1.5 CM Y ACABADO FINAL DE ALUSADO CON ESPESOR DE 0.5 CM.

PROPORCIONES

- PARA FUNDICIONES DE MAMPOSTERÍA TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (PIEDRA DE CANTERA, MORTERO).
- MORTERO PARA FUNDICIÓN DE PIEDRA PROPORCIÓN 1:2 (CEMENTO, ARENA DE RÍO).
- LAS FUNDICIONES DE CONCRETO TENDRÁN UNA PROPORCIÓN DE 1:2:2.55 (CEMENTO, PIEDRÍN, ARENA DE RÍO, AGUA).
- PARA ENSABETADO DE MUROS DE PIEDRA SE UTILIZARÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:2 (CEMENTO, ARENA AMARILLA).
- PARA ALISADO TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (CEMENTO, ARENA DE RÍO).
- LOS DESNIVELES DEL PISO QUE FORMAN LOS PAÑUELOS SE CONSTRUIRÁN CON MEZCLÓN DE PROPORCIÓN 1:2:1/10 (CAL HIDRATADA, ARENA AMARILLA, CEMENTO).

CAPTACIÓN

- SE CONSTRUIRÁ UNA PRESA CON CAJA RECEPTORA Y CONTARÁ CON REJILLA ATRAPA SÓLIDOS Y DISPOSITIVOS PARA CONTROL, REBALSE Y LIMPIEZA.

SEDIMENTADOR

- ESTÁ DISEÑADO PARA CONSTRUIRSE ENTERRADO.
- DISEÑADO PARA UN CAUDAL DE 50 m³/día Y UN TIEMPO DE RETENCIÓN DE 3 HORAS.

FILTROS

- ESTÁ DISEÑADO PARA CONSTRUIRSE ENTERRADO.
- EL TIPO DE FILTRO DISEÑADO ES DE FLUJO DEPENDENTE DE MEDIOS MÚLTIPLES PARA UNA FILTRACIÓN LENTA A RAZÓN DE 10 m³/m²/día.
- LA ARENA Y PIEDRÍN DEBERÁN TAMIZARSE PARA OBTENER LA GRANULOMETRÍA INDICADA.
- LA ALTURA MÍNIMA DE ARENA SERÁ DE 0.60 m (REPONERLA AL LLEGAR A ESTE VALOR).
- COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD DE LA ARENA SERÁ DE 2.0 A 3.0.
- CONTARÁ CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL, POST-SEDIMENTACIÓN, REBALSE Y LIMPIEZA.

DESINFECCIÓN

- LA DESINFECCIÓN SE REALIZARÁ POR MEDIO DE CLORACIÓN UTILIZANDO TABLETAS DE HIPOCLORITO DE CALCIO CON NO MENOS DEL 65% DE INGREDIENTES ACTIVOS.
- EL LÍMITE MÁXIMO ACEPTABLE DEL CLORO RESIDUAL LIBRE DEBE SER DE 0.5 mg/L, MEDIDO EN LOS PUNTOS MÁS ALEJADOS DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN, DESPUÉS DE POR LO MENOS 30 MINUTOS DE CONTACTO, CON EL PROPÓSITO DE REDUCIR EN UN 99% LA CONCENTRACIÓN DE ESPIROCHETAS COUL Y CIERTOS VIRUS.
- EL CLORINADOR DEBERÁ SER AUTOMÁTICO, SIN PARTES MÓVILES O CORROSIVAS, SIN REQUERIMIENTO DE ENERGÍA ELÉCTRICA Y DEBERÁ PERMITIR LA ENTRADA DE AGUA A TRAVÉS DEL DOSIFICADOR PARA QUE EL FLUJO ERORCIONE LAS TABLETAS DE HIPOCLORITO DE CALCIO PARA FORMAR LA SOLUCIÓN QUE LUEGO DESCARGARÁ EN EL TANQUE.
- EL DOSIFICADOR ESTARÁ CONECTADO A LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN Y SE COLOCARÁ ANTES DE LLEGAR AL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN.
- SE PROTEGERÁ EL DOSIFICADOR POR MEDIO DE UNA CAJA Y DEBERÁ TENER UNA TAPADERA DE REGISTRO CON PASADOR Y CANDADO.

TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

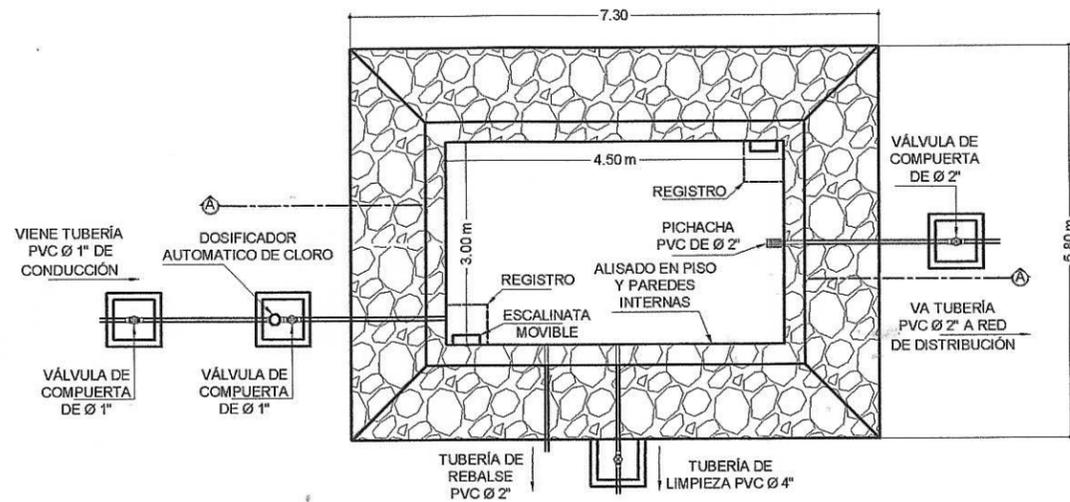
- ESTÁ DISEÑADO PARA CONSTRUIRSE ENTERRADO.
- LA CAPACIDAD ES DE 30 m³.
- LA LOSA Y VIGAS DE CONCRETO TENDRÁN UN RECUBRIMIENTO INFERIOR Y LATERAL DE 3 cm.
- EL TERRENO DEBE SER COMPACTADO.
- CONTARÁ CON DISPOSITIVOS DE CONTROL, REBALSE, LIMPIEZA Y REGISTRO.



PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA:	INDICADA.
FECHA:	AGOSTO 2012.	DISEÑO:	OLIVER ABAC.
CONTENIDO:	CAPTACIÓN + SEDIMENTADOR + FILTROS	CALEDA:	OLIVER ABAC.
DISEÑO:	OLIVER ALEXANDER ABAC CÚMEZ	APROBADO:	ING. JUAN GREGORIO ALFARO VELIZ

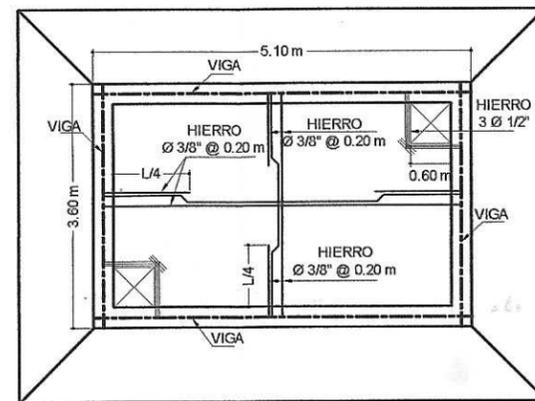
CAPTACIÓN + SEDIMENTADOR + FILTROS

Agua Potable Aldea Calajá



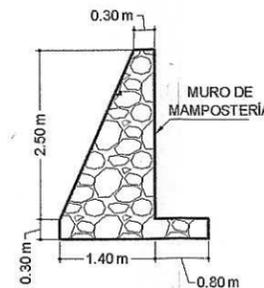
PLANTA DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

ESCALA: 1/50



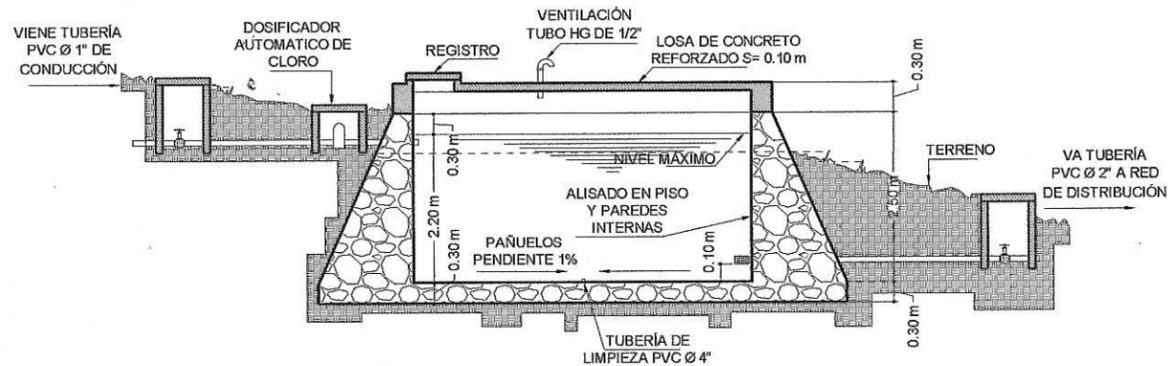
ARMADO DE LOSA SUPERIOR

ESCALA: 1/50



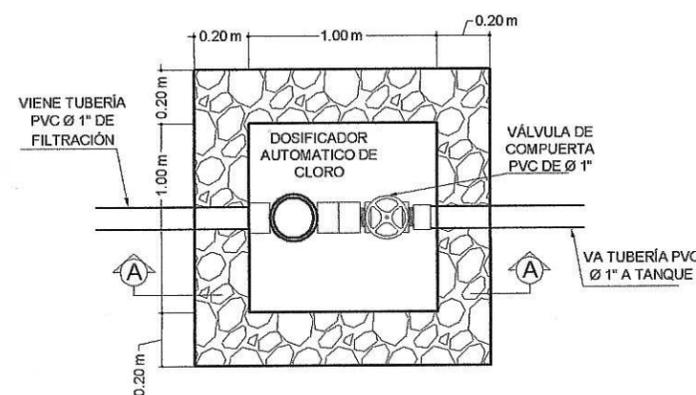
DETALLE DE MURO

ESCALA: 1/50



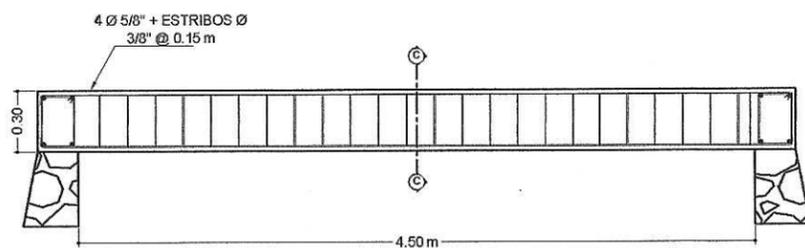
SECCIÓN A-A' TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

ESCALA: 1/50



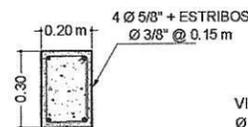
PLANTA CAJA DE DOSIFICADOR

ESCALA: 1/12.5



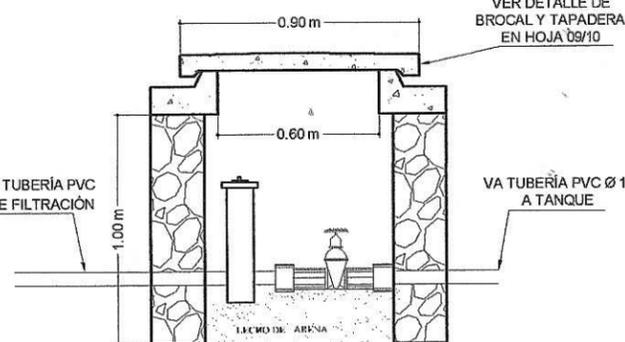
DETALLE DE VIGA

ESCALA: 1/25



SECCIÓN DE VIGA

ESCALA: 1/20



SECCIÓN CAJA DE DOSIFICADOR

ESCALA: 1/12.5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO POR LA GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES DEL INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL -INFOM- Y LA UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES -ANEPA- Y DE ACUERDO AL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO, POR SUS SIGLAS EN INGLÉS, ACI-318, SE RESPETARÁN LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:

