



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA
ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS,
MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

Andrea Rocío Vásquez Ruballos
Asesorada por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA
ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS,
MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ANDREA ROCÍO VÁSQUEZ RUBALLOS

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2011

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	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA
ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS,
MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 22 de febrero de 2010.



Andrea Rocío Vásquez Ruballos



Guatemala 12 de abril de 2011.
Ref.EPS.DOC.572.04.11.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Andrea Rocío Vásquez Ruballos** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200614917**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL, Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA”**.

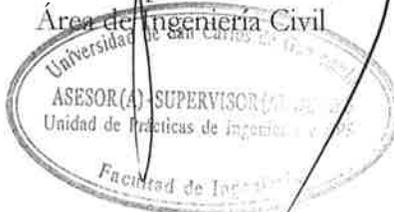
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala, 12 de abril de 2011.

Ref.EPS.D.310.04.11

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL, Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Andrea Rocío Vásquez Ruballos**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Juan Merck Cos.

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. Norma Ileana Sarmiento Zetena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





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



Guatemala,
27 de abril de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Andrea Rocío Vásquez Ruballos, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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.



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



Guatemala,
08 de agosto de 2011

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Andrea Rocío Vásquez Ruballos, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación de la estudiante Andrea Rocío Vásquez Ruballos, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



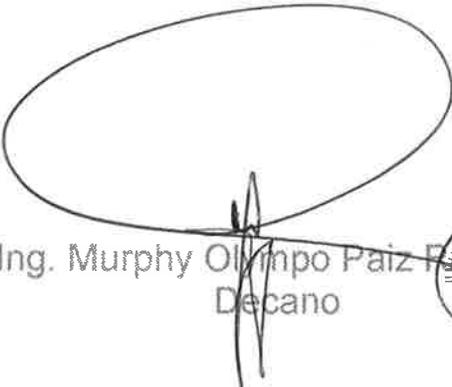
Guatemala, agosto de 2011

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL Y CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, presentado por la estudiante universitaria: **Andrea Rocío Vásquez Ruballos**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Ríos
Decano



Guatemala, agosto de 2011

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por darme la fortaleza, sabiduría e inteligencia para culminar hoy una meta trazada. “Porque Jehová da la sabiduría, y de su boca viene el conocimiento y la inteligencia” (Pr. 2:6).
- Mi madre** Rosario Ruballos, por tu amor, tus incontables sacrificios, consejos, cuidados y apoyo incondicional. Gracias por haber dedicado el trabajo de toda tu vida a tus hijos, a ti te dedico este triunfo, porque mi mayor orgullo es ser tu hija, gracias por ser mi hermosa madre.
- Mi padre** Fredy Vásquez (q.e.p.d.) que este triunfo sea un homenaje a tu memoria, sólo quiero decirte que te extraño y que por tí seguiré luchando para que siempre estés orgulloso de mí como yo lo estoy de tí. Siempre te llevaré en mi corazón.
- Mi hermano** Vasni Fredy David Vásquez Ruballos, por su apoyo incondicional, por estar conmigo en todo momento y por agregar valor a mi vida. Con amor para mi gran hermano.

Mi familia

Mi abuela, tíos, tías, sobrinas, primos y primas, de manera muy especial, por ser una motivación para alcanzar siempre mis metas, de quienes nunca faltaron palabras de aliento y ánimo en el momento justo, gracias por creer en mí.

Mis amigos

Con quienes crecí y a los que he conocido durante mi vida, gracias por apoyarme y brindarme su valiosa amistad.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Nuestro creador, porque para Él no hay nada imposible, gracias por sus bendiciones.
Mi familia	Por sus sabios consejos y por impulsarme siempre a ser mejor persona cada día.
Ing. Juan Merck	Mi eterna gratitud por sus consejos, apoyo y por estar siempre dispuesto a guiarme en la elaboración del presente trabajo de graduación. Gracias porque aprendí mucho de usted.
La Facultad de Ingeniería	Por mi formación profesional.
Municipalidad de Estanzuela, Zacapa	Por la oportunidad que me brindaron para realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado y por la amistad durante mi estancia.
Mis amigos	Por exhortarme siempre a salir adelante en mi carrera profesional. Gracias por todo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía de la aldea El Guayabal, municipio de Estanzuela, departamento de Zacapa	1
1.1.1. Características físicas	1
1.1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.1.2. Colindancias	1
1.1.1.3. Topografía	3
1.1.1.4. Clima	3
1.1.1.5. Tipo de vivienda	3
1.1.1.6. Situación demográfica	4
1.1.1.7. Población actual	4
1.1.2. Características de infraestructura	5
1.1.2.1. Vías de acceso	5
1.1.2.2. Servicios públicos	5
1.1.2.2.1. Educación	5
1.1.2.2.2. Salud	6

	1.1.2.2.3.	Agua potable	6
	1.1.2.2.4.	Drenajes	7
	1.1.2.2.5.	Energía eléctrica	7
1.1.3.		Características socioeconómicas	8
	1.1.3.1.	Origen de la comunidad	8
	1.1.3.2.	Actividad económica	9
	1.1.3.3.	Idioma y religión	10
1.2.		Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar	11
	1.2.1.	Descripción de las necesidades	11
	1.2.2.	Evaluación y priorización de las necesidades	12
2.		DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	
2.1.		Descripción general del proyecto	13
2.2.		Aforo, dotación y tipo de servicio	14
2.3.		Tasa de crecimiento poblacional	14
2.4.		Período de diseño, población futura	15
2.5.		Factores de consumo y caudales	17
	2.5.1.	Caudal medio diario	18
	2.5.2.	Caudal máximo diario	19
	2.5.3.	Caudal máximo horario	19
	2.5.4.	Caudal de bombeo	22
2.6.		Calidad del agua y sus normas	23
	2.6.1.	Análisis bacteriológico	24
	2.6.2.	Análisis físico-químico	25

2.7.	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías	25
2.8.	Presiones y velocidades	27
2.9.	Levantamiento topográfico	28
2.9.1.	Planimetría	28
2.9.2.	Altimetría	29
2.10.	Diseño hidráulico del sistema	29
2.10.1.	Captación	29
2.10.2.	Línea de impulsión	30
2.10.2.1.	Tipos de tubería	34
2.10.2.2.	Diseño de equipo de bombeo a utilizar	36
2.10.2.2.1.	Carga dinámica	36
2.10.2.2.2.	Sobre presión por golpe de ariete	38
2.10.2.2.3.	Potencia de la bomba	39
2.10.2.2.4.	Especificaciones del equipo de bombeo	40
2.10.3.	Tanque de distribución	40
2.10.4.	Red de distribución	43
2.10.5.	Sistema de desinfección	55
2.10.6.	Conexiones domiciliarias	57
2.10.7.	Obras de arte	58
2.10.8.	Válvulas	58
2.11.	Evaluación de impacto ambiental	59
2.12.	Elaboración de planos	61

2.13.	Presupuesto	62
2.14.	Programa de operación y mantenimiento	66
2.15.	Propuesta de tarifa	68
2.15.1.	Evaluación socio-económica	69
2.15.1.1.	Valor presente neto	69
2.15.1.2.	Tasa interna de retorno	72
3.	DISEÑO DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA	
3.1.	Descripción del proyecto	75
3.2.	Parámetros de diseño	75
3.3.	Estudio preliminar de campo	77
3.3.1.	Levantamiento topográfico de preliminar	77
3.3.2.	Planimetría	78
3.3.3.	Altimetría	78
3.3.4.	Secciones transversales	79
3.4.	Dibujo de preliminar	79
3.4.1.	Dibujo Planimétrico	80
3.4.2.	Dibujo Altimétrico, curvas de nivel	80
3.5.	Normas para el diseño geométrico	81
3.6.	Diseño geométrico de carreteras	81
3.6.1.	Alineamiento vertical	81
3.6.2.	Alineamiento horizontal	85
3.6.3.	Velocidad de diseño	91
3.6.4.	Ancho de corona	92

3.6.5.	Corrimientos de línea	93
3.6.6.	Sub-rasante	93
	3.6.6.1. Cuerpo del terraplén	94
3.7.	Movimiento de tierras	95
3.8.	Derecho de vía	95
3.9.	Drenajes	96
	3.9.1. Cunetas	96
	3.9.2. Drenajes transversales	97
3.10.	Estudio de la mecánica de suelos del lugar	97
	3.10.1. Ensayos para la clasificación del suelo	97
	3.10.1.1. Análisis de distribución granulométrica	98
	3.10.1.2. Límites de Atterberg	99
	3.10.2. Ensayos de compactación	101
	3.10.2.1. Contenido de humedad	101
	3.10.2.2. Densidad de la muestra	102
	3.10.3. Análisis para determinar la resistencia del suelo	102
	3.10.3.1. Ensayo de valor soporte del suelo CBR	102
3.11.	Diseño de pavimento	103
	3.11.1. Sub-rasante	104
	3.11.2. Parámetros de diseño de carretera	105
	3.11.2.1. Período de diseño	105
	3.11.2.2. Tránsito promedio diario	105

3.11.2.3.	Módulo de reacción de sub-rasante (k)	106
3.11.2.4.	Módulo de ruptura del concreto (MR)	107
3.11.2.5.	Diseño de espesor del pavimento	108
3.11.2.6.	Diseño de mezcla del concreto	110
3.11.2.7.	Juntas	113
3.12.	Elaboración de planos	115
3.13.	Presupuesto	116
CONCLUSIONES		117
RECOMENDACIONES		119
BIBLIOGRAFÍA		121
APÉNDICE		123
ANEXOS		129

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de la aldea El Guayabal	2
2.	Mapa general de la aldea El Guayabal	2
3.	Iglesia aldea El Guayabal, Estanzuela, Zacapa	10
4.	Esquema para una red de distribución abierta	44
5.	Conexión domiciliar	57
6.	Válvula de compuerta	58
7.	Sección típica de carretera	79
8.	Detalle de curvas verticales	82
9.	Planta de una curva horizontal	86
10.	Elementos de una curva circular simple	87
11.	Grado de curvatura	88

TABLAS

I.	Tipología de la vivienda	3
II.	Población absoluta distribuida por edades. Censo 2010	4
III.	Población alfabeta y analfabeta	5
IV.	Incorporación al sistema educativo	5
V.	Principales causas de morbilidad y mortalidad	6
VI.	Cobertura del servicio de energía eléctrica por empresa y usuarios	7
VII.	Períodos de diseño	16
VIII.	Diseño de red de distribución	54
IX.	Listado taxativo	61

X.	Pago de albañil y ayudante	62
XI.	Cálculo del porcentaje de prestaciones anuales	63
XII.	Ejemplo de cálculo unitario	64
XIII.	Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable	65
XIV.	Cálculo de valor presente neto	71
XV.	Características geométricas	76
XVI.	Valores de “k”	83
XVII.	Curvas verticales	85
XVIII.	Curvas horizontales	91
XIX.	Análisis con tamices	98
XX.	Porcentaje de suelo	99
XXI.	Clasificación típica para el uso de diferentes materiales	103
XXII.	Clasificación de vehículos según su categoría de cargas por eje	106
XXIII.	Valores de “k” según clasificación de suelo	107
XXIV.	Espesor óptimo de carpeta de rodadura en función de Mr y K	109
XXV.	Datos para diseño de mezcla (1 m ³ concreto fresco)	111
XXVI.	Presupuesto carretera	116

LISTA DE SÍMBOLOS

Q	Caudal
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máxima
°C	Grados centígrados
D	Indica diámetro comercial de tubería
km	Kilómetro(s)
km/h	Kilómetro(s) por hora
psi	Libras por pulgada cuadrada
l/hab/día	Litros por habitante por día (dotación)
l/s	Litros por segundo
m³	Metro cúbico
mca	Metros columna de agua
msnm	Metros sobre el nivel del mar

mm	Milímetro(s)
Mr	Módulo de ruptura del concreto
Hf	Pérdida de carga
n	Período de diseño
P_o	Población inicial (habitantes)
PU	Precio unitario (en Quetzales)
”	Pulgadas
f’c	Resistencia a compresión para el concreto
TCP	Tasa de crecimiento poblacional
r	Tasa de crecimiento poblacional
TPDA	Tránsito promedio diario anual
TPD	Tránsito promedio diario

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials.</i>
Acueducto	Conjunto de conductos por medio de los cuales se transporta agua hacia una o varias poblaciones.
Aforo	Acción de medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Agua sanitariamente segura, apta para el consumo humano y agradable a los sentidos.
Altimetría	Procedimiento usado para definir las diferencias de nivel existente entre puntos de elevación de un terreno y/o construcción.
Bombeo	Transportar un fluido de un lugar a otro más alto, por medio de una bomba.
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo, el cual pasa en un punto determinado donde circule un líquido.
Carretera	Vía de tránsito público construida dentro de los límites del derecho de vía.

Cemento Pórtland	Aglomerante que en presencia de agua, reacciona y debidamente mezclado con agregados inertes, se convierte en una masa manejable con características de piedra artificial.
Compactación	Procedimiento de aplicación de energía potencial al suelo para consolidarlo y así eliminar toda relación de vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia su capacidad de soportar cargas cíclicas.
Concreto	Material pétreo artificial, obtenido de la mezcla elaborada de cemento, finos, gruesos y agua. Este también podría llevar aditivos.
Pavimento	Estructura que se coloca sobre el suelo de fundición de vía terrestre destinada a soportar cargas de tránsito.
PCA	<i>Portland Cement Association.</i>
Período de diseño	Período durante el cual el sistema prestará un servicio eficiente.

Planimetría

Proyección de terreno sobre un plano horizontal imaginario, que toma un punto de referencia para su orientación que puede ser el norte magnético o astronómico, y partiendo de él, conocer la orientación de los puntos que han de definir el terreno en estudio.

Sub-base

Capa de la estructura del pavimento destinada a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas cíclicas recibidas por el tránsito al suelo subrasante y este a su vez, transmitir las al cuerpo del terraplén.

Suelo

Capa delgada de la corteza terrestre que proviene de la desintegración y alteración física o química de las rocas.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Estanzuela, departamento de Zacapa; en el cual se realizaron visitas para verificar cuáles eran las principales necesidades de los pobladores, verificándose, como las más importantes: realizar el diseño del abastecimiento de agua potable para la aldea El Guayabal y la carretera hacia el barrio Las Rositas. Este documento cuenta con dos capítulos. El primer capítulo desarrolla la fase de investigación, que constituye la caracterización de la aldea El Guayabal y un diagnóstico de las necesidades latentes de la misma.

En el segundo capítulo, se desarrolla la fase de servicio técnico profesional, que establece los principales puntos que intervienen en el desarrollo de estos proyectos, como la topografía, obra de captación del agua hasta la distribución, estudios de suelos que se deben realizar en proyectos de pavimentación, las bases para un buen diseño geométrico de carreteras, los principales factores que intervienen en el dimensionamiento de losas de concreto en pavimentos y la descripción del método simplificado de la PCA, en general, las normas y/o métodos de diseño que se utilizaron para la realización de estos proyectos.

Así también se presenta el presupuesto y cuadro de resumen de las cantidades de trabajo de los proyectos.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Guayabal y la carretera hacia el barrio Las Rositas, municipio de Estanzuela, departamento de Zacapa; cuyos servicios beneficiarán al total de la población que habita en los lugares ya mencionados.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico de necesidades de servicios básicos, saneamiento e infraestructura de la aldea El Guayabal, municipio de Estanzuela, departamento de Zacapa.
2. Mejorar la salud de los pobladores de la aldea El Guayabal y garantizar un mejor desarrollo social por medio de la pavimentación del tramo carretero en el barrio Las Rositas.
3. Diseño, presupuesto, estudio de impacto ambiental y plan de mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Guayabal.
4. Diseño y presupuesto de la carretera hacia el barrio Las Rositas.

INTRODUCCIÓN

Es indispensable mencionar que la salud y las vías de acceso hacia cualquier lugar son las resultantes de la interacción de factores biológicos, ambientales, económicos y sociales, por lo que el mejoramiento sustancial de cada uno dependerá de la complementariedad y articulación de las acciones que realicen las dependencias y entidades involucradas, y los distintos sectores de la sociedad, para mejorar la calidad de vida de la población.

Los siguientes estudios se realizaron basados en un análisis adecuado para determinar las necesidades principales del municipio, habiendo encontrado dos primordiales: el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Guayabal y la carretera hacia el barrio Las Rositas.

Debido a que el agua es un líquido indispensable para vivir, con el sistema de abastecimiento no sólo se pretende suministrar a la población del mismo, si no también reducir, en gran parte, las principales causas de morbilidad que se presentan en la aldea; y puesto que es una población en vías de desarrollo, la pavimentación del acceso beneficiará a todo el sector, ya que las calles se encuentran en estado precario, problema que se agudiza con la llegada del invierno, por lo que en el presente trabajo se desarrolla la planificación de ambos proyectos.

En ese orden se presentan en este trabajo, dando a conocer los cálculos para determinar su factibilidad. Se incluye también un estudio de impacto ambiental, los planos, el presupuesto, así como las conclusiones y recomendaciones, para la efectividad de los diseños.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea El Guayabal, municipio de Estandzuela, departamento de Zacapa

1.1.1. Características físicas

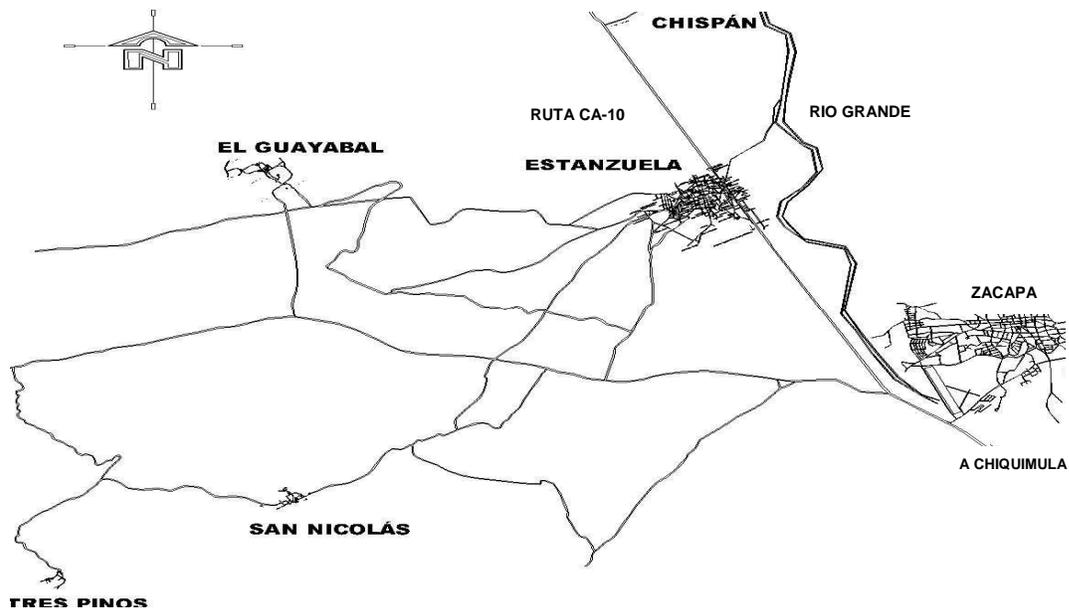
1.1.1.1. Ubicación y localización

La aldea El Guayabal se encuentra ubicada en el municipio de Estandzuela, departamento de Zacapa, a 17 kilómetros del casco urbano y a 27 kilómetros de la cabecera departamental. Las coordenadas geográficas la sitúan en una latitud de 15° 0' 13" N y una longitud de 89° 37' 49" W. La aldea El Guayabal se encuentra a una altura de 190 msnm y cuenta con una extensión territorial de 2 km².