MATERIALES

- SE UTILIZARÁ CONCRETO CON UNA RESISTENCIA MÍNIMA DE $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3,000 PSI) A LOS 28 DÍAS.
- SE UTILIZARÁ CEMENTO PORTLAND UOC DE 4,000 PSI.
- SE UTILIZARÁ PIEDRA DE 2" DE PREFERENCIA TRITURADO.
- SE UTILIZARÁ PIEDRA DE CANTERA DE 2" A 4" MAGZA, DE PREFERENCIA DE FORMA ANGULOSA.
- SE UTILIZARÁ ARENA DE RÍO LAVADA PARA LAS FUNDACIONES DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA.
- SE UTILIZARÁ ACERO DE REFUERZO CON $f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$ (63,400 KSI) CORRUGADO.
- TODA LA TUBERÍA PVC A UTILIZAR PARA AGUA POTABLE CUMPLIRÁ LA NORMA ASTM D-2241.
- TODOS LOS MATERIALES DEBEN ESTAR LIBRES DE TIERRA, VEGETACIÓN, AGUA SALADA U OTRAS IMPUREZAS.
- TODAS LAS PAREDES Y PISOS INTERIORS DE CAJAS DE CAPTACIÓN, SEDIMENTADORES, FILTROS, TANQUE DE DISTRIBUCIÓN, DOSIFICADOR Y CAJA ROMPE PRESIONES DEBERÁN TENER RECUBRIMIENTO DE SABIETA CON ESPESOR DE 1.5 CM Y ACABADO FINAL DE ALISADO CON ESPESOR DE 0.5 CM.

PROPORCIONES

- PARA FUNDACIONES DE MAMPOSTERÍA TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (PIEDRA DE CANTERA, MORTERO).
- MORTERO PARA FUNDICIÓN DE PIEDRA PROPORCIÓN 1:2 (CEMENTO, ARENA DE RÍO).
- LAS FUNDACIONES DE CONCRETO TENDRÁN UNA PROPORCIÓN DE 1:2:3:0.55 (CEMENTO, PIEDRA, ARENA DE RÍO, AGUA).
- PARA ENDOSTIADO DE MUROS DE PIEDRA SE UTILIZARÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:2 (CEMENTO, ARENA AMARILLA).
- PARA ALISADO TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (CEMENTO, ARENA DE RÍO).
- LOS DESNIVELES DEL PISO QUE FORMAN LOS PAÑUELOS SE CONSTRUIRÁN CON MEZCLÓN DE PROPORCIÓN 1:2:110 (CAL HIDRATADA, ARENA AMARILLA, CEMENTO).

CAPTACIÓN

- SE CONSTRUIRÁ UNA PRESA CON CAJA RECEPTORA Y CONTARÁ CON REJILLA ATRAPA SÓLIDOS Y DISPOSITIVOS PARA CONTROL, REBALSE Y LIMPIEZA.

SEDIMENTADOR

- ESTÁ DISEÑADO PARA CONSTRUIRSE ENTERRADO.
- DISEÑADO PARA UN CAUDAL DE 50 m³/día Y UN TIEMPO DE RETENCIÓN DE 3 HORAS.

FILTROS

- ESTÁ DISEÑADO PARA CONSTRUIRSE ENTERRADO.
- EL TIPO DE FILTRO DISEÑADO ES DE FLUJO DESCENDENTE DE MEDIOS MÚLTIPLES PARA UNA FILTRACIÓN LENTA A RAZÓN DE 10 m³/m²/día.
- LA ARENA Y PIEDRÓN DEBERÁN TAMIZARSE PARA OBTENER LA GRANULOMETRÍA INDICADA.
- LA ALTURA MÍNIMA DE ARENA SERÁ DE 0.60 m (REPONERLA AL LLEGAR A ESTE VALOR).
- COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD DE LA ARENA SERÁ DE 2.0 A 3.0.
- CONTARÁ CON DISPOSITIVOS PARA CONTROL, POST-SEDIMENTACIÓN, REBALSE Y LIMPIEZA.

DESINFECCIÓN

- LA DESINFECCIÓN SE REALIZARÁ POR MEDIO DE CLORACIÓN UTILIZANDO TABLETAS DE HIPOCLORITO DE CALCIO CON NO MENOS DEL 65% DE INGREDIENTES ACTIVOS.
- EL LÍMITE MÁXIMO ACEPTABLE DEL CLORO RESIDUAL LIBRE DEBE SER DE 0.5 mg/L MEDIDO EN LOS PUNTOS MÁS ALEJADOS DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN, DESPUÉS DE POR LO MENOS 30 MINUTOS DE CONTACTO, CON EL PROPÓSITO DE REDUCIR EN UN 99% LA CONCENTRACIÓN DE BACTERIAS COLI Y OTROS VIRUS.
- EL CLORINADOR DEBERÁ SER AUTOMÁTICO, SIN PARTES MÓVILES O CORROSIVAS, SIN REQUERIMIENTO DE ENERGÍA ELÉCTRICA Y DEBERÁ PERMITIR LA ENTRADA DE AGUA A TRAVÉS DEL DOSIFICADOR PARA QUE EL FLUJO EXPOSICIONA LAS TABLETAS DE HIPOCLORITO DE CALCIO PARA FORMAR LA SOLUCIÓN QUE LUEGO DESCARGARÁ EN EL TANQUE.
- EL DOSIFICADOR ESTARÁ CONECTADO A LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN Y SE COLOCARÁ ANTES DE LLEGAR AL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN.
- SE PROTEGERÁ EL DOSIFICADOR POR MEDIO DE UNA CAJA Y DEBERÁ TENER UNA TAPADERA DE REGISTRO CON PASADOR Y CANDADO.

TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

- ESTÁ DISEÑADO PARA CONSTRUIRSE ENTERRADO.
- LA CAPACIDAD ES DE 30 m³.
- LA LOSA Y VIGAS DE CONCRETO TENDRÁN UN RECUBRIMIENTO INFERIOR Y LATERAL DE 3 cm.
- EL TERRENO DEBE SER COMPACTADO.
- CONTARÁ CON DISPOSITIVOS DE CONTROL, REBALSE, LIMPIEZA Y REGISTRO.