1.1.1.2. Colindancias

La aldea El Guayabal limita al Norte con Lo de Mejía, al Sur con la aldea San Nicolás, Estandzuela, al Oriente con Estandzuela la cabecera municipal y al Occidente con San José, Teculután.

Figura 1. **Localización de la aldea El Guayabal**



Fuente: Municipalidad de Estandzuela, Zacapa.

Figura 2. **Mapa general de la aldea el Guayabal**



Fuente: Municipalidad de Estandzuela, Zacapa.

1.1.1.3. Topografía

La topografía de la aldea El Guayabal posee características quebradas y se encuentra influenciada la mayor parte por planicies.

1.1.1.4. Clima

Datos obtenidos por la estación meteorológica ubicada en el municipio de Estanzuela por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), registran una temperatura máxima promedio de 41°C y una mínima de 22°C, registrándose además una precipitación pluvial de 750 mm anuales, con una velocidad promedio del viento de 8 km/h.

1.1.1.5. Tipo de vivienda

La aldea El Guayabal del municipio de Estanzuela cuenta con un total de 76 viviendas formales, construidas en su mayor parte con paredes de block, techo de lámina y piso cerámico, y en menor cantidad construidas con paredes de adobe y techo de teja, así como también se cuenta con algunas casas de terraza fundida.

Tabla I. Tipología de la vivienda

Material del techo	Lámina	Teja	Terraza	Total viviendas
	53	15	8	
Material de las paredes	Ladrillo	Block	Adobe	76
	0	56	20	
Material del piso	Ladrillo cerámico	Torta de cemento	Tierra	76
	19	57	0	

Fuente: Municipalidad de Estanzuela, departamento de Zacapa.

1.1.1.6. Situación demográfica

La población en la aldea El Guayabal es eminentemente ladina. Debido a la fuerte demanda de trabajo (agricultura), temporalmente se cuenta con mano de obra indígena, de los cuales el mayor porcentaje retorna a su lugar de origen. El sector rural es quien conforma la aldea El Guayabal, debido a que la población urbana se encuentra concentrada en la cabecera municipal de Estanzuela. La cantidad de población emigrante es de un 25% y se dirigen hacia los Estados Unidos de América.

1.1.1.7. Población actual

De acuerdo con el censo poblacional elaborado por la municipalidad en el 2010, la población actual es de 378 habitantes en la aldea EL Guayabal, lo que representa el 3,3% de de la población total del municipio de Estanzuela. La tasa de crecimiento de la población es de 3% anual.

Tabla II. **Población absoluta distribuida por edades. Censo 2010**

Rangos por años	GRUPO ETNICO POR EDADES				TOTAL
	Hombres	%	Mujeres	%	
0-4	8	0,07	13	0,11	21
5	12	0,10	14	0,12	26
14	15	0,13	23	0,20	38
15-19	28	0,24	34	0,30	62
20-29	36	0,31	12	0,10	48
30-39	32	0,28	39	0,34	71
40-49	9	0,08	16	0,14	25
50-59	11	0,10	21	0,18	32
60-64	22	0,19	9	0,08	31
65-más	14	0,12	10	0,09	24
TOTAL	187	1,63	191	1,67	378

Fuente: Municipalidad de Estanzuela, Zacapa.

1.1.2. Características de infraestructura

1.1.2.1. Vías de acceso

A la cabecera municipal de Estanzuela se puede acceder por la carretera asfaltada internacional de primer orden CA-10.

A la aldea el Guayabal, se accede por un camino de terracería de 17 km desde la cabecera municipal hasta el centro de dicha aldea, siendo su acceso un poco difícil en época de lluvia.

1.1.2.2. Servicios públicos

1.1.2.2.1. Educación

En la actualidad la aldea El Guayabal cuenta con una escuela pre-primaria y una a nivel primario.

Tabla III. **Población alfabeta y analfabeta**

Población alfabeta	Población analfabeta
258	120

Fuente: Municipalidad de Estanzuela, Zacapa.

Tabla IV. **Incorporación al sistema educativo**

ESTABLECIMIENTO	NIVEL	MUJERES	HOMBRES	TOTAL
Escuela oficial para párvulos anexa a EORM El Guayabal	PRE-PRIMARIO	8	9	17
Escuela oficial rural Mixta El Guayabal	PRIMARIO	31	32	63

Fuente: Municipalidad de Estanzuela, Zacapa.

1.1.2.2.2. Salud

Entre las enfermedades más comunes que afectan la aldea El Guayabal se encuentran: amigdalitis, resfriados, infección de tracto urinario, diarrea, enfermedades de la piel, enfermedad péptica, otitis, parasitismo intestinal, bronquitis y micosis.

La población del Guayabal cuenta con una unidad mínima de salud, la cual acaba de terminar de ser construida, y no cuenta con aparatos para ser habilitada. El Centro de Salud no cuenta con encamamiento y los casos graves son referidos al Hospital Regional de Zacapa.

Tabla V. Principales causas de morbilidad y mortalidad

Principales causas de morbilidad	Principales causas de mortalidad	Tasa bruta de mortalidad	Tasa de fecundidad	Esperanza de vida	
				sexo	edad (años)
Resfriado común	vejez	3,46%	52,96%	Hombre	65
Amigdalitis				Mujer	73
Parasitismo intestinal					

Fuente: Municipalidad, Centro de Salud, Estanzuela, Zacapa.

1.1.2.2.3. Agua potable

La aldea El Guayabal cuenta con servicios de agua potable, pero su mayor problema es que la fuente de la cual se abastecen actualmente, es un pozo que se encuentra dentro de una propiedad privada, lo cual genera conflicto entre vecinos, debido a que en varias ocasiones el dueño les niega el

servicio; además la fuente ya no tiene la capacidad para cubrir la demanda actual, por lo tanto la solución es la perforación de un nuevo pozo que se ubica en el centro de la aldea El Guayabal, en terreno público.

1.1.2.2.4. Drenajes

La aldea El Guayabal no cuenta con la recolección de las aguas negras o servidas por medio de una red de alcantarillado, ni al posterior tratamiento en plantas de tratamiento de aguas servidas, ya que es área rural, y por la poca densidad de población, la solución técnica y económicamente más viable es la letrina.

1.1.2.2.5. Energía eléctrica

La aldea El Guayabal cuenta con el servicio de energía eléctrica por la empresa DEORSA.

Tabla VI. **Cobertura del servicio de energía eléctrica por empresa y usuarios**

Comunidad o lugar poblado	Empresa que presta o cubre el servicio	Número de usuarios	Cobertura en %
El Guayabal	DEORSA	76	100

Fuente: UNION FENOSA, DEOCSA, DEORSA.

1.1.3. Características socioeconómicas

1.1.3.1. Origen de la comunidad

Durante el auge Colonial, núcleos de españoles se asentaron en territorio guatemalteco, así se fueron formando comunidades; había un trayecto que comunicaba ciudades del centro del país con el océano Atlántico y caravanas grandes y pequeñas, se aventuraban a realizar el largo recorrido.

En 1740 una familia proveniente de la madre patria lleva a cabo uno de esos viajes llegando a esta jurisdicción y como el viaje era largo y arduo deciden descansar por unos días, seleccionando una llanura para ellos. Pacíficamente toman tierras de ganaderos españoles. La meta aún era incierta ya que buscaba el Atlántico e ir más al Oriente para contar con suficiente agua y mejores pastos para el ganado. La abundancia de pastos, vegetación, animales silvestres y las aguas limpias fue razón suficiente para que estos primeros visitantes decidieran acampar y construyeran un refugio que les sirviera de estancia.

La comunidad crecía y con los años se contó con otras familias, los cuales eran los apellidos Aguirre, Fajardo, Alvarado, Portillo, Casasola, Aldana, Pinto, Acevedo, Oliva, Cabrera, Galdámez, Sosa, Paz y Castañeda; debido a las tierras bondadosas decidieron construir sus casas y darle utilidad a los llanos, introduciendo ganado y cultivando sus granos.

El municipio de Estanzuela pertenece al departamento de Zacapa, en la zona oriental de la República de Guatemala; en su origen fue una propiedad particular. Se le bautizó con el nombre que actualmente tiene, pero según versiones de algunos vecinos, también se le conoció como Estanzuelita. Se

sabe que su fundación fue bajo el mando de la Corona Española en el año de 1769, que aparecía como una hacienda. En 1825 fue elevada a la categoría de municipio, siendo su primer alcalde Fernando Ordóñez. En la Constitución Política del Estado de Guatemala, se decretó por la Asamblea Constituyente el 11 de octubre de 1825 que quedara reconocida como municipio con el nombre de Estanzuela, perteneciente al circuito de Zacapa.

Según acuerdo gubernativo del 12 de agosto de 1886, cuando gobernaba Guatemala, el señor Manuel Lisandro Barrillas, se autorizó a la Municipalidad para enajenar los sitios donde se encontraban las casas de la población, con el propósito de reducir la propiedad particular y que pasaran a propiedad directa de cada dueño.

Vecinos del municipio relatan que este pintoresco lugar así como las aldeas con las que cuenta hoy en día, fueron fundados por españoles ya que los mismos descubrieron que las tierras contaban con numerosa cantidad de pastos y agua para su ganado y lo establecieron dándole el nombre de la Estancia, que quiere decir "Establecimiento Rural de Ganadería", posteriormente, se le dio el nombre de Estanzuelita y al transcurrir el tiempo según decreto gubernativo paso a ser municipio de Estanzuela.

1.1.3.2. Actividad económica

La economía de la aldea está concentrada principalmente en la agricultura, debido a que cuenta con industrias meloneras, fuente importante de empleo para los pobladores de la comunidad; teniendo como base dos meloneras: La Labor y la empresa Producción de la Tierra S.A. (PROTISA).

En cuanto a la agricultura, sus productos predominantes son: el maíz, frijol, tabaco, yuca, ockra, tomate, chile pimiento y picante, berenjena, pepino, melón, sandía, espárrago, papaya, loroco, cachito, melón, sandía, cebolla y manía.

La producción pecuaria se fundamenta en la crianza de ganado vacuno, bovino y porcino. También cuentan con producción forestal en pequeña escala con cultivo de aripín, nim, pino, cedro, subín, guayacán y madre cacao.

1.1.3.3. Idioma y religión

En la aldea El Guayabal, sólo se habla un idioma: el español, y la religión predominante es la católica. Cuenta con una iglesia ubicada en el casco urbano de la aldea.

Figura 3. Iglesia aldea El Guayabal, Estanzuela, Zacapa



Fuente: Municipalidad de Estanzuela, Zacapa.

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar

1.2.1. Descripción de las necesidades

Entre las principales necesidades de servicios básicos e infraestructura que se encuentran en la aldea El Guayabal, se pueden mencionar las siguientes.

- Un nuevo sistema de abastecimiento de agua potable, debido a que el pozo del que se abastecen actualmente es propiedad privada y genera problemas entre vecinos. Además, el pozo no tiene la capacidad necesaria para cubrir la demanda actual.
- Instalación de alcantarillados sanitarios, debido a que la aldea no cuenta con la recolección de aguas negras o servidas, ni al posterior tratamiento en plantas de tratamiento de aguas servidas.
- Construcción de un centro de salud, de gran importancia ya que la aldea se encuentra a 17 km del casco urbano, y cuando se presentan casos graves no pueden atenderlos, puesto que sólo cuentan con una unidad mínima de salud.
- Mejoramiento de sus carreteras, ya que las existentes son de terracería, lo cual no sólo dificulta su paso en época de lluvia, si no también, produce malestar a los habitantes ya que al transitar vehículos ocasionan mucho polvo.

- Construcción de escuelas de secundaria, pues sólo se cuenta con una a nivel primario y pre-primario.

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

La municipalidad de Estanzuela, priorizó la necesidad de diseñar un nuevo sistema de abastecimiento de agua potable, debido a que ya cuentan con un tanque existente en la aldea, al cual no se le ha dado uso, lo que evitará problemas con el propietario del pozo en uso actual y principalmente por ser el agua el líquido vital para la salud del ser humano.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA EL GUAYABAL, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA

2.1. Descripción general del proyecto

El sistema de agua potable, con el que actualmente cuenta la aldea El Guayabal, es propiedad privada y genera muchos conflictos entre vecinos, ya que en ocasiones el propietario del pozo que abastece a la aldea se ha negado a proporcionar el mismo, obligando a los habitantes a acudir a ríos aledaños, lo cual no solo es peligroso en época de lluvia, si no que dicha agua presenta un nivel considerable de contaminación. Esta es la razón principal que impulsó la realización de un nuevo diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, utilizando un tanque existente, al cual no se le ha dado ningún uso.

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo (conducción), y gravedad (distribución), la demanda a cubrir actual es de 378 habitantes, y debido a la dispersión de sus viviendas se diseñará una red de distribución abierta.

Con este proyecto se pretende cubrir cualquier tipo de necesidad que exista actualmente, y poder proporcionar el agua necesaria a todos sus habitantes con la calidad adecuada.

2.2. Aforo, dotación y tipo de servicio

La fuente a utilizar es un pozo que se acaba de perforar, el cual se encuentra dentro de la aldea y está ubicado en la cota 100 desde donde se bombeará al tanque de distribución ubicado en la cota 124,97 a 488 metros de longitud, y se utilizará tubería de 3" de diámetro en toda la impulsión (conducción).

El aforo del mismo fue elaborado por la empresa Daho Pozos de Centro América, S.A., obteniéndose un caudal de 6 l/s.

La dotación, es la cantidad de agua que necesita una persona durante un día para poder satisfacer sus necesidades y se expresa en litros/habitante/día. Cantidad de agua asignada en un día a cada habitante que se haya establecido en el diseño del proyecto. El valor de la dotación puede variar debido a varios factores como: el clima, nivel de vida de los pobladores, calidad y cantidad de agua disponible, la economía, entre otras. La dotación que se adoptó para este diseño fue de 150 litros/habitante/día, aunque es área rural, la municipalidad así lo estableció.

2.3. Tasa de crecimiento poblacional

La tasa de crecimiento de la población (TCP), es el aumento de la población de un país en un período determinado, generalmente un año, expresado como porcentaje de la población al comenzar el período. Refleja el número de nacimientos y muertes ocurridos durante el período y el número de inmigrantes y emigrantes del país.

La municipalidad de Estanzuela, Zacapa, proporcionó una tasa de crecimiento poblacional del 3% anual. Para estimarla se tomaron los datos de los últimos dos censos realizados por la municipalidad, los cuales coincidieron con la información obtenida por el centro de salud. La población actual registrada en la investigación de campo fue de 378 habitantes.

2.4. Período de diseño, población futura

El período de diseño, es el tiempo durante el cual la obra prestará un servicio en forma satisfactoria. Tiempo en el que la capacidad del sistema atenderá la demanda en un 100%. Este tiempo está comprendido desde el momento en el que se construye y se pone en funcionamiento el sistema de agua potable hasta el momento en el que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño, en donde ya no se presta un buen servicio.

Para acueductos se estima un período de diseño de 20 años a partir de su construcción. En este caso se consideró un período de 21 años, para gestión de una institución que financie el proyecto.

Generalmente en acueductos rurales, este período resulta ser más corto de lo esperado, ya que intervienen una serie de factores principalmente de origen socio-económico, que determinan el aumento de población, cambio de necesidades y exigencias de la misma hacia el acueducto, aumento de demanda, etc.

Tabla VII. **Períodos de diseño**

Elemento	años
Fuentes de abastecimiento	20
Líneas de conducción	20
Tanque de almacenamiento	20 mínimo
Líneas y redes de distribución	20 mínimo
Estaciones de bombeo	5
Plantas purificadoras	20 mínimo

Fuente: INFOM– UNEPAR. Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.

En la estimación de la población futura, se deben de tomar en cuenta varios factores que lo determinan o condicionan, como los de origen socio-económico. Se debe tener un cálculo aproximado de la población a beneficiar durante el período de diseño determinado, ya que este presenta variaciones en el tiempo que se deben a factores como crecimiento poblacional, tasa de natalidad, mortalidad, inmigración y emigración, etc.

Para el cálculo de la población futura se utilizará el método geométrico, que es el más utilizado en Guatemala, por ser un lugar en vías de desarrollo. Este consiste en calcular la población basándose en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrada de acuerdo a los últimos censos; también debe proyectarse el tiempo según el período de diseño que se haya determinado. La fórmula para calcular la población futura es:

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

Donde:

- P_f = población futura
- P_o = población inicial
- r = tasa de crecimiento poblacional
- n = período de diseño en años

Entonces:

- P_o = 378 habitantes
- r = 3% = 0,03
- n = 21 años

- P_f = $378 * (1 + 0,03)^{21}$
- P_f = 703,2 = 704 habitantes

2.5. Factores de consumo y caudales

En el sistema de abastecimiento de agua, la cantidad de agua consumida varía continuamente en función del tiempo, las condiciones climáticas, costumbres de la población, condiciones económicas, etc., por lo que la finalidad del sistema de abastecimiento de agua debe ser suministrar y satisfacer la demanda actual y futura de la aldea, teniendo en cuenta dichos factores.

Los consumos de agua en una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias, las cuales pueden expresarse en función del caudal medio diario (Q_m).

El caudal de diseño que se necesita para transportar en la tubería de conducción será distinto al de distribución, ya que estos se ven afectados por los siguientes factores.

- Factor de día máximo (FDM): este factor depende del consumo máximo de un día durante el registro de un año, varía según el sector a servir. La norma UNEPAR establece los siguientes rangos: para poblaciones futuras menores de 1 000 habitantes el valor debe oscilar entre 1,2 y 1,5 y para poblaciones futuras mayores a 1 000 habitantes un valor de 1,2. En este caso se adoptó el factor de 1,5 debido a que la población es menor a 1 000 habitantes.
- Factor de hora máximo (FHM): este factor depende del consumo máximo de una hora durante un período de un día, se usa para el diseño de la red de distribución.

Para población \leq 1 000 habitantes = 2 a 3

Para población $>$ 1 000 habitantes = 2

En este caso el factor a utilizar será el de 3, ya que la población es menor a 1 000 habitantes.