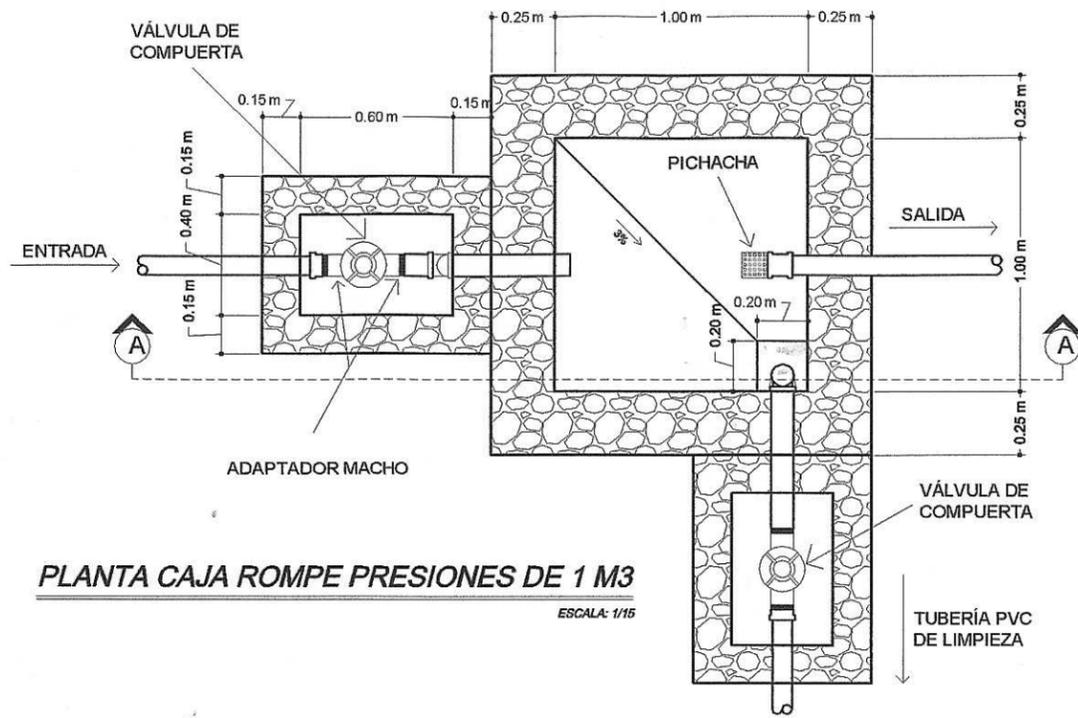
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA: INDICADA.
CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 30 M3 + DOSIFICADOR	FECHA: AGOSTO 2012.
DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ	DIBUJO: OLIVER ABAC.
VERIFICADO: LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	CALEBR: OLIVER ABAC.

HOJA 8/10

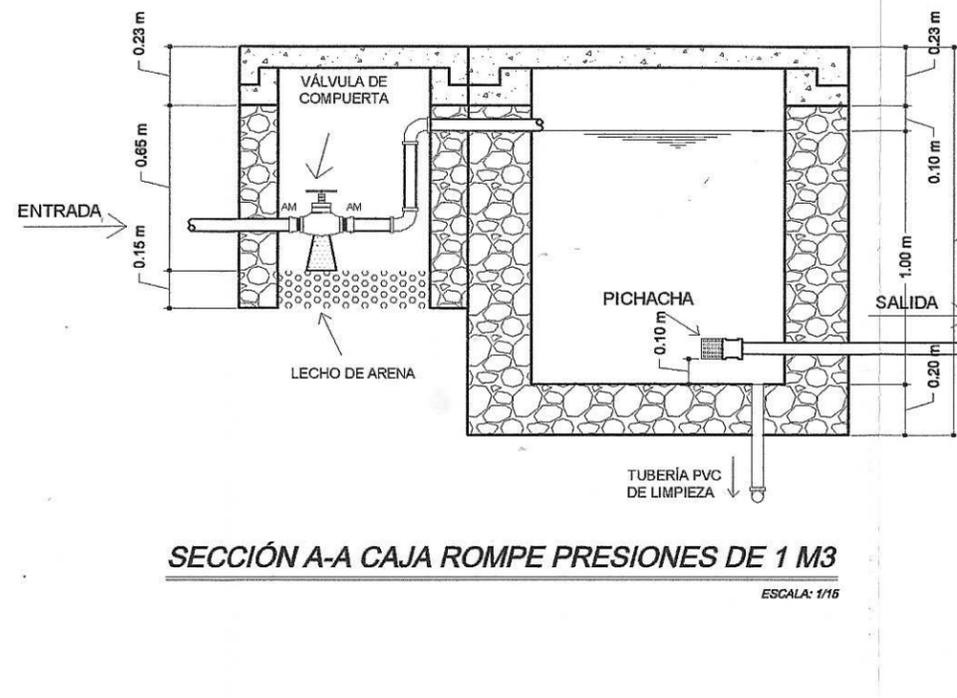
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 30 M3 + DOSIFICADOR

Agua Potable Aldea Calajá



PLANTA CAJA ROMPE PRESIONES DE 1 M3

ESCALA: 1/16



SECCIÓN A-A CAJA ROMPE PRESIONES DE 1 M3

ESCALA: 1/16

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

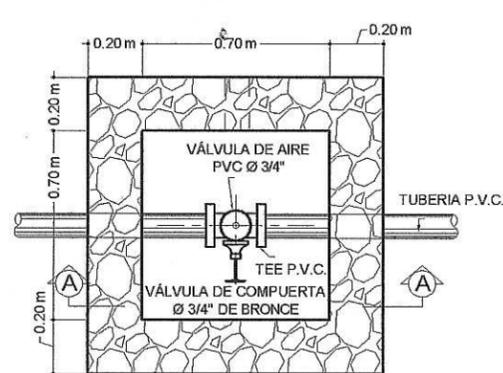
DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO POR LA GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES DEL INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL - INFOM - Y LA UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUERDOS RURALES - UREPAR - Y DE ACUERDO AL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO DEL INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO, POR SUS SIGLAS EN INGLÉS, ACI-318, SE RESPETARÁN LAS SIGUIENTES ESPECIFICACIONES:

MATERIALES

- SE UTILIZARÁ CONCRETO CON UNA RESISTENCIA MÍNIMA DE $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (1500 PSI) A LOS 28 DÍAS.
- SE UTILIZARÁ CEMENTO PORTLAND USG DE 4,000 PSI.
- SE UTILIZARÁ PIEDRÍN DE 3/4" DE PREFERENCIA TRITURADO.
- SE UTILIZARÁ PIEDRÍN DE CANTERA DE 2" A 8" MACIZA, DE PREFERENCIA DE FORMA ANGULOSA.
- SE UTILIZARÁ ARENA DE RÍO LAVADA PARA LAS FUNDICIONES DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA.
- SE UTILIZARÁ ACERO DE REFUERZO CON $f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40 KSI) CORRUGADO.
- TODA LA TUBERÍA PVC A UTILIZAR PARA AGUA POTABLE CUMPLIRÁ LA NORMA ASTM D-2281.
- TODOS LOS MATERIALES DEBEN ESTAR LIBRES DE TIERRA, VEGETACIÓN, AGUA SALADA U OTRAS IMPUREZAS.
- TODAS LAS PAREDES Y PISOS INTERIORS DE CAJAS DE CAPTACIÓN, SEDIMENTADORES, FILTROS, TANQUE DE DISTRIBUCIÓN, DOSIFICADOR Y CAJA ROMPE PRESIONES DEBERÁN TENER RECUBRIMIENTO DE SABIETA CON ESPESOR DE 1.5 CM Y ACABADO FINAL DE ALUSADO CON ESPESOR DE 0.5 CM.