2.5.1. Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que consume la población durante un día, el cual se obtiene como el promedio de los consumos diarios durante un período de un año. Se calcula de la siguiente manera.

$$Q_m = \left(\frac{\text{dotación} * \text{no. habitantes}}{86\,400 \frac{\text{s}}{\text{día}}} \right)$$

$$Q_m = \left(\frac{150 \text{ l/hab/día} * 704 \text{ hab}}{86\,400 \frac{\text{s}}{\text{día}}} \right)$$

$$Q_m = 1,22 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

2.5.2. Caudal máximo diario

Se utiliza para el diseño de líneas de conducción por gravedad. Es la cantidad máxima de agua que se prevé en un día, se obtiene como el promedio de los consumos diarios durante un período de un año. Según normas UNEPAR, a falta de registros, el consumo máximo diario (CDM), será el producto de multiplicar el caudal medio diario Q_m por un factor de día máximo.

$$Q_{md} = Q_m * \text{FDM}$$

$$Q_{md} = 1,22 \frac{\text{l}}{\text{s}} * 1,5$$

$$Q_{md} = 1,83 \text{ l/s}$$

2.5.3. Caudal máximo horario

Este se utiliza para el diseño de líneas y redes de distribución. Es la máxima cantidad de agua que se consume en una hora durante todo el día. Este caudal está condicionado en cada ramal que no tenga continuidad, es

decir, el caudal de diseño para la distribución en cada ramal estará definido por un caudal de vivienda Q_{viv} y un caudal instantáneo Q_{inst} , del cual el caudal con el que se trabajará será el mayor que resulte de éstos dos.

$$Q_{mh} = Q_m * FHM$$

$$Q_{mh} = 1,22 \frac{l}{s} * 3$$

$$Q_{mh} = 3,67 l/s$$

Cálculo de caudal unitario para los dos ramales:

Datos:

No. viviendas total (a futuro) = 141

No. viviendas ramal uno = 75

No. viviendas ramal dos = 66

$$Q_{unitario} = \frac{Q_{mh}}{\text{no. total de viviendas}}$$

$$Q_{unitario} = \frac{3,67 \frac{l}{s}}{141_{\text{viviendas}}}$$

$$Q_{unitario} = 0,026 l/s$$

- ramal uno de E+7 a E+1

$$Q_{\text{vivienda}} = Q_{\text{unitario}} * \text{no. viviendas en el ramal}$$

$$Q_{\text{vivienda}} = \left(0,026 \frac{\text{l}}{\text{s}}\right) * 75 \text{ viviendas}$$

$$Q_{\text{vivienda}} = 1,95 \text{ l/s}$$

- ramal dos de E+7 a E+14

$$Q_{\text{vivienda}} = \left(0,026 \frac{\text{l}}{\text{s}}\right) * 66 \text{ viviendas}$$

$$Q_{\text{vivienda}} = 1,72 \text{ l/s}$$

Cálculo de caudales instantáneos

$$Q_{\text{inst}} = k \sqrt{n - 1}$$

Donde:

K: constante con valores de 0,15 para población < 100 y 0,25 para población > 100 habitantes.

n: número de viviendas en el tramo.

- ramal uno:

$$Q_{\text{inst}} = 0,25 \sqrt{75 - 1}$$

$$Q_{inst} = 2,15 \text{ l/s}$$

Debido a que el caudal instantáneo es el mayor a 1,95 l/s, se trabajará con este para su diseño.

- ramal dos:

$$Q_{inst} = 0,25 \sqrt{66 - 1}$$

$$Q_{inst} = 2,02 \text{ l/s}$$

En este ramal también se trabajará con el caudal instantáneo debido a que también es el mayor entre los dos.

2.5.4. Caudal de bombeo

El caudal de bombeo se utiliza para el diseño de líneas de conducción por bombeo. Este está íntimamente ligado con el tiempo a bombear, ya que mientras más horas se desee bombear en el día, disminuirá el caudal, y por el contrario si las horas de bombeo disminuyen, el caudal aumentará. Para ello es necesario el aforo de la fuente para ver si la misma es capaz de soportar el bombeo.

El período de bombeo debe ser de 8 a 18 horas para un buen funcionamiento del sistema, ya que esto influye en el diámetro de la tubería de descarga y en la potencia de la bomba. Este se calcula a través de:

$$Q_{bombeo} = \frac{Q_{md} * 24 \text{ horas}}{Tb}$$

Donde:

Tb: Período de bombeo, número de horas que se bombeará.

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{1,83 \frac{\text{l}}{\text{s}} * 24 \text{ h}}{8 \text{ h}}$$

$$Q_{\text{bombeo}} = 5,5 \text{ l/s}$$

2.6. Calidad del agua y sus normas

La calidad natural del agua varía de un lugar a otro, dependiendo del clima, del uso que se le dé, y de la fuente de la que viene. Es por eso que los estudios de calidad del agua son indispensables para determinar la condición en la que se encuentra ésta y para saber si es adecuada para el consumo humano.

Las características que definen la calidad del agua potable están basadas en la norma COGUANOR 29-001. Para determinar que el agua es potable, esta debe ser sanitariamente segura y agradable a los sentidos.

Sanitariamente segura significa que:

- No transmite enfermedades.
- Esta libre de concentraciones excesivas de sustancias tóxicas, minerales y orgánicas.

Agradable a los sentidos significa que es:

- Inodora
- Incolora
- De sabor agradable

Para determinar que el agua de nuestra fuente cumple con los requisitos que se establecen, se deben verificar las características físicas, químicas y bacteriológicas.

2.6.1. Análisis bacteriológico

El examen bacteriológico sirve para verificar que el sistema no sea fuente de proliferación de enfermedades, para indicar el nivel de contaminación bacteriana y principalmente con materia fecal que presente la fuente de agua, y de acuerdo al resultado, determinar el sistema de desinfección necesario, para no incrementar el índice de morbilidad de la aldea en estudio.

Los principales organismos indicadores de contaminación intestinal de aguas negras son bacterias del grupo coliforme; las cuales son huéspedes habituales del intestino grueso del hombre y animales; la *Escherichia coli* y el *aerobacter aerógenes*, son las bacterias que forman el grupo coliforme de importancia en el análisis del agua.

2.6.2. Análisis físico-químico

El análisis físico es una prueba que se le hace al agua para medir y registrar las propiedades que pueden percibirse a través de los sentidos, como el sabor, el color, la turbidez, sólidos y olor; el análisis químico sirve para medir el nivel de alcalinidad en el agua, dureza, presencia de cloruros, nitritos, oxígeno disuelto, amoniaco albuminoideo, contenido de hierro y manganeso, cloro residual y el ph, los cuales pueden afectar la calidad del agua.

2.7. Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías

La fórmula empleada para calcular las pérdidas generadas por los distintos diámetros de las tuberías fue la de Hazen Williams:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L_{\text{diseño}} * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Y de igual manera para calcular los diámetros en la línea de distribución, para conductos circulares a presión, se utilizó la misma, en donde despejando el diámetro, resulta la siguiente ecuación:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * L_{\text{diseño}} * Q^{1,85}}{C^{1,85} * H_f} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

Donde:

$L_{\text{diseño}}$ = longitud horizontal de la tubería por un incremento del 5% que se considera como factor de seguridad debido a las pendientes del terreno, a las uniones de tuberías

o a cualquier condición de accesibilidad que pueda presentarse a lo largo del proyecto.

- Q = caudal de diseño
- C = coeficiente de fricción, en el cual para tubería de pvc es de 150 y para HG es de 100.
- D = diámetro interno de la tubería en pulgadas
- Hf = es la pérdida que se desea encontrar de acuerdo al diámetro analizado. En este caso, hf representa la diferencia de cotas, la altura disponible desde el punto más alto al más bajo en el tramo que se esté analizando.

De esta expresión resultarán diámetros diferentes, con los cuales se trabajará con el diámetro interno de la tubería, no así con el diámetro comercial, y se utilizará el que presente mejores condiciones de funcionamiento.

En el cálculo del diámetro para la línea de conducción por bombeo, se utilizará la siguiente expresión.

$$D = \sqrt{\frac{1,974 * Q_{\text{bombeo}}}{V}}$$

Donde:

V = velocidad, analizada para valores de 0,6 m/s para evitar sedimentos y 2 m/s para evitar que se erosione o desgaste la tubería.

Y se trabajará con el diámetro que presente mejor funcionamiento y economía.

Además para ambas líneas de conducción y distribución se utilizará tubería de PVC de 160 psi.

2.8. Presiones y velocidades

La presión estática de un fluido, es la presión que soporta la tubería cuando éste se encuentra en reposo, mientras que la presión dinámica es aquella que se produce cuando hay movimiento de agua, entonces la presión estática modifica su valor y gasta su energía a medida que avanza.

Según la norma UNEPAR, para red de distribución en consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, las presiones tendrán los siguientes valores.

- Mínima 10 metros (presión de servicio)
- Máxima 40 metros (presión de servicio)

La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 psi = 112 mca, teóricamente puede soportar más, pero por efectos de seguridad, si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 psi o HG.

La velocidad en las líneas de conducción por bombeo, como es este caso, según la norma UNEPAR, debe mantenerse entre 0,4 m/s y 3 m/s y para red de distribución se debe mantener entre 0,6 y 2 m/s, en todo el sistema.

2.9. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones ejecutadas sobre el terreno, con los instrumentos adecuados para su realización. El objetivo principal de realizar un levantamiento topográfico es medir extensiones de tierra, tomando los datos necesarios como sus accidentes geográficos, superficies y volúmenes, para luego poder representarlos gráficamente mediante planos.

Para este diseño de abastecimiento de agua potable, se realizó el levantamiento topográfico para una red abierta debido a la dispersión de sus viviendas.

2.9.1. Planimetría

La planimetría es el conjunto de métodos y procedimientos necesarios con los cuales se puede representar a escala todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana, prescindiendo de su relieve. El método utilizado fue el taquimétrico, utilizando un teodolito electrónico DT4E/F, se midieron los hilos inferior, medio y superior, se anotaron los ángulos

horizontales y por trigonometría se procedió a calcular las distancias horizontales.

2.9.2. Altimetría

La altimetría es el conjunto de métodos y procedimientos necesarios para poder determinar y representar la altura o “cota” de cada punto respecto a un plano de referencia. Con la altimetría se consigue representar el relieve del terreno, curvas de nivel, etc., a través de perfiles. Se utilizó un teodolito electrónico DT4E/F, y se procedió a medir los hilos inferior, medio y superior, los ángulos verticales, luego por trigonometría se calcularon las elevaciones.

2.10. Diseño hidráulico del sistema

A continuación se presentan los criterios y parámetros utilizados para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, lo que comprende la determinación de tuberías, planos, presupuesto, y los aspectos más importantes para el óptimo funcionamiento del mismo.

2.10.1. Captación

A la hora de elegir la fuente que abastecerá a la población, es importante tomar en cuenta la ubicación para que esta no afecte con el acceso de personas o animales, y que se evite que se formen acumulaciones de bancos de arena, etc. En este caso, la fuente que abastecerá a la población es un pozo mecánico, al cual se le incorporará una caseta para proteger al mismo y al tablero para su control. Por lo que todas las condiciones necesarias se tomaron en cuenta de manera que este quedará en un lugar seguro donde no genere ningún tipo de problemas.

2.10.2. Línea de impulsión

La línea de conducción por bombeo o de impulsión en un proyecto de agua potable, es la tubería que se coloca inmediatamente después de la bomba, y que conduce generalmente el líquido hacia un tanque de almacenamiento o directamente a un tanque de distribución.

La tubería para este tramo de conducción se calculará tomando en cuenta factores como: diámetro económico, carga dinámica total y sobre presión o más conocida como golpe de ariete.

Cálculos para el tramo de impulsión o bombeo:

Este tramo está comprendido desde la estación E+5 hasta el tanque de distribución, con una distancia horizontal de 488 m.

a) Para el cálculo del diámetro económico se utiliza la siguiente ecuación.

$$D = \sqrt{\frac{1,974 * Q_{\text{bombeo}}}{V}}$$

Donde se analizan los diámetros que resulten de evaluar la velocidad mínima de 0,6 m/s y la máxima de 2 m/s a la que el líquido puede conducirse dentro de la tubería, sin provocar sedimentación ni desgaste en la misma.

Entonces tenemos:

$$D = \sqrt{\frac{1,974 * 5,5 \text{ l/s}}{0,6 \text{ m/s}}} = 4,25''$$

$$D = \sqrt{\frac{1,974 * 5,5 \text{ l/s}}{2 \text{ m/s}}} = 2,33''$$

Con los resultados obtenidos en estas dos ecuaciones, se trabajará con los diámetros internos y no con los comerciales de las tuberías de 3" y 4".

b) Cálculo de pérdidas de carga:

$$H_f = \frac{1743,811 * L_{\text{diseño}} * Q_{\text{bombeo}}^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Donde:

$$H_{f_{3,23''}} = \frac{1743,811 * 488 \text{ m} * 1,05 * 5,5 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 6,53 \text{ m}$$

$$H_{f_{4,154''}} = \frac{1743,811 * 488 \text{ m} * 1,05 * 5,5 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 4,154^{4,87}} = 1,92 \text{ m}$$

c) Cálculo de costo de energía mensual:

$$\text{Potencia} = \frac{Q_{\text{bombeo}} * H_f}{76 * e}$$

Donde:

Hf = pérdida de carga que produce cada diámetro

e = eficiencia de la bomba, generalmente es del 70%

$$POT_{3,23"} = \frac{5,5 \text{ l/s} * 6,53 \text{ m}}{76 * 0,7} = 0,68 \text{ HP}$$

$$POT_{4,154"} = \frac{5,5 \text{ l/s} * 1,92 \text{ m}}{76 * 0,7} = 0,2 \text{ HP}$$

Expresando la potencia en KW (0,746 kw = 1 HP)

$$POT_{3,23"} = 0,746 \text{ kw} * 0,68 \text{ HP} = 0,51 \text{ kw}$$

$$POT_{4,154"} = 0,746 \text{ kw} * 0,2 \text{ Hp} = 0,15 \text{ kw}$$

Para calcular la potencia mensual, primero se establece el número de horas que se bombeará durante el mes.

$$\text{No. horas} = (8 \text{ h/día}) * (30 \text{ días/mes}) = 240 \text{ h/mes.}$$

$$POT_{3,23"} = 0,51 \text{ kw} * 240 \text{ h/mes} = 122,4 \text{ kw-h/mes.}$$

$$POT_{4,15"} = 0,15 \text{ kw} * 240 \text{ h/mes} = 36 \text{ kw-h/mes.}$$

Costo mensual de bombeo:

Diámetro	Potencia mensual	P.U	Costo mensual
3,23"	122,4 kw-h/mes	Q 1,86	Q 227,66
4,15"	36 kw-h/mes	Q 1,86	Q 66,96

d) Costo mensual de amortización de la tubería:

Asumiendo una tasa de interés del 15% anual y 10 años para amortizar la tubería. Se calcula la amortización a través de la siguiente fórmula.

$$A = \frac{R * (R + 1)^n}{(R + 1)^n - 1}$$

Donde:

$$R = 15\% \text{ anual} / 12 \text{ meses} = 0,012$$

$$n = \frac{10 \text{ años} * 12 \text{ meses}}{1 \text{ año}} = 120 \text{ meses}$$

$$A = \frac{0,012 * (0,012 + 1)^{120}}{(0,012 + 1)^{120} - 1} = 0,016$$

Costo mensual de amortización:

Diámetro	No. tubos	Amortización	PU	Costo mensual
3,23"	86	0,016	Q 431,00	Q 593,06
4,15"	86	0,016	Q 710,00	Q 976,96

e) Costo total:

Diámetro	Costo mensual de bombeo	Costo mensual de amortización	TOTAL
3,23"	Q 227,66	Q 593,06	Q 820,72
4,15"	Q 66,96	Q 976,96	Q 1043,92

Según los resultados el diámetro más económico es el de 3", por lo que se trabajará con este diámetro, aunque también se podría trabajar con el de 4".

Ahora lo que procede es verificar si el diámetro elegido cumple con el rango de velocidad mínima y máxima permitida.

$$V = \frac{1,974 * Q_{\text{bombeo}}}{D^2}$$

$$V = \frac{1,974 * 5,5 \text{ l/s}}{3,23^2} = 1,04 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ (si cumple).}$$

2.10.2.1. Tipos de tubería

La tubería de la línea de impulsión se compone de tubería de succión y de descarga.

La tubería de succión: es aquella que va conectada directamente en la entrada de la bomba, uniéndola a la misma con el volumen de agua a elevarse.

Es importante tener en cuenta en el diseño e instalación de la tubería, los siguientes aspectos:

- La tubería de succión debe ser lo más corta posible.
- El diámetro de la tubería de succión nunca deber ser inferior al diámetro de la tubería de impulsión, ni tampoco inferior al diámetro del orificio de entrada de la tubería de succión a la bomba. Para ello se recomienda utilizar el diámetro comercial inmediatamente superior al de la tubería de impulsión.
- La velocidad del agua en esta tubería debe estar comprendida entre 0,6 m/s y 0,9 m/s.
- Los reductores a utilizarse deben ser excéntricos, con el lado recto hacia arriba para evitar también la formación de burbujas de aire.

En este caso, no se calcula el diámetro para una tubería de succión, debido a que se utilizará una bomba sumergible, por lo cual, no existe tubería de succión, sólo de descarga, que es la que va colocada inmediatamente después de la bomba sumergible.

La tubería de descarga: es la que se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente hasta el abastecimiento de agua potable, en el área rural. Ésta, descarga el líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se puede conectar directamente a la tubería de distribución.

La velocidad del caudal requerido en la tubería de descarga debe conducirse con una velocidad máxima de 3 m/s, ya que si la velocidad sobrepasa a esta, puede ocasionar erosión en la tubería.

Para sistemas de acueductos generalmente se utiliza tubería de polivinilo rígido (PVC), y de hierro galvanizado (HG). En el diseño de esta línea de conducción se utilizará tubería de PVC DE 160 psi.

2.10.2.2. Diseño de equipo de bombeo a utilizar

Para calcular la potencia de la bomba que se utilizará, se tomará en cuenta el caudal de bombeo, la eficiencia de la bomba y la carga dinámica total que genera la tubería de 3". La capacidad de la bomba y la potencia del motor deberán ser suficientes para elevar el caudal de bombeo provisto contra la altura máxima de diseño; la eficiencia de la bomba en ningún momento será menor del 60%, en este caso se calcula con una eficiencia del 70%.

2.10.2.2.1. Carga dinámica

A la carga dinámica total, también se le llama altura dinámica total, y es la carga total que debe suministrar la bomba para mover el caudal requerido; esta se determina sumando todas las pérdidas existentes, a través de la siguiente fórmula.

$$CDT= H_s + H_c + H + H_f + H_v + H_m$$

Donde:

H_s = altura del nivel dinámico a la boca del pozo

H_c = pérdida de carga en la columna

H = altura de la boca del pozo a la descarga

H_f = pérdida de carga en línea de impulsión

H_v = pérdida por velocidad

$H_m =$ pérdidas menores (10% de las pérdidas en la línea de impulsión)

Calculando se tiene:

$H_s = 61\text{m}$

$$H_c = \frac{1\,743,811 * H_s * Q_{\text{bombeo}}^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}}$$

$$H_c = \frac{1\,743,811 * 61\text{ m} * 5,5^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 0,78\text{ m}$$

$$H = (100,00 - 124,97)\text{ m} = 24,97\text{ m}$$

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 488\text{ m} * 1,05 * 5,5^{1,85}}{150^{1,85} * 3,23^{4,87}} = 6,54\text{ m}$$

$$H_v = \frac{V^2}{2 * g} = \frac{(1,04\text{ m/s})^2}{2 * 9,81} = 0,06\text{ m}$$

Donde

v: velocidad del flujo

g: gravedad

$$H_m = 0,10 * 6,54\text{ m} = 0,65\text{ m}$$

$$\text{Entonces CDT} = 61 + 0,78 + 24,97 + 6,54 + 0,06 + 0,65 = 94\text{ m}$$

2.10.2.2.2. Sobre presión por golpe de ariete

La sobre presión por golpe de ariete es el causante principal de las averías en tuberías e instalaciones hidráulicas. Esto sucede al cerrar bruscamente una válvula o un grifo instalado en el extremo de una tubería de cierta longitud, ya que las partículas de agua que quedan detenidas son presionadas por las que vienen avanzando detrás y aún siguen moviéndose, lo cual produce un trabajo de compresión en el agua y un trabajo de expansión de la tubería.

Esta sobre presión se calcula a través de la siguiente fórmula.

$$G. A = \frac{145 * V}{\sqrt{1 + \left(\frac{K}{E} * \frac{D}{e}\right)}}$$

Donde:

- K = módulo de elasticidad volumétrica del agua = $2,07 * 10^4 \text{kg/cm}^2$
- E = módulo de elasticidad del material de la tubería ($E=3 * 10^4 \text{kg/cm}^2$)
- D = diámetro interno
- E = espesor de la pared de la tubería en cm

Sustituyendo los valores en la fórmula se obtiene:

$$G. A = \frac{145 * 1,04 \text{ m/s}}{\sqrt{1 + \left(\frac{20\,700}{30\,000} * \frac{3,23}{0,343}\right)}} = 55,07 \text{ mca}$$

La verificación de la resistencia de la tubería a soportar el golpe de ariete se realiza sumando la altura de bombeo más la sobre presión, lo que debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería.

$$\begin{array}{rcl}
 G.A + H & < & \text{Presión de trabajo de la tubería} \\
 (55,07 + 24,97) \text{ mca} & < & 112,11 \text{ mca (160 psi)} \\
 80,04 \text{ mca} & < & 112,11 \text{ mca si resiste}
 \end{array}$$

Debido a que el golpe de ariete es una sobre presión que se produce en la tubería, no se toma en cuenta en el diseño de la bomba, ya que estas traen sus propias válvulas de cheque que ayudan a amortiguar la sobre presión. Por lo que éste únicamente sirve para determinar la clase de tubería. Se colocarán válvulas de cheque a la mitad del tramo de tubería de conducción y en la boca del pozo, para aliviar la sobrepresión.

2.10.2.2.3. Potencia de la bomba

Para conocer la potencia de la bomba, se utiliza la siguiente ecuación:

$$POT = \frac{CDT * Q_{\text{bombeo}}}{76 * e}$$

Donde:

CDT = carga dinámica total
 e = eficiencia de la bomba

$$POT = \frac{94 \text{ m} * 5,5 \text{ l/s}}{76 * 0,7} = 9,72 \text{ HP}$$

Por lo que se utilizará una bomba con una potencia de 10 HP.

2.10.2.2.4. Especificaciones del equipo de bombeo

De acuerdo con los datos obtenidos, se utilizará una bomba sumergible de 10 HP, funcionará con energía eléctrica, el período de bombeo será de 8 horas y la eficiencia de la misma en ningún momento será menor al 70%. Hay que tomar en cuenta que la bomba deberá trabajar en etapas múltiples debido a la potencia que requiere.

Es importante que a la salida del equipo de bombeo se provea como mínimo los siguientes dispositivos:

- Manómetros de descarga.
- Válvulas de retención o de cheque en la línea de descarga, las cuales estarán ubicadas a la mitad del tramo mencionado y en la boca del pozo.
- Junta flexible en la línea de descarga.

2.10.3. Tanque de distribución

El tanque de distribución es un depósito de almacenamiento de agua que sirve para cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo, prevenir gastos por incendios, proporcionar una presión suficiente para que funcione el sistema, etc. Este tipo de obra es de suma importancia para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico como

para funcionamiento hidráulico del sistema y del almacenamiento de un servicio eficiente. Un tanque de distribución tiene los siguientes componentes.

- Depósito principal.
- Caja de válvula de entrada y de salida.
- Tapaderas para entrada.
- Escaleras interiores y exteriores, en caso de que las dimensiones excedan de 1,20 m de alto.
- Dispositivo de desagüe y rebalse (diámetro mínimo de la tubería de rebalse, que será igual al de la tubería de entrada al tanque).
- Tubo de ventilación que saque el aire durante el llenado, en diámetro no menor de 2", con abertura exterior hacia abajo y provista de rejilla, que impida la entrada de insectos.
- Clorador.
- Circulación para protección del mismo.

El volumen del tanque se puede calcular a través de los criterios que propone la UNEPAR, los cuales establecen que para sistemas de agua potable por gravedad el volumen del tanque será del 25% al 45% del caudal medio diario. Aplicándose de acuerdo a las restricciones siguientes.

- En poblaciones menores de 1 000 habitantes, 35% del consumo medio diario de la población, no se considera reserva para eventualidades.
- Para poblaciones entre 1 000 y 5 000 habitantes, 35% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades. Total: 45%.
- Para poblaciones mayores de 5 000 habitantes el 40% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades.
- Para sistemas por bombeo puede contemplarse como mínimo una reserva del 40% del consumo medio diario y un máximo del 60%.

En este caso se utilizará el 50% del caudal medio diario, debido a que es un sistema por bombeo.

$$\text{Vol} = Q_{\text{md}} * \% \text{ de almacenamiento}$$

Donde:

Vol = volumen del tanque

Q_{md} = caudal medio diario

$$\text{Vol} = 1,22 \frac{\text{l}}{\text{s}} * 0,50 * \frac{1 \text{ m}^3}{1 000 \text{ l}} * \frac{86 400 \text{ s}}{1 \text{ día}}$$

$$\text{Vol} = 52,7 \approx 55 \text{ m}^3$$

Uno de los principales impulsores para la realización de este proyecto fue utilizar un tanque existente al cual no le habían dado ningún uso, por lo que no fue necesario diseñar uno nuevo. La estructura es a base de muros de gravedad de concreto ciclópeo, con dimensiones internas de 5 m ancho x 4,5 m largo x 2.5 m de alto, por lo que tiene un volumen total de 56,25 m³ y la cubierta de concreto reforzado con las mismas dimensiones y un espesor de 12 cm.

Según los cálculos obtenidos con los datos del 50% del caudal medio diario, el tanque debe tener una capacidad de 52,7 m³ y el tanque existente tiene una capacidad de 56,25 m³, por lo que sí es capaz de almacenar el caudal requerido para abastecer a la población.

2.10.4. Red de distribución

La línea o red de distribución está constituida en todo el sistema por tuberías, que van desde el tanque de distribución hasta las viviendas. Existen tres tipos de redes de distribución: abiertas, cerradas y combinadas.

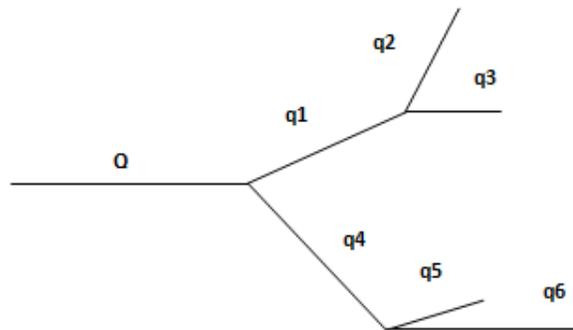
- Red abierta: es la que se construye en forma de árbol. Son tuberías conectadas de tal forma que cada uno de sus ramales es terminal, en cada punto donde distribuya agua. Se recomienda su utilización, en aquellos casos en que la población es muy dispersa.
- Red cerrada: son conductos ramificados que forman anillos o circuitos, se alimentan desde uno o varios suministros y conducen el agua entre ellos o desde ellos, y los nudos y extremos finales por más de un recorrido posible. La red cerrada es la más eficiente de los sistemas pues mantiene las presiones; se utiliza en las comunidades

que tienen definido claramente calles y avenidas o cuando la población esté dispuesta de tal forma que se pueda efectuar.

- Red combinada: es una mezcla de red abierta y cerrada, se utiliza cuando por alguna circunstancia cierta cantidad de beneficiarios se encuentra en puntos dispersos de una población bien definida en sus vías de tránsito.

El diseño de la red de distribución se realizará como una red abierta, debido a que las viviendas y su población se encuentran dispersas en toda la aldea El Guayabal. Para este diseño se utilizó la fórmula de Hazen- Williams, por su facilidad relativa a otros métodos y fórmulas; además, fueron utilizados criterios referentes a instituciones como la UNEPAR (Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales).

Figura 4. **Esquema para una red de distribución abierta**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo hidráulico de la red de distribución:

El cálculo de la red de distribución se realizará de la siguiente manera.

Tomando como ejemplo el tramo principal, que comprende desde el tanque de distribución a E+7 (nodo). Según el inciso 2.5.3. el caudal a utilizar en este tramo es el caudal máximo horario (Q_{mh}), con un valor de 3,67 l/s. Este es el caudal de salida del tanque de distribución (TD), sin embargo, para el diseño de cada uno de los ramales, se utilizará el caudal por vivienda (Q_{viv}), o el caudal instantáneo (Q_i), dependiendo el que resulte mayor entre estos dos.

Aplicando la fórmula de Hazen Williams para encontrar el diámetro y verificando las velocidades en cada tramo, se tiene lo siguiente.

Datos para el tramo principal de TD a E+7:

Q_{mh}	=	3,67 l/s	
Altura inicial	=	124,97 m	
Altura final	=	111,54 m	
C	=	150 (tubería PVC)	
Longitud de diseño	=	223 m * 1,05	= 234,15 m

$$\begin{aligned}\Delta h &= h_f - h_i \\ \Delta h &= (124,97 - 111,54) \text{ m} \\ \Delta h &= 13,43 \text{ m}\end{aligned}$$

Cálculo del diámetro teórico:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * L_{\text{diseño}} * Q^{1,85}}{C^{1,85} * H_f} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 234,15 \text{ m} * 3,67 \text{ l/s}^{1,85}}{150^{1,85} * 13,43 \text{ m}} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$$D = 2,03''$$

Como no se encuentra este diámetro en el mercado, se diseñará con el diámetro inmediato mayor (interno), lo que representa al diámetro comercial de 2½"; luego se debe calcular la pérdida y verificar que éste cumpla con los límites de velocidad ya establecidos en el inciso 2.8; sin embargo, si la pérdida es muy alta o no se cumplen los requerimientos de diseño para redes abiertas se puede aumentar el diámetro de la tubería y se selecciona el que presente menor pérdida.

$$H_{f_{2,655''}} = \frac{1\,743,811 * 234,15 \text{ m} * 3,67^{1,85}}{150^{1,85} * 2,655''^{4,87}} = 3,67 \text{ m}$$

Verificando la velocidad se tiene:

$$V = \frac{1,974 * Q_{mh}}{D^2}$$

$$V = \frac{1,974 * 3,67 \text{ l/s}}{2,655''^2}$$

$$V = 1,03 \frac{\text{m}}{\text{s}}. \text{ (sí cumple)}$$

Ahora, se procede a calcular las cotas piezométricas para el tramo, así como la presión dinámica y estática del mismo, para verificar que estas estén también dentro de los límites establecidos en el inciso 2.8.

Datos:

$$\text{Cota inicial de terreno} = 124,97 \text{ m}$$

$$\text{Cota final de terreno} = 111,54 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica inicial} &= \text{cota inicial de terreno} \\ &= 124,97 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica final} &= \text{cota piezométrica inicial} - h_f \\ &= (124,97 \text{ m} - 3,67 \text{ m}) = 121,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión estática final} &= \text{cota inicial de terreno} - \text{cota de terreno final} \\ &= 124,97 \text{ m} - 111,54 \text{ m} = 13,43 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión dinámica final} &= \text{cota piezométrica final} - \text{cota de terreno final} \\ &= 121,3 \text{ m} - 111,54 \text{ m} = 9,76 \text{ m} \end{aligned}$$

Es necesario también calcular la cantidad de tubos que se utilizarán en el tramo:

$$\text{No. tubos} = 234,15 \text{ m} * 1 \frac{\text{tubo}}{6 \text{ m}}$$

$$\text{No. tubos} = 39 \text{ tubos}$$

Ahora, se calculará el ramal que comprende de la E+7 a E+1. En este caso en el inciso 2.5.3 ya se calculó el caudal con el que se trabajará, obteniendo el valor mayor el caudal instantáneo de 2,15 l/s que resultó de la siguiente ecuación:

$$Q_{inst} = k \sqrt{n - 1}$$

Donde:

$$Q_{inst} = 0,25 \sqrt{75 - 1}$$

$$Q_{inst} = 2,15 \text{ l/s} > Q_{vivienda} = 1,95 \text{ l/s}$$

Datos para el ramal 1 de E+7 a E+1:

Q_{mh}	=	2,15 l/s
Altura inicial	=	111,54 m
Altura final	=	93,8 m
C	=	150 (tubería PVC)
Longitud de diseño	=	463 m * 1,05 = 486,15 m

$$\Delta h = h_f - h_i$$

$$\Delta h = (111,54 - 93,8) \text{ m}$$

$$\Delta h = 17,74 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 486,15 * 2,15^{1,85}}{C^{1,85} * 17,74} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$D = 1,82''$ por lo que se trabajará con el diámetro inmediato mayor que corresponde a $2''$.

Calculando la pérdida:

$$H_{f_{2,193''}} = \frac{1\,743,811 * 486,15 * 2,15^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193^{4,87}} = 7,19 \text{ m}$$

Verificando la velocidad se tiene:

$$V = \frac{1,974 * 2,15}{2,193^2}$$

$$V = 0,88 \frac{\text{m}}{\text{s}}. \text{ (SÍ cumple)}$$

Al igual que en el tramo principal, se procede a calcular las cotas piezométricas y sus respectivas presiones para verificar que estas estén también dentro de los límites establecidos en el inciso 2.8.

Datos:

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica inicial} &= \text{cota piezométrica anterior (cp. del tramo anterior)} \\ &= 121,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica final} &= \text{cota piezométrica inicial} - h_f \\ &= (121,3 \text{ m} - 7,19 \text{ m}) = 114,11 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión estática inicial} &= \text{presión estática anterior} \\ &= 124,97 \text{ m} - 111,54 \text{ m} = 13,43 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión estática final} &= \text{cota inicial de terreo} - \text{cota de terreno final} \\ &= 124,97 \text{ m} - 93,8 \text{ m} = 31,17 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión dinámica inicial} &= \text{cota piezométrica inicial del tramo} - \text{cota de terreno} \\ &\quad \text{inicial del tramo} \\ &= 121,3 \text{ m} - 111,54 \text{ m} = 9,76 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión dinámica final} &= \text{cota piezométrica final del tramo} - \text{cota de terreno} \\ &\quad \text{final del tramo} \\ &= 114,11 \text{ m} - 93,8 \text{ m} = 20,31 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de la cantidad de tubos para el ramal 1:

$$\text{No. tubos} = 486,15 \text{ m} * 1 \frac{\text{tubo}}{6 \text{ m}}$$

$$\text{No. tubos} = 81 \text{ tubos}$$

El mismo procedimiento se realiza para calcular el ramal dos, el cual comprende de la estación E+7 a E+14. En donde también se utilizará el caudal instantáneo según el inciso 2.5.3. debido a que éste resultó mayor al caudal de vivienda.

$$Q_{inst} = k \sqrt{n - 1}$$

Donde:

$$Q_{inst} = 0,25 \sqrt{66 - 1}$$

$$Q_{\text{inst}} = 2,02 \text{ l/s} > Q_{\text{vivienda}} = 1,72 \text{ l/s}$$

Datos para el ramal 3 de E+7 a E+14:

$$\begin{aligned} Q_{\text{mh}} &= 2,02 \text{ l/s} \\ \text{Altura inicial} &= 111,54 \text{ m} \\ \text{Altura final} &= 91,96 \text{ m} \\ C &= 150 \text{ (tubería PVC)} \\ \text{Longitud de diseño} &= 416 \text{ m} * 1,05 = 436,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta h &= h_f - h_i \\ \Delta h &= (111,54 - 91,96) \text{ m} \\ \Delta h &= 19,58 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 * 436,8 \text{ m} * 2,02^{1,85}}{C^{1,85} * 19,58 \text{ m}} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$D = 1,71''$ por lo que se trabajará con el diámetro inmediato mayor que corresponde a $2''$.

Calculando la pérdida:

$$H_{f_{2,193''}} = \frac{1\,743,811 * 436,8 \text{ m} * 2,02^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193^{4,87}} = 5,76 \text{ m}$$

Verificando la velocidad se tiene:

$$V = \frac{1,974 * 2,02}{2,193^2}$$

$$V = 0,84 \frac{\text{m}}{\text{s}}. \text{ (SÍ cumple)}$$

Se procede a calcular las cotas piezométricas y sus respectivas presiones para verificar que estas estén también dentro de los límites establecidos en el inciso 2.8.

Datos:

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica inicial} &= \text{cota piezométrica anterior (cp. del tramo anterior)} \\ &= 121,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica final} &= \text{cota piezométrica inicial} - h_f \\ &= (121,30 \text{ m} - 5,76 \text{ m}) = 115,54 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión estática inicial} &= \text{cota inicial de terreno (desde el inicio del tramo} \\ &\quad \text{principal)} - \text{cota de terreno inicial} \\ &= 124,97 \text{ m} - 111,54 \text{ m} = 13,43 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión estática final} &= \text{cota inicial de terreno} - \text{cota de terreno final} \\ &= 124,97 \text{ m} - 91,96 \text{ m} = 33,01 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión dinámica inicial} &= \text{cota piezométrica inicial del tramo} - \text{cota de terreno} \\ &\quad \text{inicial del tramo} \\ &= 121,3 \text{ m} - 111,54 \text{ m} = 9,76 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Presión dinámica final} &= \text{cota piezométrica final del tramo} - \text{cota de terreno} \\ &\quad \text{final del tramo} \\ &= 115,54 \text{ m} - 91,96 \text{ m} = 23,58 \text{ m}\end{aligned}$$

Cálculo de la cantidad de tubos para el ramal 1:

$$\text{No. tubos} = 436,8 \text{ m} * 1 \frac{\text{tubo}}{6 \text{ m}} = 73 \text{ tubos}$$

Tabla VIII. **Diseño de red de distribución**

TRAMO	L horizontal m	cota de terreno		H disponible	incremento %	Longitud de diseño (m)	total tubos	Q diseño (L/s)	coef. H _{zn-W} (PVC)	clase de tubería	d comercial plg	d interior plg	Hf	V (m/s)	cota piezométrica		Presión estática		Presión dinámica		
		inicial	final												inicial	final	inicial	final	inicial	final	
E-3	223	124,97	111,54	13,43	1,05	234	39	3,67	150	pvc 160psi	2,5	2,655	3,67	1,03	124,97	121,30	0,00	3,67	0,00	9,76	
RAMAL UNO																					
E-3	463	111,54	93,80	17,74	1,05	486	81	2,15	150	pvc 160psi	2	2,193	7,19	0,88	121,30	114,11	3,67	10,86	9,76	20,31	
RAMAL DOS																					
E-3	416	111,54	91,96	19,58	1,05	437	73	2,02	150	pvc 160psi	2	2,193	5,76	0,83	121,31	115,6	3,66	9,42	9,77	23,59	

Fuente: elaboración propia.

2.10.5. Sistema de desinfección

La desinfección del agua es necesaria para prevenir que esta sea dañina para nuestra salud. Muchas veces, tratándose de agua de manantiales naturales o de pozo, la desinfección es el único tratamiento que se le da al agua para obtener agua potable.