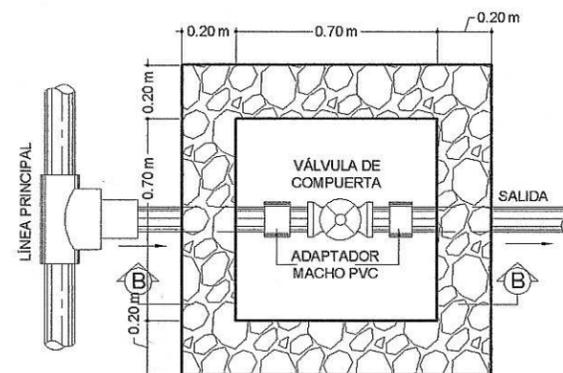
PROPORCIONES

- PARA FUNDICIONES DE MAMPOSTERÍA TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (PIEDRA DE CANTERA, MORTERO).
- MORTERO PARA FUNDICIÓN DE PIEDRA PROPORCIÓN 1:2 (CEMENTO, ARENA DE RÍO).
- LAS FUNDICIONES DE CONCRETO TENDRÁN UNA PROPORCIÓN DE 1:2:3.0:5.5 (CEMENTO, PIEDRÍN, ARENA DE RÍO, AGUA).
- PARA ENSAIBADO DE MURCS DE PIEDRA SE UTILIZARÁ UNA PROPORCIÓN DE 1:2 (CEMENTO, ARENA AMARILLA).
- PARA ALUSADO TENDRÁ UNA PROPORCIÓN 1:2 (CEMENTO, ARENA DE RÍO).
- LOS DESEMPEÑOS DEL PISO QUE FORMAN LOS PÁRQUEOS SE CONSTRUYERÁN CON MEZCLÓN DE PROPORCIÓN 1:1/2 (CAL HIDRATADA, ARENA AMARILLA, CEMENTO).