La desinfección se logra mediante desinfectantes químicos y/o físicos. Estos agentes también extraen contaminantes orgánicos del agua, que son nutrientes o cobijo para los microorganismos. Los desinfectantes no solo deben matar a los microorganismos sino que deben, además, tener un efecto residual, que significa que se mantienen como agentes activos en el agua después de la desinfección para prevenir el crecimiento de los microorganismos en las tuberías provocando la recontaminación del agua.

Para este sistema se propone usar tabletas de hipoclorito de calcio. El funcionamiento deberá ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica, y deberá permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución. Según la norma COGUANOR 29001, como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se le debe aplicar al agua es de 2 p.p.m. (partes por millón), es decir, 2 gramos por metro cúbico de agua. Para calcular el flujo de cloro (FC), en gramos/hora se utiliza la siguiente fórmula.

$$F_c = Q_e * D_c * 0,06$$

Donde:

Q_e = caudal del agua en la entrada del tanque en l/min (Q_{bombeo})

D_c = demanda de cloro en mg/litro (2 mg/litro)

0,06 = es el valor que resulta de dividir 60 min que tiene una hora dentro de 1 000 litros que tiene un m³ para poder obtener un resultado de F_c en g/h.

Por lo tanto, sustituyendo estos datos en la fórmula de F_c se tiene lo siguiente.

$$F_c = Q_e * D_c * 0,06$$

$$F_c = \left(5,5 \frac{l}{s} * 60 \frac{s}{min}\right) * \left(2 \frac{g}{m^3}\right) * \left(\frac{m^3}{1000 l}\right) * \left(60 \frac{min}{h}\right)$$

$$F_c = \left(330 \frac{l}{min}\right) * \left(2 \frac{g}{m^3}\right) * \left(0,06 \frac{min}{h} * \frac{m^3}{l}\right)$$

$$F_c = 39,6 \frac{g}{h}$$

El flujo de cloro del hipoclorito es de 39,6 g/h, entonces, la cantidad de tabletas (C_t), que consumirá en un mes será de:

$$C_t = 39,6 \frac{g}{h} * 24 \frac{h}{día} * 30 \frac{días}{mes}$$

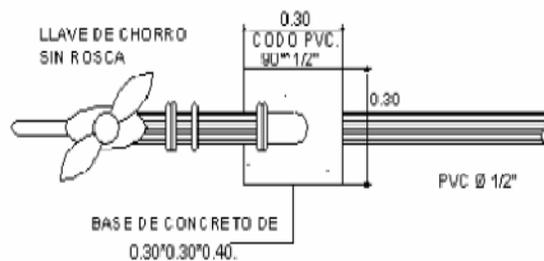
$$C_t = 28 512 \frac{g}{mes} * 1 \frac{tableta}{300 g}$$

$$C_t = 95 \frac{tabletas}{mes}$$

2.10.6. Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias están compuestas por las tuberías y accesorios destinados a llevar el servicio de agua de la red de distribución al interior de la vivienda, generalmente se recomienda instalar tubería de diámetro de ½" PVC.

Figura 5. **Conexión domiciliar**



Fuente: elaboración propia.

Hoy en día, dependiendo de las condiciones del funcionamiento del sistema, pueden incluir o no aparatos de medición del caudal servido (contadores de agua). Las conexiones domiciliarias estarán compuestas por los siguientes accesorios:

- Tee reductora PVC
- Niple (tubo) PVC longitud variable
- Adaptador macho y hembra de PVC
- Llave de paso de bronce
- Codo PVC 90° con rosca y codo HG 90°
- Niple HG 1.50/ 0.15
- Reducidor campana HG
- Tubería PVC Ø 2" o 3"
- Válvula de chorro

2.10.7. Obras de arte

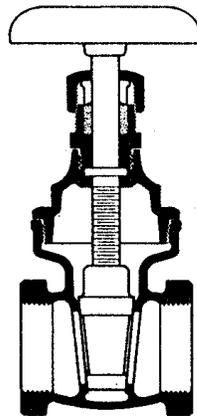
También son llamadas obras hidráulicas, se utilizan en el recorrido de la tubería, según la necesidad que se presente en cualquier punto que pueda afectar al sistema hidráulico.

2.10.8. Válvulas

- Caja y válvula de compuerta

Son válvulas que funcionan mediante el descenso progresivo de una compuerta, lo cual evita el golpe de ariete. Se utilizan para permitir o impedir el paso del agua en ramales. Tienen mayor uso en la captación, en el tanque de distribución y en las conexiones domiciliarias. La válvula de compuerta es de vueltas múltiples, en la cual se cierra el orificio con un disco vertical de cara plana que se desliza en ángulos rectos sobre el asiento. Se colocarán válvulas a la entrada y salida del tanque de distribución, y en ramales.

Figura 6. **Válvula de compuerta**



Fuente: elaboración propia.

2.11. Evaluación de impacto ambiental

Se llama Evaluación de Impacto Ambiental (EIA), al procedimiento administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en su entorno en caso de ser ejecutado, todo ello con el fin de que la administración competente pueda aceptarlo, rechazarlo o modificarlo.

En muchos casos la información necesaria para realizar un estudio de impacto ambiental no está disponible en forma previa, lo cual requiere diseñar o adecuar las metodologías más convenientes a cada caso particular, el análisis y selección de aspectos más importantes para determinar los impactos ambientales a través de considerar, efectivamente, la fragilidad y calidad del territorio afectado.

En los estudios de impacto ambiental se hace referencia tanto en los aspectos negativos como en las implicancias positivas que conllevan las acciones humanas. También se analizan los beneficios que se pueden conseguir a través de la ejecución de las mismas.

En un estudio de impacto ambiental se usa la comparación de las situaciones y/o dinámicas ambientales existentes en el medio, sin y con la implementación de una acción humana. Se compara la situación ambiental existente en forma previa a la implementación de la actividad con aquella que se generará como consecuencia de su implementación y operación. Se evalúan tanto los impactos directos sobre la población humana y sobre los recursos naturales, como también, los riesgos que puedan inducirse.

Un estudio, además, debe identificar las características de los impactos en aspectos como:

- Carácter: positivo o negativo.
- Magnitud: aspectos cuantitativos y normativos. Aquí interesa enfatizar la frecuencia con que se podrían sobrepasar las normas y estándares, el número de individuos afectados, etc.
- Significado: valorización según la calidad del medio o variable afectada.
- Tipo: directo o Indirecto.
- Comportamiento: temporal, persistente, periódico, intermitente, etc.

Todos estos aspectos constituyen elementos básicos para la toma de decisiones, permitiendo dimensionar adecuadamente lo que ocurrirá con una determinada acción humana desde el punto de vista ambiental. En síntesis, se trata de identificar y analizar los elementos modificadores, las escalas que en ellos se presentan, los umbrales de impacto crítico más significativos que están asociados a las acciones humanas, el comportamiento temporal de esos impactos y la compatibilidad o inaceptabilidad de ellos.

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales –MARN– proporciona un listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades, clasificando cada proyecto en categorías. En la siguiente tabla se muestra únicamente la parte del listado taxativo que es de interés en este proyecto.

Tabla IX. **Listado taxativo**

Tabulación	División	Descripción	Categorías			
			Alto Impacto	De moderado a alto impacto	De moderado a bajo impacto	Bajo impacto
Construcción, servicios comunitarios de inversión pública.	9199	Diseño y operación de proyectos de introducción de agua potable.			Todas	

Fuente: Listado taxativo proporcionado por el Ministerio de ambiente y Recursos Naturales. MARN.

Según el listado taxativo proporcionado por la MARN, este proyecto de agua potable se clasifica como de moderado a bajo impacto, por lo que se considera ambientalmente viable y sólo es necesario hacer un diagnóstico de bajo impacto. También, se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, ya que se mejorará la salud de los habitantes de la aldea al contar con agua sanitariamente segura para su consumo y que además será una fuente de trabajo al momento de su construcción.

2.12. **Elaboración de planos**

Los planos constructivos del sistema de abastecimiento de agua potable son la representación gráfica del proyecto, resultado de la práctica de campo y de los cálculos descritos anteriormente. Los planos elaborados para este proyecto aparecen en el apéndice de este trabajo de tesis y son los siguientes:

- Planta General
- Planta – perfil línea de conducción

- Planta – perfil línea de distribución principal
- Planta – perfil ramal 1
- Planta – perfil ramal 2

2.13. Presupuesto

En la elaboración del presupuesto es importante conocer los costos indirectos y directos. Los costos indirectos es todo aquel gasto de tipo general no incluido en el costo directo, pero que interviene para que el trabajo sea ejecutado de manera correcta y que se debe distribuir en proporción en el precio unitario.

Los costos indirectos en la mano de obra se obtienen mediante el cálculo de un factor de ayudante y las prestaciones de los trabajadores.

- Factor de ayudante: para calcularlo, se debe hacer una relación total del pago diario de albañiles y el total del pago diario de ayudantes. En este caso por cada 2 albañiles se necesitará un ayudante.

Tabla X. Pago de albañil y ayudante

No.	Puesto	P.U.	Total
2	Albañil	Q 130,00	Q 260,00
1	Ayudante	Q 60,00	Q 60,00

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Factor de ayudante} = \frac{Q 60,00}{Q 260,00} = 0,23$$

- Prestaciones: son las facilidades o servicios que un empleador les otorga a sus trabajadores en adición al salario estipulado.

Tabla XI. **Cálculo del porcentaje de prestaciones anuales**

	Días	Porcentaje anual
Días no trabajados	105	28,77
Indemnización	30	8,22
Aguinaldo	30	8,22
Bono 14	30	8,22
IGSS	365	10,67
INTECAP	365	1,00
IRTRA	365	1,00
Total		66,09

Fuente: elaboración propia.

Este proyecto se pretende realizar en un tiempo estimado de 5 meses, por lo que se debe calcular el porcentaje de prestaciones para 5 meses de la siguiente manera.

$$\text{Prestaciones} = \frac{5 \text{ meses} * 0,661}{12 \text{ meses}} = 0,2754$$

Luego se procede a calcular los indirectos a cobrar a los materiales que se utilizarán en el proyecto, esto se calcula de la siguiente manera.

Imprevistos	10%
Utilidad	22%
Impuestos (ISR)	<u>5%</u>
	37%

Con lo calculado anteriormente, se dice que al costo directo de los materiales se les hará un incremento del 37% por los costos indirectos. Al sumar los costos indirectos de mano de obra y materiales se obtiene un total de:

$$\text{Factor de indirectos} = 0,23 + 0,275 + 0,37 = 0,875$$

A continuación se realizará un ejemplo sobre el cálculo unitario sobre el renglón de línea de conducción.

Tabla XII. **Ejemplo de cálculo unitario**

TUBERÍA PVC 3" 160 psi					
no.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo total
EQUIPO					
					Q -
SUBTOTAL					Q -
MANO DE OBRA					
1	INSTALACIÓN DE TUBERÍA	Unidad	86,00	Q 3,00	Q 258,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					Q 258,00
		AYUDANTE		%	Q 59,54
		PRESTACIONES		%	Q 71,05
TOTAL MANO DE OBRA					Q 388,59
MATERIALES					
1	TUBERÍA PVC 3" 160 psi	Unidad	86	Q 431,00	Q 37 066,00
2	PEGAMENTO PARA PVC	Galón	0,5	Q 462,00	Q 231,00
3	UNION PVC UNIVERSAL 3"	Unidad	2	Q 90,00	Q 180,00
TOTAL MATERIALES CON IVA					Q 37 477,00
TOTAL MATERIALES SIN IVA					Q 32 979,76
TOTAL COSTO DIRECTO					Q 33 368,35
TOTAL COSTO INDIRECTO					Q 12 346,29
SUB-TOTAL SIN IVA					Q 45 714,64
IVA					Q 5 485,76
TOTAL CON IVA					Q 51 200,40

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable**

No.	RENLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	PRELIMINARES				
1,1	BODEGA	global	1	Q 4 725,95	Q 4 725,95
1,2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	m	1590	Q 5,78	Q 9 186,45
1,3	TRAZO	m	1590	Q 11,56	Q 18 372,91
				TOTAL	Q 32 285,31
2	SISTEMA DE BOMBEO				
2,1	BOMBA SUMERGIBLE 10HP Y CASETA	Unidad	1	Q 102 425,93	Q 102 425,93
				TOTAL	Q 102 425,93
3	LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO (488 m)				
3,1	EXCAVACIÓN PARA ZANJAS	m ³	196,00	Q 68	Q 13 332,66
3,2	RELLENO	m ³	196,00	Q 35	Q 6 925,58
3,3	TUBERÍA PVC 3" 160 psi	m	488	Q 104,92	Q 51 200,40
				TOTAL	Q 71 458,64
4	DESINFECCIÓN				
4,1	HIPOCLORADOR CON CAJA	Unidad	1	Q 10 920,52	Q 10 920,52
				TOTAL	Q 10 920,52
5	RED DE DISTRIBUCIÓN				
5,1	EXCAVACIÓN PARA ZANJAS	m ³	441,00	Q 68	Q 30 065,33
5,2	RELLENO	m ³	441,00	Q 36	Q 15 687,55
5,3	TUBERÍA PVC 2 1/2" 160 psi	m	223	Q 82,72	Q 18 447,05
5,4	TUBERÍA PVC 2" 160 psi	m	879	Q 50,67	Q 44 540,22
				TOTAL	Q 108 740,14
6	CONEXIONES DOMICILIARES				
6,1	CONEXIONES DOMICILIARES	Unidad	378	Q 339,89	Q 128 479,31
				TOTAL	Q 128 479,31
7	CAJA Y VÁLVULA DE CONTROL				
7,1	CAJA Y VÁLVULA DE CONTROL DE 2 1/2"	Unidad	1	Q 1 868,21	Q 1 868,21
7,2	CAJA Y VÁLVULA DE CONTROL DE 2"	Unidad	4	Q 1 796,50	Q 7 186,00
				TOTAL	Q 9 054,21
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 463 364,06

Fuente: elaboración propia.

2.14. Programa de operación y mantenimiento

Para el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable es importante contemplar un programa de operación y mantenimiento, tanto para los equipos como para la infraestructura, ya que esto determinará su vida útil. De no tomarse en cuenta las recomendaciones para operar y mantener los sistemas, puede conllevar al mal funcionamiento y colapso del mismo. Aunque el sistema pueda funcionar de forma independiente, es necesario tomar en cuenta aspectos y cuidados importantes que en esta sección se presentan.

- Operación y mantenimiento en la captación: es necesario limpiar el área adyacente a la captación (removiendo piedras, tierra o cualquier otra obstrucción), por lo menos una vez al mes, con lo cual se podrán detectar posibles fuentes de contaminación. Operar válvulas para verificar si giran con facilidad, si tienen partes rotas o fugas corregirlas; revisar las tuberías para ver si tienen fugas y pintar con pintura anticorrosiva por lo menos una vez al año.
- Operación y mantenimiento de las líneas de conducción de agua: es importante mantener una brecha sobre la línea de conducción con el fin de facilitar la inspección una vez al año y detectar posibles fugas, también con más frecuencia se debe observar si existen fugas, deslizamientos o hundimientos de la tierra, los cuales podrían poner en riesgo, el colapso o fuera de servicio al sistema.

Si existiera una fuga o rompimiento de línea de conducción entre los tramos, se debe de inmediato cerrar la llave de compuerta ubicada en la salida de la captación y la llave de compuerta ubicada en la entrada del tanque de almacenamiento, ubicar el punto de

colapso del sistema y reparar el daño. Se debe realizar una prueba de presión en el punto de reparación, esta prueba se ejecuta abriendo únicamente la llave de compuerta de la captación (dejando cerrada la llave de entrada al tanque de almacenamiento), con el fin de que exista presión estática dentro de la tubería y puedan detectarse fugas en el punto de reparación. Luego de realizada la prueba, se puede abrir la llave de entrada al tanque de almacenamiento.

- Operación y mantenimiento del tanque de distribución de agua: para la limpieza del tanque se debe cortar la entrada del agua cerrando la válvula de la línea de conducción, abrir la válvula de drenaje para vaciar el tanque, abrir la escotilla, penetrar al tanque y limpiar con cepillos metálicos las paredes y el fondo, para asegurar una buena limpieza, sacar los residuos de la limpieza utilizando un chorro de agua.

Se debe revisar el estado externo de las válvulas para verificar si no tienen fugas, roturas o si les falta alguna pieza, ya que si eso ocurre será necesario reparar la válvula o bien cambiarla por otra, si fuese necesario. Esto se recomienda hacerlo por lo menos dos veces al año. La llave de salida del tanque de distribución puede cerrarse si existiera una fuga, reparación o conexión domiciliar nueva en cualquier punto de las líneas de distribución.

- Operación y mantenimiento de la red de distribución de agua: la mejor manera de verificar el correcto funcionamiento de la red de distribución de agua, es si el agua es distribuida correctamente a cada vivienda; cada una de las mismas debe recibir un servicio

constante y suficiente para suplir sus necesidades diarias, de lo contrario es necesario inspeccionar la red de distribución con el fin de detectar fugas o cualquier tipo de anomalía; si es posible, corregirlas; en caso contrario, anotarlas en hojas de registro, verificar y revisar las cajas de válvulas. Revisar el funcionamiento de las válvulas, ya que estas deben abrir y cerrar lentamente. Pintar y retocar con pinturas anticorrosivas las válvulas y accesorios que estén a la vista en la red de distribución.

2.15. Propuesta de tarifa

La tarifa es el precio que pagan los usuarios o consumidores de un servicio público a cambio de la prestación del servicio, la cual tiene el propósito de rembolsar el costo del proyecto y del mismo modo, recaudar el costo de su mantenimiento para lograr que este sea un proyecto sostenible.

La propuesta de tarifa debe basarse en una tarifa calculada matemáticamente, para llegar así a la tarifa real. Esta se cobra en forma periódica, y será la cantidad que se cobrará mensualmente por el servicio de agua potable en la aldea por unidad de vivienda; independientemente de la cantidad de agua que se consuma en cada vivienda, la tarifa será la misma para todos.

Para efectos de tarifa, la municipalidad tiene establecida una cuota mensual por servicio de Q 15,00, la que es aceptable por los usuarios, con el propósito de no afectar los recursos económicos de los mismos.

2.15.1. Evaluación socio-económica

Una evaluación socio-económica es una metodología que indica cómo se ha de evaluar un proyecto de inversión, consiste en comparar los beneficios con los costos que dichos proyectos implican para la sociedad; es decir, consiste en determinar el efecto que el proyecto tendrá sobre el bienestar de la sociedad.

Todos los proyectos de abastecimiento de agua potable tienen un gran componente social, por lo que es necesario considerar los efectos indirectos y de valorización social, beneficios y costo que conlleva su instalación y manejo. Para conocer la rentabilidad de este proyecto, se utilizarán los métodos de valor presente neto y tasa interna de retorno.

2.15.1.1. Valor presente neto

El valor presente neto es una medida del beneficio que rinde un proyecto de inversión a través de toda su vida útil; se define como el valor presente neto de su flujo de ingresos futuros menos el valor presente de su flujo de costos. Es un monto de dinero equivalente a la suma de los flujos de ingresos netos que generará el proyecto en el futuro, donde si su resultado es positivo, significará que el proyecto será rentable y maximizará su inversión, si es negativo indicará que el proyecto no genera ingresos suficientes para compensar la inversión ni los flujos generados, por lo que se aconsejará no continuar con el mismo, debido a que sólo traerá pérdidas, y si su resultado es cero, tampoco se aconseja continuar debido a que la empresa no modificará el monto de su valor y por consiguiente solo destruirá su riqueza.

El VPN dependerá siempre de las siguientes variables.

- Inversión inicial previa: corresponde al monto o valor del desembolso que la empresa hará en el momento de contraer la inversión.
- Inversiones durante la operación: son las inversiones en reemplazo de activos, las nuevas inversiones por ampliación e incrementos en capital de trabajo.
- Flujos netos de efectivo: es la diferencia entre los ingresos netos y los desembolsos netos, descontados a la fecha de aprobación de un proyecto de inversión, esto significa tomar en cuenta el valor del dinero en función del tiempo.
- Tasa de descuento: es la diferencia expresada en términos porcentuales, entre el precio que se paga por un título y su valor nominal, siendo este último superior al primero y sujeto a ser rescatado en una fecha determinada. Esta refleja la oportunidad perdida de gastar o invertir en el presente, por lo que también se le conoce como costo o tasa de oportunidad.
- Número de periodos que dure el proyecto: tiempo que durará la vida útil del proyecto.

El procedimiento a realizar es el siguiente: la municipalidad de Estanzuela, Zacapa invertirá Q. 484 844,98 para la ejecución del proyecto de sistema de abastecimiento de agua potable. Para esto se emplearán los servicios de un fontanero para el mantenimiento del sistema con un sueldo de Q. 1 500,00, el costo de conexión por cada casa que cobra la municipalidad es de Q. 250,00 y

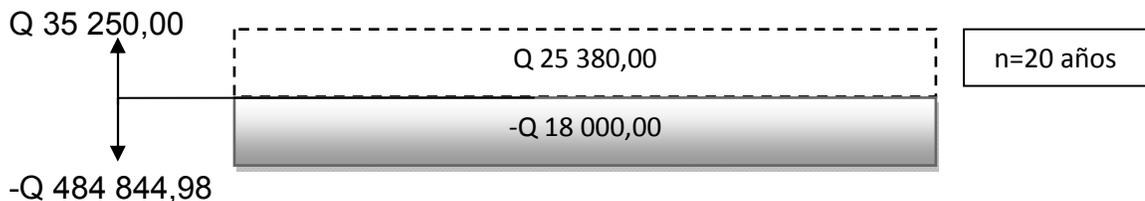
el costo por mantenimiento mensual es de Q.15,00. El período de diseño es de 20 años.

Tabla XIV. **Cálculo de valor presente neto**

	Operación	Resultado
Inversión inicial		Q 484 844,98
Ingreso inicial	(Q 250/viv)*(141viv)	Q 35 250,00
Costos anuales	(Q 1 500/mes)*(12meses)	Q 18 000,00
Ingresos anuales	(Q 15/viv)*(141viv)*(12meses)	Q 25 380,00
Vida útil (años)		20 años

Fuente: elaboración propia.

Para este proyecto la tasa de interés deberá ser lo más baja posible debido a que es un proyecto de carácter social, por lo que se utilizará una tasa del 6% anual. Una forma de analizarlo, es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente.



$$VPN = -484\,844,98 + 35\,250,00 - \frac{18\,000 * 1}{(1 + 0,06)^{20}} + \frac{25\,380 * 1}{(1 + 0,06)^{20}} = -447\,293,86$$

El resultado es negativo, lo que indica que no es conveniente, ya que no se recuperará el dinero invertido, pero como éste proyecto es de necesidad primaria, es conveniente la inversión, ya que se beneficiará a muchas familias, y mejorará la calidad de vida de los habitantes de la aldea El Guayabal.

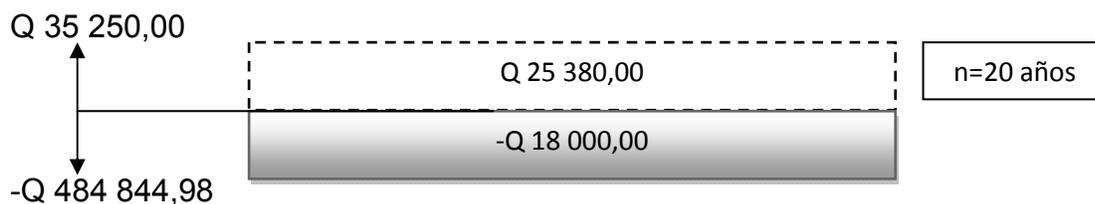
2.15.1.2. Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno o tasa interna de rentabilidad (TIR), de una inversión, está definida como la tasa de interés con la cual el valor actual neto o valor presente neto (VAN o VPN), es igual a cero. El VAN o VPN es calculado a partir del flujo de caja anual, trasladando todas las cantidades futuras al presente. Es un indicador de la rentabilidad de un proyecto, a mayor TIR, mayor rentabilidad.

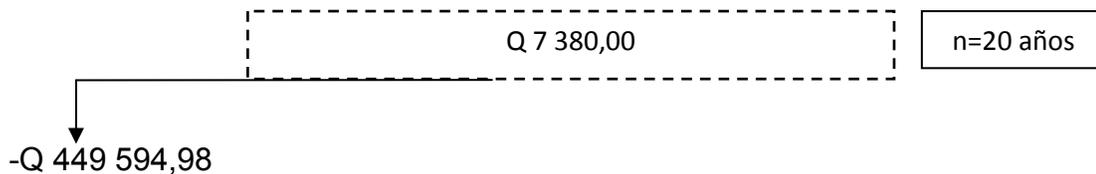
Se utiliza para decidir sobre la aceptación o rechazo de un proyecto de inversión. Para ello, la TIR se compara con una tasa mínima o tasa de corte, el coste de oportunidad de la inversión (si la inversión no tiene riesgo, el coste de oportunidad utilizado para comparar la TIR será la tasa de rentabilidad libre de riesgo). Si la tasa de rendimiento del proyecto - expresada por la TIR- supera la tasa de corte, se acepta la inversión; en caso contrario, se rechaza.

La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía construir la introducción de agua potable con un costo inicial aproximado de Q 484 844,98. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q18 000,00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q16 920,00 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, éste será de Q35 250,00, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el periodo de 20 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

1. Se realiza la gráfica del problema



2. Puesto que los Q16 920,00 y los Q18 000,00 se encuentran enfrentados en el mismo periodo de tiempo, como también Q 484 844,98 y los Q 35 250,00 se tiene:



$$7\,380 * (1 + \text{TIR})^{-20} = 449\,594,98$$

$$\text{TIR} = -18,57 \%$$

Tasa de interés: 6%

Tasa interna de retorno: -18,57%

Ya que la tasa de interés es negativa, se puede observar que es menor a 6%, el proyecto se debería rechazar pues estima un rendimiento menor al mínimo requerido, pero como es un proyecto del sector público que tiene como objetivo principal proveer servicios a la comunidad, no se rechazará.

3. DISEÑO DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS ROSITAS, MUNICIPIO DE ESTANZUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño y pavimentación de un tramo carretero que comprende de 1 830 m de longitud, el cual conduce hacia el barrio Las Rositas, municipio de Estanzuela, Zacapa. La población a beneficiar directamente es de 51 viviendas, para un número de habitantes de 255, los cuales fueron determinados a través de un censo poblacional; y la población indirecta es aproximadamente de 150 habitantes, con lo que se pretende mejorar el nivel de vida de los mismos, así como incrementar el desarrollo comercial y productivo del municipio, permitiendo de esta manera el fácil acceso al lugar en cualquier época del año, evitando a la vez la depreciación de vehículos y por consiguiente su economía basada en su mayor parte en la exportación de productos agrícolas. Se realizarán los estudios topográficos, toma de muestra de suelos, ensayos de laboratorio, planos, especificaciones y presupuesto del mismo.

3.2. Parámetros de diseño

Para este diseño, según las especificaciones de la Dirección General de Caminos para los diferentes tipos de carretera, se seleccionó una carretera tipo “F”, además la topografía del lugar presenta características de una región llana. Por lo tanto, los parámetros que caracterizan a este tipo de carretera (tipo “F”), son los descritos a continuación:

- Tráfico Promedio Diario (T.P.D.) según proyección es de: 10 a 100 vehículos
- Velocidad de diseño: 40 K.P.H.
- Ancho de calzada de 5,50 metros
- Radio mínimo de 47 m
- Pendiente máxima de 10%

En la siguiente tabla se encuentran los valores límites recomendados para las características de la carretera en estado final.

Tabla XV. **Características geométricas**

T.P.D de	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO (K.P.H)	ANCHO CALZADA (m)	RADIO MINIMO (m)	PENDIENTE MAXIMA (m)
3000 a 5000	TIPO "A"		2 X 7.20		
	REGIONES				
	LLANAS	100		375	3
	ONDULADAS	80		225	4
	MONTAÑOSAS	60		110	5
1500 a 3000	TIPO "B"		7.2		
	REGIONES				
	LLANAS	80		225	6
	ONDULADAS	60		110	7
	MONTAÑOSAS	40		47	8
900 a 1500	TIPO "C"		6.5		
	REGIONES				
	LLANAS	80		225	6
	ONDULADAS	60		110	7
	MONTAÑOSAS	40		47	8
500 a 900	TIPO "D"		6		
	REGIONES				
	LLANAS	80		225	6
	ONDULADAS	60		110	7
	MONTAÑOSAS	40		47	8
100 a 500	TIPO "E"		5.5		
	REGIONES				
	LLANAS	50		75	8
	ONDULADAS	40		47	9
	MONTAÑOSAS	30		30	10
1 a 100	TIPO "F"		5.5		
	REGIONES				
	LLANAS	40		47	10
	ONDULADAS	30		30	12
	MONTAÑOSAS	20		18	14

Fuente: Departamento Técnico de Ingeniería, Dirección General de Caminos.

3.3. Estudio preliminar de campo

Una de las bases fundamentales en un proyecto vial es la topografía. La aplicación de la planimetría y altimetría es determinante para obtener las libretas de campo y planos que reflejen las condiciones geométricas del lugar de ejecución de un proyecto determinado. Por ello, el estudio preliminar de campo tiene como objetivo principal el recabar información en el campo para poder desarrollar el diseño en gabinete.

Por medio de este estudio preliminar de campo se define la selección de ruta y el levantamiento topográfico, que en proyectos de carretera este se convierte en la etapa de mayor importancia, pues los errores que se puedan cometer en las siguientes etapas se corrigen de una manera más fácil y económica, que en una falla en el proceso de selección de ruta que consiste en varios ciclos de reuniones, reconocimientos, informes y estudios. En este caso se hizo un reconocimiento del lugar para conocer su topografía, vegetación y clase de suelo; de donde se encontró un terreno llano. Para el caso particular de la carretera hacia el barrio Las Rositas la ruta que se eligió está sobre la brecha existente, debido a que no se contaban con derechos de vía, por lo que fue la única alternativa factible.

3.3.1. Levantamiento topográfico de preliminar

El levantamiento topográfico se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre. Constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño geométrico de una carretera, donde se establece el punto de partida, azimut o rumbo de salida, kilometraje de salida y la cota de salida del terreno. Su aplicación es determinante para

obtener las libretas de campo y planos que reflejen la conformación real del lugar en donde se realizará el proyecto de pavimentación.

3.3.2. Planimetría

Es la parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala, sobre una superficie plana, de todos los detalles interesantes del terreno prescindiendo de su relieve. Esta representación o proyección se denomina plano.

Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico de segundo orden, utilizando únicamente un teodolito electrónico DT4E/F con una aproximación de diez segundos, se midieron los hilos inferior, medio y superior, se anotaron los ángulos horizontales y por trigonometría se procedió a calcular las distancias horizontales.

3.3.3. Altimetría

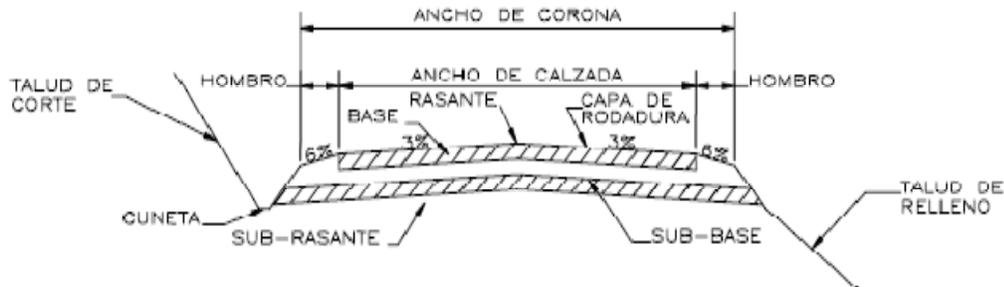
Es la parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o cota de cada uno de los puntos respecto a un plano de referencia. Con ella se consigue representar el relieve o la tercera dimensión del terreno. Para ello se recomienda fijar como cota de salida una arbitraria, entera, que sea de 1 000 metros para no tener cotas negativas.

Se utilizó un teodolito electrónico DT4E/F, y se procedió a medir los hilos inferior, medio y superior, los ángulos verticales, luego por trigonometría se calcularon las elevaciones.

3.3.4. Secciones transversales

La sección transversal de una carretera en un punto de ésta, es un corte vertical y normal al centro de la línea horizontal de la misma. Estas secciones sirven para determinar la topografía de la faja de terreno que se necesita para lograr un diseño apropiado. Deberán ser medidas en forma perpendicular al eje, y cuando la sección tope con un obstáculo impasable como un peñasco, casa o paredón, no es necesario prolongarla si no que solamente se anotará en la columna de observaciones el tipo de obstáculo y su altura o profundidad aproximada. También, deberán sacarse secciones en los fondos de los zanjones, orillas de ríos y donde deba ir tubería de drenaje transversal, etc. La determinación de estas secciones será la base para el cálculo del volumen de corte y relleno.

Figura 7. Sección típica de carretera



Fuente: elaboración propia.

3.4. Dibujo de preliminar

El dibujo preliminar, como su nombre lo dice, aunque no sean los planos finales, representan un gran aporte, ya que con ellos se puede tener una mejor perspectiva de la ruta seleccionada, debido a que está desarrollado por medio de planta y perfil. Para la realización de estos trazos se utilizó el programa

Autodesk land desktop 2009, con el que se obtuvo la planta, perfil y secciones de la carretera, luego de ingresar los datos obtenidos en el levantamiento topográfico.

3.4.1. Dibujo Planimétrico

En los diseños de carreteras, el dibujo planimétrico del levantamiento preliminar es necesario, porque aunque no constituyen los planos finales, sirven de guía al ingeniero diseñador para visualizar de manera general la ruta seleccionada y determinar los corrimientos a calcular si los hubiera. Se deben plotear las coordenadas totales de una línea preliminar, a una escala recomendada de 1:1 000, luego se localizan todas las estaciones, de las cuales se ha levantado sección, dibujando líneas perpendiculares a la línea central en cada sección y bisectrices en los puntos de intersección. Los resultados aparecen en los planos del anexo final.

3.4.2. Dibujo Altimétrico, curvas de nivel

El perfil de la línea preliminar es importante, ya que permite la localización de cualquier punto con mayor facilidad, se debe dibujar a escalas que permitan su lectura, para lo que se recomienda utilizar una escala de 1:1 000 en el sentido horizontal y 1: 100 en el vertical. Prácticamente, el dibujo altimétrico preliminar consiste en el ploteo de la distancia horizontal medida contra la cota correspondiente a cada caminamiento, donde se deberán de unir cada uno de ellos. Para su realización es indispensable haber calculado la altura del instrumento. Se debe colocar también la información necesaria como los datos del caminamiento a cada kilómetro y los niveles a cada diez metros.

3.5. Normas para de diseño geométrico

En Guatemala se opta por la norma editada por la “Secretaría de integración económica Centroamericana” (SIECA), Manual centroamericano de normas para diseño geométrico de las carreteras regionales, 2da edición. Ing. Francisco Guevara (por Guatemala). Esta, además de tener un valor vigente en Guatemala, envuelve todos los criterios de determinantes para el diseño geométrico de las carreteras.

3.6. Diseño geométrico de carreteras

Un diseño geométrico de carreteras, óptimo, es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno y cumple a la vez con las características de seguridad y comodidad del vehículo. Sin embargo, la selección de un trazado y su adaptabilidad al terreno depende de los criterios del diseño geométrico adoptado. Estos criterios a su vez dependen del tipo e intensidad del tráfico futuro, así como de la velocidad del proyecto.

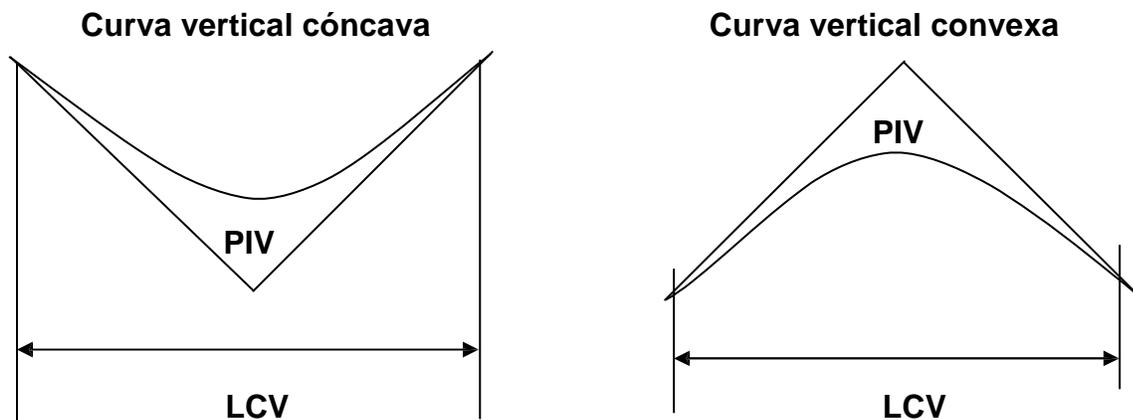
3.6.1. Alineamiento vertical

El alineamiento vertical es la proyección del desarrollo del centro de línea de una vía terrestre sobre un plano vertical; sus elementos son las tangentes verticales y las curvas verticales. Las tangentes verticales están definidas por su longitud y su pendiente (la longitud de cualquier tramo del proyecto geométrico es la distancia horizontal entre sus extremos). La prolongación hacia delante de una tangente y la prolongación hacia atrás de la tangente siguiente se cortan en un punto de inflexión vertical (PIV), cuyos elementos son cadenamiento y la elevación.

El paso de una tangente vertical a otra, se realiza por medio de las curvas verticales, cuya característica principal es que la componente horizontal de la velocidad de los vehículos es constante a través de ella. La curva que cumple con esta peculiaridad es la parábola; para esta hay dos tipos de curvas:

- Convexa (cresta)
- Cóncava (columpio)

Figura 8. **Detalle de curvas verticales**



Fuente: elaboración propia.

En el perfil de una carretera, la sub-rasante es la línea de referencia que define los alineamientos verticales. Aparte de la topografía del terreno, también la determinan las características del alineamiento horizontal, la seguridad, visibilidad, velocidad del proyecto y paso de vehículos pesados en pendientes fuertes. Un alineamiento vertical está formado por tangentes y curvas. Las tangentes se caracterizan por su pendiente que sirve para delimitar el diseño de la sub-rasante.