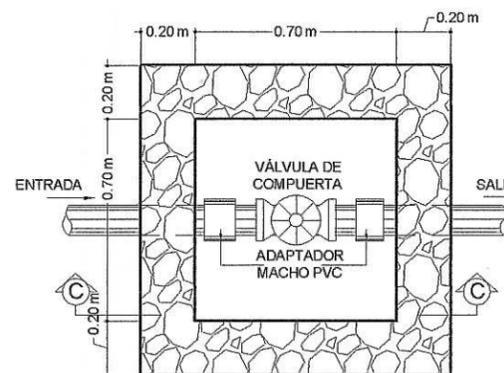
VÁLVULA DE AIRE

ESCALA: 1/12.5



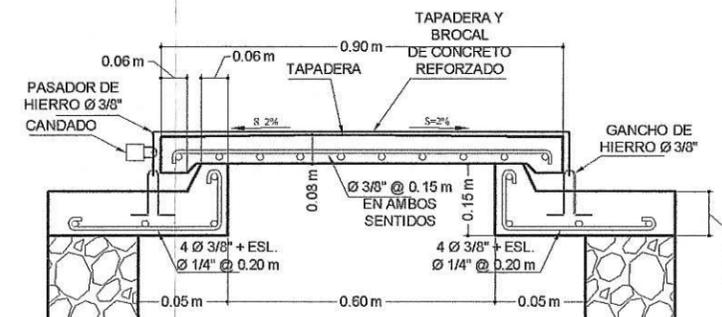
VÁLVULA DE LIMPIEZA

ESCALA: 1/12.5



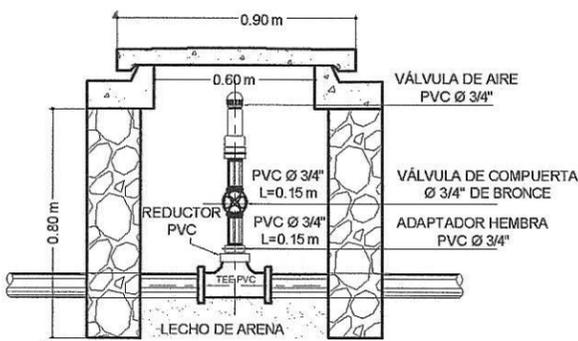
VÁLVULA DE COMPUERTA

ESCALA: 1/12.5



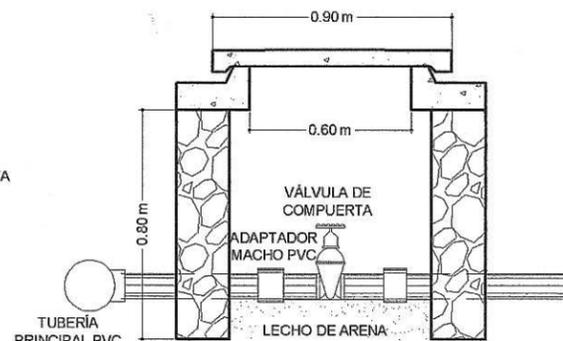
DETALLE DE BROCAL Y TAPADERA

ESCALA: 1/15



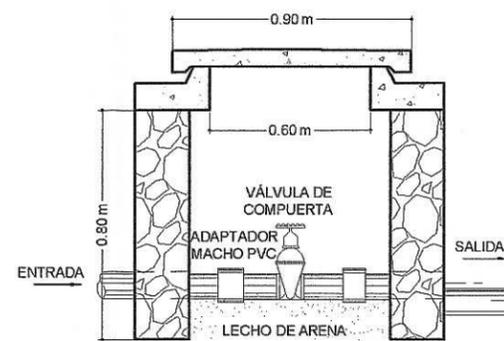
SECCIÓN A-A

ESCALA: 1/12.5



SECCIÓN B-B

ESCALA: 1/12.5

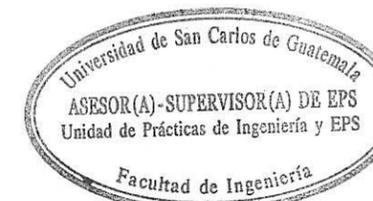


SECCIÓN C-C

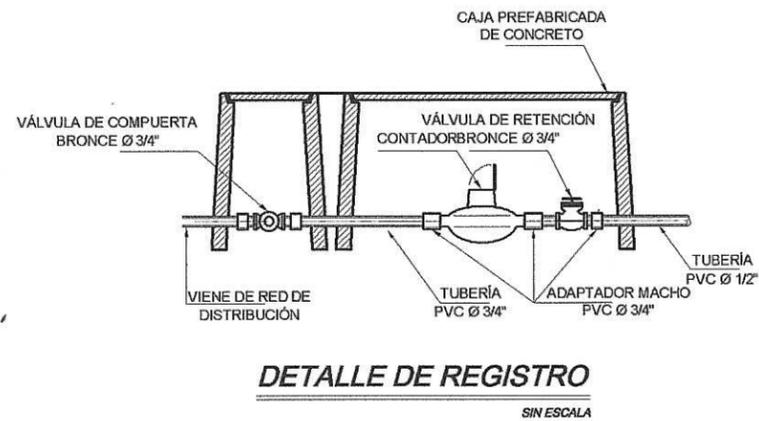
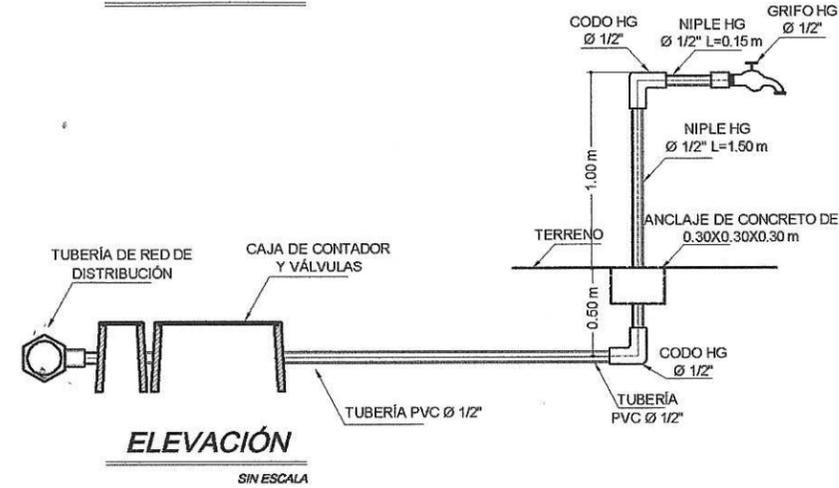
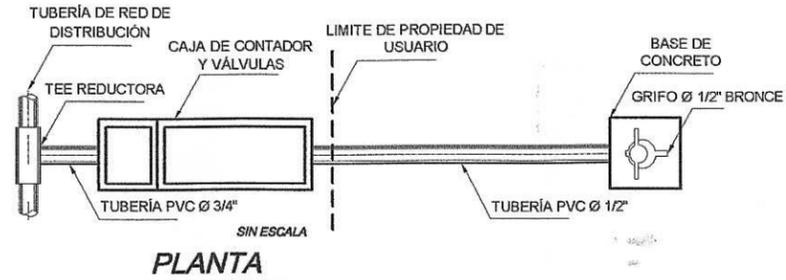
ESCALA: 1/12.5

DETALLES DE CAJA ROMPE PRESIONES + CAJA DE VÁLVULAS

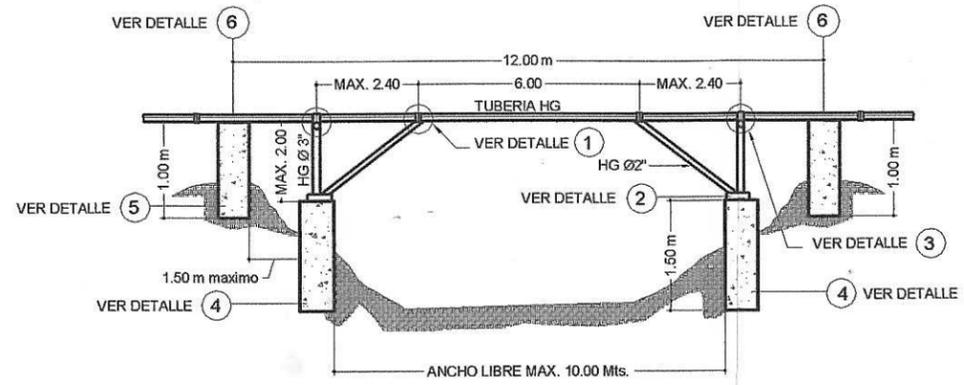
Agua Potable Aldea Calajá



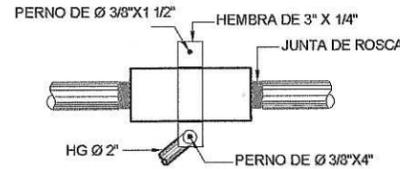
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA: INDICADA.
FECHA: AGOSTO 2012.	DISEÑO: OLIVER ABAC.
CONTENIDO: CAJA ROMPE PRESIONES + CAJA DE VÁLVULAS	CALCULO: OLIVER ABAC.
DISEÑO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ.	REVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ



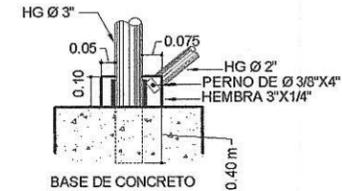
DETALLE DE CONEXIONES PREDIALES
Agua Potable Aldea Calajá