La longitud de la curva vertical debe garantizar el drenaje, tener buena apariencia y proporcionar comodidad al usuario; además en diseño de carreteras para aéreas rurales, se ha normalizado entre los diseñadores usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño. Esto ha de reducir considerablemente los costos del proyecto, ya que curvas amplias repercuten en grandes movimientos de tierra.

Las especificaciones de la Dirección General de Caminos tienen tabulados valores para longitudes mínimas de curvas verticales, en función de la velocidad de diseño. Las cuales se calcularon de la siguiente forma.

$$LCV = k * a$$

Donde:

LCV = longitud mínima de curva vertical (cóncava o convexa para la visibilidad).

k = constante que depende de la velocidad de diseño.

a = diferencia algebraica de pendientes.

Tabla XVI. **Valores de “k”**

Velocidad de diseño	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: Walfre Colop, Planificación y diseño de tramo carretero. p. 33.

Tomando como ejemplo la curva vertical número 2. Se calcula en base a los siguientes datos.

Velocidad de diseño: 40 km/h

Pendiente de entrada: 3,24%

Pendiente de salida: 1,35%

Se encuentra la diferencia algebraica de las pendientes:

$$a = 1,35 - 3,24$$

$$a = 1,89$$

Ahora, se busca el valor de "k", en la tabla XIV para una velocidad de diseño de 40 km/h y una curva vertical cóncava.

De lo anterior se obtiene $k=6$

Entonces:

$$LCV = k * a$$

$$LCV = 6 * 1,89$$

$$LCV = 11,34 \text{ m mínimo}$$

Tabla XVII. **Curvas verticales**

Curva	Pendiente de entrada	Pendiente de salida	$a= P. \text{ de entrada} - P. \text{ de salida} $	k	Longitud de curva vertical (m)
1	0,09	3,24	3,15	4	12,6
2	3,24	1,35	1,89	6	11,34
3	1,35	1,8	0,45	6	2,70
4	1,8	0,18	1,62	4	6,48

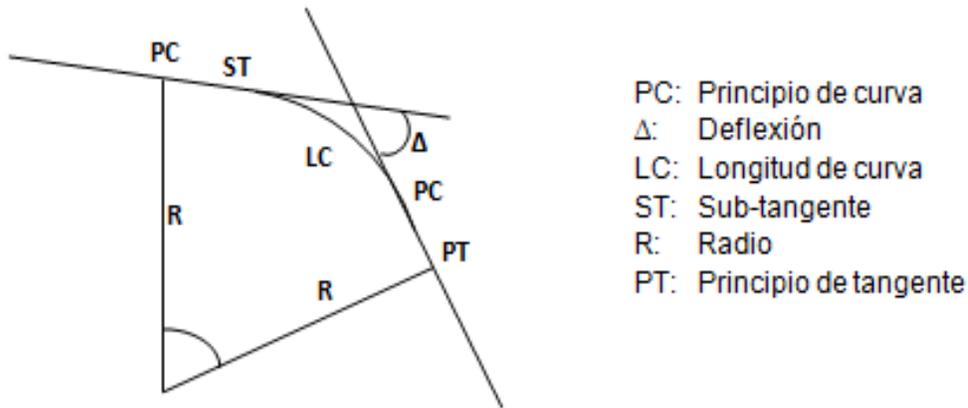
Fuente: elaboración propia.

3.6.2. **Alineamiento horizontal**

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de una carretera. Debe ser capaz de ofrecer seguridad y permitir, así mismo, uniformidad de operación a velocidad aproximadamente uniforme. Los elementos que definen al alineamiento horizontal son los siguientes.

- a. Tangentes: son las proyecciones rectas sobre un plano horizontal que unen a las curvas circulares.
- b. Curvas circulares: son proyecciones sobre un plano horizontal de arcos de círculo. La longitud de una curva circular está determinada desde el principio de una curva hasta el principio de la tangente o el final de la misma curva.

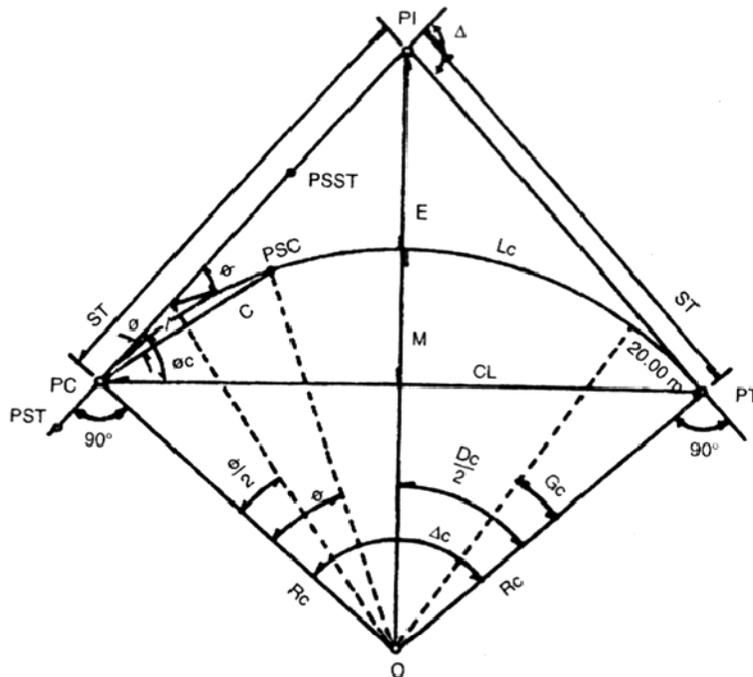
Figura 9. **Planta de una curva horizontal**



Fuente: elaboración propia.

Las tangentes del alineamiento horizontal tienen longitud y dirección; la longitud es la distancia existente entre el fin de la curva horizontal anterior y el principio de la curva siguiente, la dirección es el rumbo de caminamiento. En teoría, la longitud máxima puede ser indefinida, sin embargo en las zonas muy llanas por ejemplo, se limita a 15 km por razones de seguridad, ya que las longitudes mayores causan somnolencia y dañan los ojos de los operadores. Dos tangentes consecutivas del alineamiento horizontal se cruzan en un punto de inflexión (PI), formando entre sí un ángulo de deflexión (Δ), que está constituido por la continuación de la tangente de entrada hacia delante del PI y la tangente de salida.

Figura 10. **Elementos de una curva circular simple**



Fuente: Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales; SIECA. p. 133.

Para el cálculo de los elementos de la curva en cuestión, es necesario tener las distancias entre los PI de localización, los deltas obtenidos y los grados de curvatura (que es colocado por el diseñador en función a la norma).

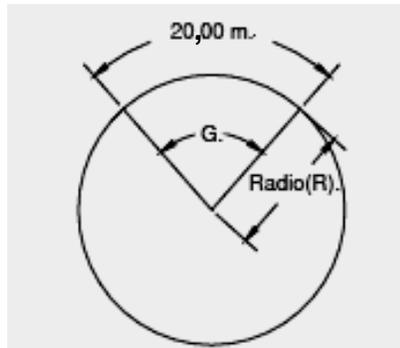
- Grado de Curvatura (G)

Corresponde al ángulo central subtendido por un arco de 20 m. Se representa con la letra G.

$$G = \frac{360}{20} \cdot \frac{1}{2\pi R}$$

$$G = \frac{1\,145,915}{R}$$

Figura 11. **Grado de curvatura**



Fuente: elaboración propia.

- Radio de la curva

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

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

- Ángulo central

En las curvas circulares simples, es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre las tangentes. Es igual al ángulo central subtendido por el arco (Δ).

- Longitud de curva

Distancia desde el PC hasta el PT recorriendo el arco de la curva, o bien, una poligonal abierta formada por una sucesión de cuerdas rectas de una longitud relativamente corta.

$$\frac{L_c}{2 * \pi * R} = \frac{\Delta}{360} \rightarrow L_c = \frac{2 * \pi * 1145,91 * \Delta}{360 * G_c} \rightarrow L_c = 20 * \frac{\Delta}{G_c}$$

- Sub-tangente (St): esta es la distancia entre el PC, el PI y el PT, medida sobre la continuación de las tangentes.

$$S_t = R * \left(\tan \frac{\Delta}{2}\right)$$

- Cuerda máxima (Cm): distancia en línea recta desde el PS al PT.

$$C_m = R * \left(\sin \frac{\Delta}{2}\right)$$

- Externa (E): es la distancia desde el PI al punto medio de la curva.

$$E = R * \frac{\left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right)}{\cos \frac{\Delta}{2}}$$

- Ordenada media (Om): es la distancia comprendida entre el punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$O_m = R * \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right)$$

Para dar validez a las fórmulas se muestra la utilización de las mismas mediante la resolución de un ejemplo, el cual está basado en el cálculo real del tramo de la carretera.

Ejemplo de cálculo de elementos de curva horizontal

Curva no. 1

$$R = 47 \text{ m}$$

$$\Delta = 21^\circ 48' 16'' \text{ (derecha)}$$

$$POT = 0+000$$

$$G = 1\,145,9156 / R$$

$$G = 1\,145,9156 / 47$$

$$G = 24,38^\circ$$

$$L_c = 20 \Delta / G$$

$$L_c = (20 (21^\circ 48' 16'')) / 24,38^\circ$$

$$L_c = 17,89 \text{ m}$$

$$St = R \times Tg (\Delta/2)$$

$$St = 47 Tg (21^\circ 48' 16''/2)$$

$$St = 9,05 \text{ m}$$

$$E = \frac{R * (1 - \cos (\Delta/2))}{\text{Cos} (\Delta/2)}$$

$$\text{Cos} (\Delta/2)$$

$$E = \frac{47 * (1 - \text{Cos} (21^\circ 48' 16''/2))}{\text{Cos} (21^\circ 48' 16''/2)}$$

$$\text{Cos} (21^\circ 48' 16''/2)$$

$$E = 0,86 \text{ m}$$

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

$$CM = 2 * (47) * \text{sen}(21^\circ 48' 16''/2)$$

$$CM = 17,78 \text{ m}$$

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

$$OM = 47 * (1 - \cos (21^{\circ}48'16''/2))$$

$$OM = 0,85$$

$$PC = PI - St$$

$$PC = 114,97 \text{ m} - 9,05 \text{ m} = 105,92 \text{ m.}$$

$$PT = PC + Lc$$

$$PT = 105,92 \text{ m} + 17,89 \text{ m} = 123,81 \text{ m}$$

Tabla XVIII. **Curvas horizontales**

No. de curva	radio (m)	Δ	Longitud de curva (m)	Sub tangente (m)	Cmax	PC (m)	PT (m)	Azimut	Rumbo
1	47	21°48'16"	17,89	9,05	17,78	105,92	123,81	179°29'49"	S 0°30'11" E
2	47	3°17'22"	2,7	1,35	2,7	342,88	345,58	182°47'11"	S 2°47'11" W
3	47	13°30'15"	11,08	5,56	11,05	466,45	477,53	169°16'56"	S 10°43'4" E
4	47	12°08'36"	9,96	5	9,94	558,12	568,08	157°8'20"	S 22°51'40" E
5	47	29°09'08"	23,91	12,22	23,66	652,38	676,29	186°17'28"	S 6°17'28" W
6	47	21°29'50"	17,63	8,92	17,53	712,41	730,05	164°47'38"	S 15°12'22" E
7	47	11°05'57"	9,1	4,57	9,09	785,57	794,67	175°53'35"	S 4°6'25" E

Fuente: elaboración propia.

3.6.3. Velocidad de diseño

La velocidad en una carretera guarda directa relación de dependencia con cuatro factores distintos a los que particularizan al conductor y su vehículo, que son las características físicas de dicha carretera, las condiciones climáticas en su entorno, la presencia o interferencia de otros vehículos en la corriente del tránsito y los límites vigentes de velocidad, sean estos de carácter legal o relacionados con el empleo de los dispositivos usuales para el control del flujo

vehicular. Para el conductor, la velocidad es uno de los elementos críticos a considerar en la selección de la ruta a transitar o la escogencia de un determinado modo de transporte, ponderándose su importancia en términos de tiempos de recorrido, de costos de viaje, de la combinación de los dos factores anteriores y de la conveniencia de los usuarios.

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.

De lo anterior se puede concluir que la velocidad es función de varios factores; para este caso en particular se ha optado por una velocidad de diseño de 40 km/h pues además de tener un tramo tipo “F”, es un terreno llano.

3.6.4. Ancho de corona

Esta es la superficie de la carretera que comprende el ancho de calzada y los hombros. Es el espacio fundamental del diseño transversal del pavimento, pues en este se sitúan los elementos más importantes para la construcción de una carretera en el sentido transversal. Los elementos que definen el ancho de corona son:

- Ancho de calzada
- Hombros o bordillo

3.6.5. Corrimientos de línea

Los corrimientos de línea se dan cuando por motivos especiales como pasos obligados, suelos rocosos, especificaciones, barrancos, pendientes muy grandes, etc. el caminamiento preliminar no llene los requerimientos del proyecto y se tenga que seleccionar otra ruta para el diseño de la carretera.

Existen tres tipos de corrimientos de línea, el primero que cambia totalmente en azimut y distancia de dos de las rectas de la poligonal de la preliminar; el segundo que cambia las distancias de las dos rectas y un ángulo mientras el otro se conserva; y el tercer caso, consiste en obviar una o más estaciones del levantamiento preliminar, para formar una sola recta entre dos puntos.

Para este proyecto no fue necesario hacer ningún corrimiento de línea, debido a que la carretera existente cumple con las especificaciones necesarias para una carretera tipo "F".

3.6.6. Sub-rasante

Esta es la línea trazada en perfil que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno a lo largo de su trayectoria. En un terreno llano, el criterio más técnico para dar cabida a la subrasante es no exceder la pendiente máxima del 10%, ni la curvatura mínima permitida para el uso que se le dará al camino. Esta también define el volumen de movimiento de tierra.

Es importante saber que el relleno es más costoso que el corte del suelo; por lo que hay que tener en cuenta tal situación para optimizar el proyecto.

Para calcular la sub-rasante, es necesario disponer de los siguientes datos.

- La sección típica que se utilizará
- El alineamiento horizontal del tramo
- El perfil longitudinal del mismo
- Las secciones transversales
- Las especificaciones o criterios que regirán el diseño

En este proyecto, debido a que el terreno es llano, el perfil tiene pendientes relativamente pequeñas y uniformes a la par de pendientes transversales escasas, por lo que se recomienda diseñar la sub-rasante en relleno, con pendientes paralelas al terreno natural, con una elevación suficiente para dar cabida a las estructuras del drenaje transversal. La pendiente máxima que se presenta es de 1.8%.

3.6.6.1. Cuerpo del terraplén

Este es parte esencial de la terracería (volumen de material que se extrae o que sirve de relleno en la construcción de un tramo); algunas de sus finalidades son:

- Alcanzar la altura necesaria para satisfacer principalmente las especificaciones geométricas (sobre todo a lo relativo a la pendiente longitudinal).
- Resistir uniformemente las cargas del tránsito transmitidas a la misma por las capas superiores en forma adecuada al terreno natural, de acuerdo con su resistencia.

3.7. Movimiento de tierras

Esta parte del diseño se inicia con el trazado y nivelado definitivo de la subrasante, la que se basó (idealmente), en normas para proyectos relativos a: la combinación posible de las pendientes de las tangentes verticales; la propuesta para el drenaje, a fin de que la rasante tenga la posición adecuada para dar cabida a las obras y las recomendaciones geotécnicas en cuanto a la capacidad de carga del terreno natural y la altura mínima de terraplén dado.

Los volúmenes de corte fueron calculados por medio del programa Land desktop 2009 y se detallan en los anexos. El diseño muestra que el movimiento de tierras fue calculado mayormente en relleno.

Se debe tener el cuidado de balancear el corte con el relleno en una distancia no mayor de quinientos metros, se debe dejar arriba el corte para facilitar el transporte del mismo, solamente en pendientes menores de 4% se permitirá que el corte quede pendiente debajo de los rellenos.

3.8. Derecho de vía

El derecho de vía es la franja de terreno que adquiere el dueño de una carretera, normalmente el estado, para la construcción de la misma, incluyendo dentro de sus límites el diseño bien balanceado de la(s) calzada(s) con sus carriles proyectados, los hombros interiores y exteriores y todos los demás elementos que conforman normalmente la sección transversal típica de este tipo de instalaciones, conforme su clasificación funcional.

La determinación del ancho del derecho de vía de una carretera conlleva, por consiguiente, la determinación del ancho óptimo de los componentes de la sección transversal típica. En casos extremos en los que no se tenga la aprobación de los dueños de los terrenos colindantes, por ser el costo muy elevado de estos, se llega en ocasiones a sacrificar el diseño y optar por soluciones de dimensiones restringidas a un mínimo funcional y de sentido práctico, donde lo primero que se limita son los anchos de cunetas. En este proyecto se cuenta con un derecho de vía de 8 metros sobre la brecha ya existente.

3.9. Drenajes

3.9.1. Cunetas

Las cunetas son canales en los cortes que se hacen a los lados del camino y cuya función es captar el agua que escurre de la corona del talud del corte y del terreno natural adyacente, para conducirla hacia una corriente natural o a una obra transversal y así alejarla lo más pronto posible de la zona que ocupa el camino.

Es de suma importancia saber que lo ideal es que la longitud de las cunetas no sea mayor a 250 metros; si sobrepasa esa cantidad, se debe construir una obra de alivio que permita reducir esta longitud al captar y conducir el caudal de la cuneta aguas abajo, fuera del camino.

Se consideró utilizar una cuneta con un ancho de 1,08 metros, talud del lado de la corona de 0,85 metros y talud de otro extremo de 0,23 metros. Se optó por usar sección triangular, porque es más fácil de construir con equipo mecánico y también es más sencillo su mantenimiento. Ver detalle en anexos.

3.9.2. Drenajes transversales

El objetivo primordial del drenaje en el tramo, es reducir al máximo la cantidad de agua que, de una u otra forma, llega al mismo. Para que el tramo tenga buen drenaje, deberá evitarse caudales grandes que puedan destruir, por medio de la erosión, la capa de rodadura formando baches y/o estanques en la misma; el mantener agua estancada hace que los taludes y terracerías pierdan su estabilidad.

Se utilizará tubería de hierro galvanizado de 30" de diámetro, y los cabezales serán de mampostería de piedra. Ver detalle en anexos.

3.10. Estudio de la mecánica de suelos del lugar

Los ensayos correspondientes de mecánica, se han hecho bajo la supervisión del ingeniero jefe de la sección de Mecánica de Suelos de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se llevaron a cabo bajo normas de ensayos específicas en base a AASHTO.

3.10.1. Ensayos para la clasificación del suelo

Los ensayos de clasificación de suelo son la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico (límites de Atterberg).

Los 2 sistemas de clasificación principales en uso son:

1. El sistema AASHTO o PRA
2. El sistema USC

La clasificación de este suelo se hace por medio del sistema AASHTO que se utiliza para la clasificación de las capas de una carretera, lo cual es apto para este proyecto en particular.