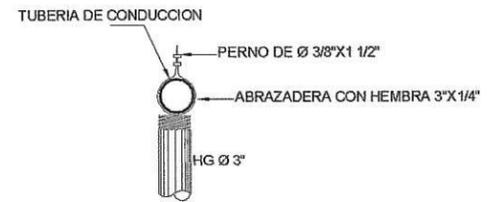
PASO DE ZANJÓN
SIN ESCALA



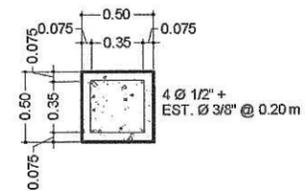
DETALLE 1
SIN ESCALA



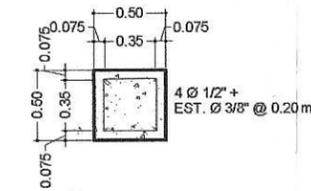
DETALLE 2
SIN ESCALA



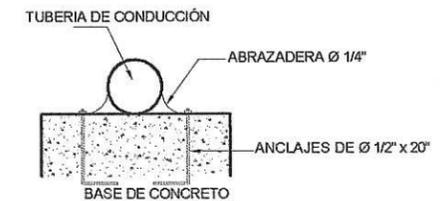
DETALLE 3
SIN ESCALA



DETALLE 4
SIN ESCALA

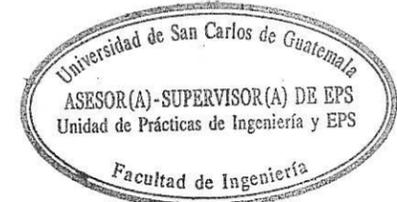


DETALLE 5
SIN ESCALA



DETALLE 6
SIN ESCALA

DETALLES DE PASO DE ZANJÓN
Agua Potable Aldea Calajá



PROYECTO:	DISEÑO DE SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	AGOSTO 2012	DISEÑO:	OLIVER ABAC
CONTENIDO:	CONEXIONES PREDIALES + PASO DE ZANJÓN	CALEDO:	OLIVER ABAC
DISEÑO:	OLIVER ALEXANDER ABAC CÚMEZ	ASISTENTE:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

ANEXOS

- Anexo 1. Resultados de ensayos de suelos para el proyecto: diseño del camino de acceso para la aldea Sepac
- Anexo 2. Resultados de análisis de agua para el proyecto: diseño del sistema de agua potable para la aldea Calajá



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



INFORME No. 0066 S.S.

O.T. No. 30,764

Interesado: Oliver Alexander Abac Cumez

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y con lavado previo.

Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11

Proyecto: EPS "Diseño del camino de acceso para la Aldea Sepac, Livingston, Izabal"

Ubicación: Adea Sepac, Livingsgton, Izabal

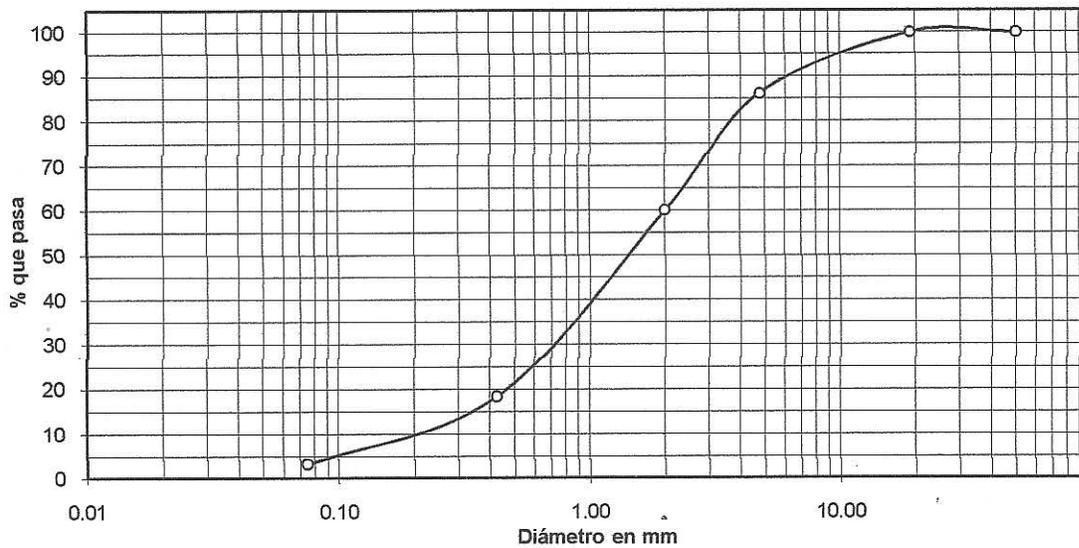
Fecha: 24 de enero del 2013

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.80	100.00
3/4"	19	100.00
4	4.75	86.23
10	2	60.06
40	0.425	18.29
200	0.075	3.17

% de Grava: 13.77

% de Arena: 83.06

% de finos: 3.17



Descripción del suelo: Arena Arcillosa Color Café Rojizo con Partículas de Grava

Clasificación: S.C.U.: SW P.R.A.: A-2-6

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

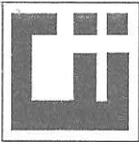
Vo. Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





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



INFORME No. 0067 S.S.

O.T.: 30,764

Interesado: Oliver Alexander Abac Cumez
Proyecto: EPS "Diseño del camino de acceso para la Aldea Sepac, Livingston, Izabal"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90
Ubicación: Adea Sepac, Livingsgton, Izabal
FECHA: 24 de enero del 2013

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	33.2	17.2	CL	Arena Arcillosa Color Café Rojizo

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.


Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC




Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





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



INFORME No.: 0065 S.S.

O.T. No.: 30,764

Interesado: Oliver Alexander Abac Cumez

Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)

Norma: A.A.S.H.T.O'-T-193

Proyecto: EPS "Diseño del camino de acceso para la Aldea Sepac, Livingston, Izabal"

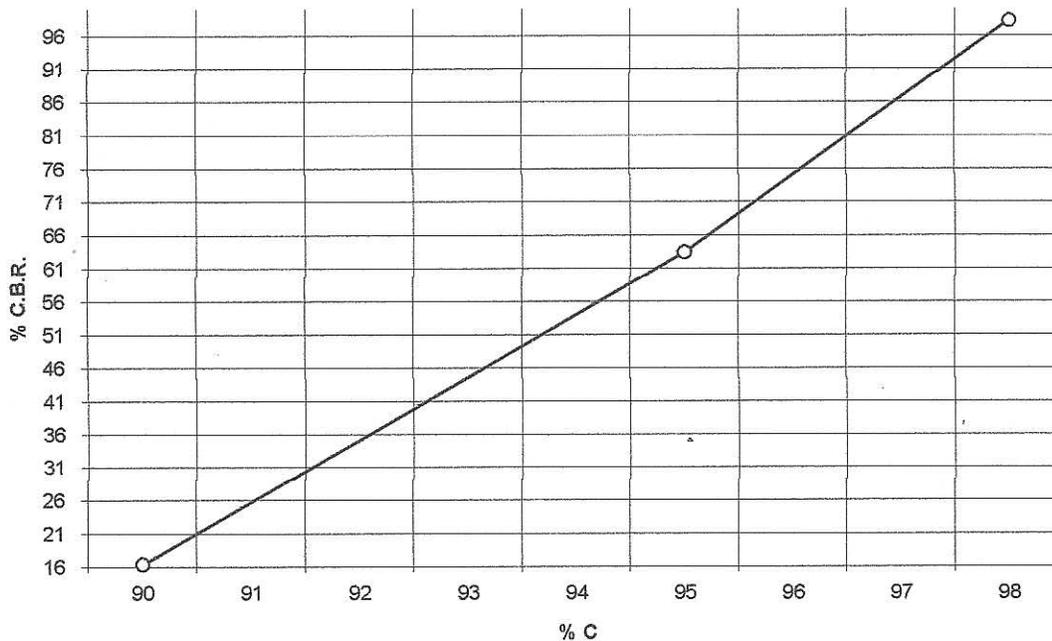
Ubicación: Adea Sepac, Livingsgton, Izabal

Descripción del suelo: Arena Arcillosa Color Café Rojizo con Particulas de Grava

Fecha: 24 de enero del 2013

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C	EXPANSION	C.B.R.
No.	No.	H (%)	γ_d (Lb/pie ³)	(%)	(%)	(%)
1	10	6.70	126.5	90.8	0.89	16.3
2	30	6.70	126.5	95.2	0.52	63.4
3	65	6.70	126.5	98.2	0.46	98.3

GRAFICA DE % C.B.R.- % DE COMPACTACION



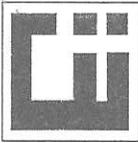
Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





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



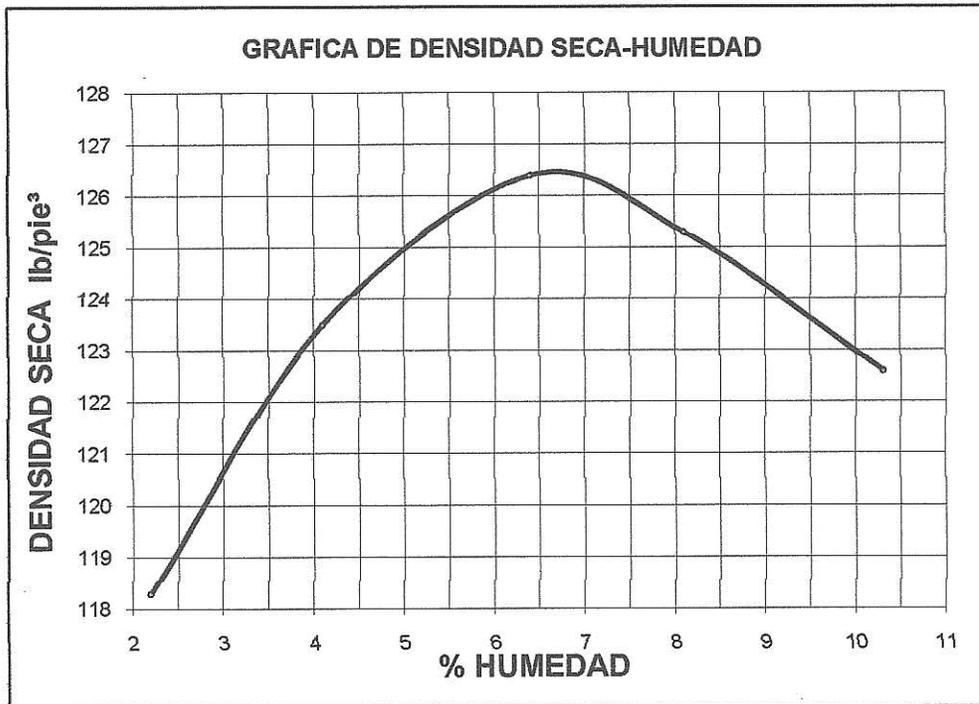
INFORME No. 0064 S.S.

O.T. No.: 30,764

Interesado: Oliver Alexander Abac Cumez
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.
Proyecto: EPS "Diseño del camino de acceso para la Aldea Sepac, Livingston, Izabal"

Proctor Estándar: (x) Norma:
Proctor Modificado: () Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Ubicación: Adea Sepac, Livingsgton, Izabal
Fecha: 24 de enero del 2013



Descripción del suelo: Arena Arcillosa Color Café Rojizo con Partículas de Grava
Densidad seca máxima γ_d : 2,027 Kg/m³ 126.5 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 6.7 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





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



INFORME No.: 0068 S. S.

O.T.: 30,764

INTERESADO: Oliver Alexander Abac Cumez
PROYECTO: EPS "Diseño del Camino de Acceso para la Aldea Sepac,
Livingston, Izabal"
ASUNTO: ENSAYO DE PESO UNITARIO SUELTO (P.U.S.)
Norma: A.A.S.T.H.O T-19
UBICACIÓN: Aldea Sepac, Livingston, Izabal.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo Arcilloso Color Café Rojizo con Partículas de Grava

FECHA: 24 de enero del 2013

RESULTADO DEL ENSAYO:

P.U.S.= 1,650 kg/m³

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





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



ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 25053
O.T. No. 30 762		
INTERESADO: OLIVER ALEXANDER ABAC CUMEZ, (carné No. 200113496)	PROYECTO: EPS: "DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA CALAJÁ, LIVINGSTON, IZABAL"	
RECOLECTADA POR: INTERESADO	DEPENDENCIA: FAC. DE INGENIERÍA/USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN: QUEBRADA CALAJÁ, LIVINGSTON IZABAL	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2012-11-18; 16 h 00 min.	
FUENTE: SUPERFICIAL	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: 2012-11-19; 11 h 50 min.	
MUNICIPIO: Livingston	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Con refrigeración	
DEPARTAMENTO: Izabal		

RESULTADOS					
1. ASPECTO: <u>Clara</u>	4. OLOR: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>- - ° C</u>			
2. COLOR: <u>09,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>188,00 µmhos/cm</u>			
3. TURBIEDAD: <u>03,67 UNT</u>	6. potencial de Hidrógeno (pH): <u>07,27 unidades</u>				
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,50	6. CLORUROS (Cl ⁻)	10,00	11. SOLIDOS TOTALES	129,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,000	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,49	12. SOLIDOS VOLÁTILES	25,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	08,80	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	104,00
4. CLORO RESIDUAL	- -	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,30	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	05,00
5. MANGANESO (Mn)	00,044	10. DUREZA TOTAL	110,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	100,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)			
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	94,00	94,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

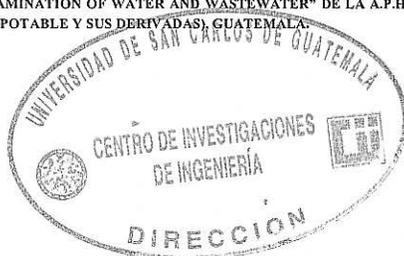
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21ST EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2012-12-10

Vo.Bo.

Inga. Telma Mariela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



[Signature]
Zenón Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12

Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