3.10.1.1. Análisis de distribución granulométrica

El análisis granulométrico es un instrumento para determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de granos presente en una masa de suelo dada. Para tener un resultado significativo la muestra debe ser estadísticamente representativa de la masa de suelo. La curva de la composición granulométrica se traza en una gráfica que tiene por abscisas, a escala logarítmica, las aberturas de las mallas y por ordenadas los porcentajes de material que pasa por dichas mallas a escala aritmética.

La curva resultante se compara con las que se tengan como especificaciones, o se obtienen de ella relaciones entre ciertos porcentajes que dan idea de la graduación del material. Conocidas las composiciones granulométricas del material, se le representa gráficamente.

Este ensayo se basa en las normas AASHTO T-27 & T-11. De esto se obtiene:

Tabla XIX. **Análisis con tamices**

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50,8	100
3/4"	19	72,72
4	4,75	60,07
10	2	49,82
40	0,425	30,05
200	0,075	13,68

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

Tabla XX. **Porcentaje de suelo**

% Grava	39,93
% Arena	46,39
% Finos	13,68

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala.

De acuerdo con los datos obtenidos se describe el suelo como: arena limosa color café con fragmentos de grava, grupo (A-1-b). Ver anexos.

3.10.1.2. Límites de Atterberg

Las propiedades plásticas de los suelos limosos y arcillosos, pueden ser analizadas a través de pruebas empíricas o bien por el ensayo de límites de Atterberg o límites de consistencia como también se le conoce. Dentro de los primeros podemos citar los análisis de identificación preliminar de suelos finos: dilatancia, resistencia en seco, tenacidad y sedimentación.

- a) El límite líquido (L.L), es el contenido de humedad de un suelo en el límite superior del intervalo plástico. También se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje de su peso seco, bajo el cual el suelo comienza a fluir, después de 25 golpes, utilizando el aparato propuesto por Artur Casagrande.
- b) El límite plástico (L.P), se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje 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. Para determinar el límite plástico, generalmente se hace uso del material que, mezclado con agua, ha sobrado de la prueba de límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta tener una mezcla plástica que sea

fácilmente moldeable. Se forma luego una pequeña bola que deberá rodillarse en seguida con la palma de la mano o en una placa de vidrio, aplicando sobre la suficiente presión a efecto, de formar filamentos.

- c) Índice de plasticidad (I. P), se denomina índice de plasticidad o índice plástico (I.P), a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico, tal como lo definen los ensayos.

Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo; sin embargo, el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla del suelo.

$$I.P. = L.L - L.P.$$

Donde:

L.L = Límite líquido

L.P = Límite plástico

I.P. = 0 Suelo no plástico.

I.P. < 7 Suelo con baja plasticidad.

7 < I.P. < 17 Suelo medianamente plástico.

I.P. > 17 Suelo altamente plástico.

Debido a que tanto el valor del límite líquido como el valor del límite plástico son iguales a cero, la muestra se clasifica como un suelo no plástico.

La finalidad de este ensayo es definir el cambio de un estado líquido a un estado plástico como límite líquido, y de un cambio plástico ha solido como límite plástico, parámetros que sirven para la clasificación del suelo.

3.10.2. Ensayos de compactación

Para esta parte se tiene en cuenta aspectos propios de la muestra en el lugar, a saber:

- densidad de la muestra
- contenido de humedad óptimo

A través del ensayo del próctor modificado se encuentra la humedad óptima del suelo y su densidad. Para obtener una buena compactación será necesario controlar debidamente la cantidad de agua, pues el propósito del ensayo es determinar la cantidad necesaria de agua de modo que no exista fricción entre las partículas y así tengan una mejor adherencia, un mejor acomodo entre ellas. En el caso de que el agua sea en exceso, el material pierde resistencia, entonces los espacios vacíos los empieza a llenar el agua y no el suelo.

3.10.2.1. Contenido de humedad

De acuerdo a los ensayos realizados, se llevo al siguiente valor en porcentaje para humedad en el lugar:

- Humedad= 6 %

Guatemala, en el estudio de suelos para carreteras, calcula la humedad óptima de compactación por medio del próctor modificado (AASHTO T-180), que ocurre cuando alcanza su máxima compactación.

3.10.2.2. Densidad de la muestra

De acuerdo a los ensayos realizados se llegó al siguiente valor:

- y máxima= $139 \text{ lb/ft}^3 \approx 2\,228,56 \text{ Kg/m}^3$

La masa del suelo está formada por partículas de sólidos y vacíos, si la masa del suelo se encuentra suelta, tiene mayor número de vacíos; al ser compactada la masa, estos vacíos se reducen hasta llegar a un mínimo, en otras palabras: alcanza su menor volumen y su mayor peso. Esto es la densidad máxima.

3.10.3. Análisis para determinar la resistencia del suelo

3.10.3.1. Ensayo de valor soporte del suelo CBR

La finalidad de este ensayo es determinar la capacidad de soporte (CBR, California Bearing Ratio) de suelos y agregados compactados en laboratorio, bajo condiciones críticas (saturación), a diferentes energías de compactación.

El porcentaje CBR (o simplemente CBR), está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada, una muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad, dadas, con respecto a la fuerza necesaria para que el pistón

penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad, una probeta con una muestra estándar de material triturado.

El número CBR es un índice del valor o capacidad soporte de un suelo, el cual indicará que tan bueno es el material para un determinado uso.

Tabla XXI. **Clasificación típica para el uso de diferentes materiales**

No. CBR	Clasificación General	Usos	Sistema de clasificación	
			Unificado	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3-7	Pobre a regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20-50	Bueno	Base, sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: Joseph E. Bowles. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. p. 191.

Finalmente, el valor de CBR es el que determinará la propuesta de espesor de capa del pavimento. En este caso el valor de CBR al 95% de compactación es de 61, por lo que se le denomina como un suelo excelente. Ver anexos.

3.11. **Diseño de pavimento**

Los criterios que se emplearon para la toma de decisión en cuanto a elaborar un pavimento rígido y no un pavimento flexible, fueron:

- a) A pesar de que el pavimento rígido implica un costo más elevado que el pavimento flexible, éste necesita un menor mantenimiento, lo cual a largo plazo, nivela el costo en comparación con un pavimento flexible.
- b) No se requiere de mano de obra especializada.
- c) El pavimento rígido posee una mayor durabilidad que el pavimento flexible.

Además, de acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayos de suelos, se puede observar que la sub-rasante tiene características bastante sólidas, por lo que se puede omitir la implementación de una base.

Para el diseño del espesor del pavimento se utilizó el método simplificado de la PCA (Portland Cement Association), el cual muestra una tabla para clasificar los vehículos según su categoría de cargas por eje. Dichas tablas manejan un factor de seguridad de 1, 1,1, 1,2 y 1,3 para las categorías 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

3.11.1. Sub-rasante

Es la capa natural del terreno o el nivel de terreno, donde se asientan todos los elementos de un pavimento de carretera.

En este caso de acuerdo a los resultados de los ensayos de suelos, se observó que el material para la sub-rasante es de buena calidad, por lo que no será necesario agregar una base para el asentamiento de la carpeta de

rodadura, si no que se la sub-rasante se reacondicionará con material selecto, el cual tendrá un espesor de 10 cm.

3.11.2. Parámetros de diseño de carretera

3.11.2.1. Período de diseño

El período de diseño se define como el tiempo necesario para que se produzca la falla. Existen dos tipos de fallas, la funcional y la estructural. La falla funcional se deja ver cuando el pavimento no brinda un paso seguro sobre él, de tal forma que no transporta cómoda y seguramente a los vehículos. La falla estructural está asociada con la pérdida de cohesión de algunas o todas las capas del pavimento, de tal forma que éste no puede soportar las cargas a la que está sometido. Para el diseño de esta carretera se tomó un período de diseño de 20 años.

3.11.2.2. Tránsito promedio diario

El TPDC (tráfico promedio diario de camiones), calculado para el tramo carretero, es de 30 camiones, lo cual demuestra que es una carretera poco transitable, debido a la poca cantidad de habitantes que se encuentran en las aldeas circunvecinas. Conociendo el valor del TPDC, se ubica en la siguiente tabla, la cual es válida para un período de diseño de 20 años y cuenta con un factor de seguridad de 1, 1,1, 1,2 y 1,3 para las categorías 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

Tabla XXII. **Clasificación de vehículos según su categoría de cargas por eje**

Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	%	TPDC por día	Sencillo	Tandem
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 a 800	1 a 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo).	700 a 5000	5 a 10	40 a 1 000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias supercarreteras interestatales urbanas y rurales (bajo a medio).	3000 a 12000 – 2 carriles 3 000 a 5 000 – 4 carriles	8 a 30	500 a 5 000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas), interestatales urbanas y rurales (medio a alto).	3 000 a 20 000 - 2 carriles 3 000 a 15 000 - 4 carriles	8 a 30	1 500 a 8 000	34	60

Fuente: Diseño de pavimentos rígidos, PCA.

Esta tabla indica que la categoría que más se adapta al proyecto es la número uno.

3.11.2.3. Módulo de reacción de sub-rasante (k)

Es una característica de resistencia que se considera constante, lo que implica elasticidad del suelo. Su valor numérico depende de la textura, compacidad, humedad y otros factores que afectan la resistencia del suelo. Existen varios métodos para su cálculo.

- a) Se determina cargando un plato o placa de carga y midiendo la presión necesaria para producir una deformación dada. k es el coeficiente de presión aplicada y deflexión del plato de carga.
- b) Según la clasificación del suelo.

El criterio para obtener el valor de “K” será por medio de la clasificación del suelo, que ha sido arena limosa color café con fragmentos de grava; obteniendo el valor de: 160 lb/in³.

Tabla XXIII. **Valores de “K” según clasificación de suelo**

Tipo de suelo	Soporte	Rango de valores de k en lb/in³
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predomina.	Bajo	75 – 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerable de limo arcilla.	Mediano	130 – 170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 – 220
Sub-base tratada con cementos	Muy alto	250 - 400

Fuente: Diseño de pavimentos rígidos, PCA.

3.11.2.4. Módulo de ruptura del concreto (MR)

El módulo de ruptura del concreto o resistencia a la flexión del concreto se puede calcular teniendo como índice la resistencia a compresión del mismo. Debido al paso de vehículos sobre la carpeta de rodadura se producen esfuerzos combinados de flexión y compresión; la compresión es mínima por lo que, por criterio, se desprecia en el diseño. Se utilizará un concreto con una

resistencia a la compresión de 3 000 psi ($f'c$), ya que se trata de una carretera poco transitable y además, cuenta con una sub-rasante con muy buenas características.

Una buena aproximación la da el método de ensayo de “hendido”, el cual se refiere a que la tensión máxima probable del concreto se encuentra entre el rango de 10 a 20% del valor de la resistencia a la compresión del elemento. En este caso se tomará un valor de 16%. Se procede a realizar el cálculo de la siguiente forma.

$$MR = 16\% f'c$$

$$MR = 0,16 * 3\ 000\ \text{psi}$$

$$MR = 480\ \text{lb/in}^2$$

3.11.2.5. Diseño de espesor del pavimento

El diseño del espesor de la carpeta se puede calcular teniendo en cuenta la clasificación de carga por eje, la integración de bordillo (cuneta), para encausar la precipitación de agua pluvial, el módulo de reacción “K” de la sub-rasante como un valor de soporte medio y el módulo de ruptura del concreto de 480 lb/in², por medio de la siguiente tabla.

Tabla XXIV. **Espesor óptimo de carpeta de rodadura en función de Mr y K**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO			
Espesor de losa en plg.	Soporte de sub-rasante y sub-base			Espesor de losa en	Soporte de sub-rasante y sub-base		
	bajo	medio	alto		bajo	medio	alto
MR= 650 psi							
4,5			0,1	4 4,5	2	0,2 8	0,9 25
5	0,1	0,8	3	5	30	130	330
5,5	3	15	45	5,5	320		
6	40	160	430				
6,5	330						
MR= 600 psi							
5		0,1	0,4	4		1	0,1
5,5	0,5	3	9	4,5	0,2		5
6	8	36	98	5	6	27	75
6,5	76	300	760	5,5	73	290	730
7				6	610		
7,5	520						
MR= 550 psi							
5,5	0,1	0,3	1	4,5		0,2	0,6
6	1	8	10	5	0,8	4	15
6,5	13	60	160	5,5	13	57	150
7	110	40		6	130	480	
7,5	620						

Fuente: Diseño de pavimentos rígidos, PCA.

Forma de utilizar la tabla:

- Ubicarse en el lado derecho de la misma, pues esto significa que se contempla la implementación de hombros o cuneta.
- Buscar la casilla correspondiente para el $M_r = 480 \text{ lb/in}^2$ (el más próximo es 550 PSI).
- Debido a que el valor del CBR obtenido de ensayos está en el rango de 10 a 65, ubicarse en la 2da fila (de abajo hacia arriba).
- De acuerdo con los datos que proporciona la tabla anterior, se observa que el espesor de la carpeta de rodadura será de 5,5 pulgadas que equivale a 15 cm aproximadamente.

3.11.2.6. Diseño de mezcla del concreto

El diseño de mezcla no es más que calcular las proporciones necesarias de los elementos que forman el concreto, con el fin de obtener los mejores resultados.

Datos para el diseño de mezcla:

- Resistencia requerida: $3\ 000 \text{ psi} = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Tamaño máximo agregado grueso: $\frac{3}{4}$ "
- Módulo de finura agregado fino: 2,6-2,9
- Asentamiento para pavimento de concreto: 8 cm

Como primer paso, se define la relación A/C (agua/cemento), de la mezcla. Conociendo el valor del asentamiento y el tamaño máximo del agregado grueso, se obtiene de tabla XXI, el valor de la cantidad de agua en litros, así como el valor de la relación w/c, teniendo el siguiente resultado.

Agua = 184 litros (ver tabla XXV)

Relación A/C = 0,56

Por lo tanto.

$$184/c = 0,56$$

Tabla XXV. Datos para diseño de mezcla (1m³ concreto fresco)

Resistencia media requerida	Tamaño máximo		Concentra ción de		Agua en litros para los distintos asentamientos				% de agregado fino Vol.			% aire			
									M.F.			M.F.			
kg/cm ²	lb/in ²	mm	in	w/c	c/w	0 a 2	2 a 5	5 a 10	10 a 15	2,2 - 2,6	2,6 - 2,9	2,9 - 3,2	2,2 - 2,6	2,6 - 2,9	2,9 - 3,2
140	2 000	19,1	3/4	0,65	1,54	165	175	186	197	47	49	51	4,8	4,9	5
		25,4	1	0,65	1,54	157	165	173	181	44	46	48	4,4	4,5	4,6
		38,1	1 1/2	0,65	1,54	154	160	166	193	42	44	46	4	4,1	4,2
175	2 500	19,1	3/4	0,6	1,67	165	175	186	197	45	47	49	4,3	4,4	4,5
		25,4	1	0,6	1,67	157	165	173	181	42	44	46	3,7	3,8	3,9
		38,1	1 1/2	0,6	1,67	154	160	166	193	40	42	44	3,3	3,4	3,5
210	3 000	19,1	3/4	0,56	1,79	164	171	184	195	44	46	48	3,6	3,7	3,8
		25,4	1	0,56	1,79	156	164	172	180	41	43	45	3	3,1	3,2
		38,1	1 1/2	0,56	1,79	154	160	166	191	39	41	43	2,6	2,7	2,8
246	3 500	19,1	3/4	0,52	1,92	164	171	184	195	42	44	46	3,1	3,2	3,3
		25,4	1	0,52	1,92	156	164	172	180	39	41	43	2,3	2,4	2,5
		38,1	1 1/2	0,52	1,92	154	160	166	191	37	39	41	1,9	2	2,1
281	4 000	19,1	3/4	0,49	2,04	162	172	182	193	40	42	44	2,6	2,7	2,8
		25,4	1	0,49	2,04	155	163	171	179	37	39	41	2	2,1	2,2
		38,1	1 1/2	0,49	2,04	154	160	166	189	35	37	39	1,6	1,7	1,8
316	4 500	19,1	3/4	0,46	2,17	162	172	182	193	38	40	42	2,4	2,5	2,6
		25,4	1	0,46	2,17	155	163	171	179	35	37	39	1,7	1,8	1,9
		38,1	1 1/2	0,46	2,17	154	160	166	189	33	35	37	1,4	1,5	1,6

Fuente: Diaz Escobar, Carlos Enrique. "Diseño de la carretera que une la aldea Tierra Blanca con Guastatoya y diseño de puente colgante en la aldea Casas Viejas". p. 41.

Obteniendo:

$$c = 328,57 \text{ kg/m}^3$$

Ahora, se procede a calcular el peso de los agregados, teniendo en cuenta que el peso unitario del concreto se compone de la sumatoria de los pesos del cemento, agua y agregados (fino y grueso).

$$PU_c = \text{cemento} + \text{agua} + \text{agregados}$$

Se despeja el peso de los agregados, obteniendo lo siguiente.

$$Ag = PU_c - c - a$$

$$Ag = 2\,400 - 328,57 - 184$$

$$Ag = 1\,887,43 \text{ kg/m}^3$$

Ahora se calculará el porcentaje específico para el agregado fino y grueso:

$$\text{Agregado fino} = 46\% = 0,46 \times 1\,887,43 \text{ kg/m}^3 = 868,22 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agregado grueso} = 54\% = 0,54 \times 1\,887,43 \text{ kg/m}^3 = 1\,019,21 \text{ kg/m}^3$$

De esta manera, se tienen todos los pesos de los componentes de la mezcla de concreto, para 1m^3 , los cuales son:

$$\text{Cemento} = 328,57 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agregado fino} = 868,22 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Agregado grueso} = 1\,019,21 \text{ kg/m}^3$$

Agua = 184 litros

Para poder expresar estos datos en proporciones, se toma como referencia el cemento.

Cemento : Arena : Piedrín : Agua
Cemento Cemento Cemento Cemento

Dando como resultado una proporción:

1 : 2,5 : 3 : 0.5

3.11.2.7. Juntas

Una de las bases para la realización de juntas es asegurar la continuidad de la superficie de rodadura y una buena presentación, así como conservación, del pavimento. Las juntas deberán construirse con las caras perpendiculares a la superficie del pavimento y deberán protegerse contra la penetración de elementos perjudiciales o dañinos.

- Junta de construcción

Las juntas de construcción no llevarán barras de traspaso de carga. Se deberá tratar la junta puntereando la superficie lateral del hormigón endurecido, aumentando la rugosidad y la transferencia de carga. Luego, se colocará el hormigón procurando vibrar el borde contiguo a la junta realizada.

- Juntas de contracción

Las juntas para contracción se utilizan sobre todo para controlar la ubicación de las grietas ocasionadas por la contracción del concreto. Se restringe su movimiento.

Sea por fricción o por amarre con una construcción más rígida, es fácil que ocurran grietas en los puntos de debilidad.

En la práctica, las juntas para contracción son planos de debilidad hechos en forma deliberada. Se forman con la confianza de que, si ocurre una grieta, será a lo largo del patrón geométrico de la junta y se evitarán grietas irregulares y de mal aspecto.

Una junta de contracción es un corte en el concreto. El corte puede hacerse con una sierra mientras el concreto todavía está fresco, pero antes que se desarrolle cualquier esfuerzo apreciable por la contracción.

También la junta puede formarse insertando una tira de material para juntas antes que fragüe el concreto o con la ranuración de la superficie durante el acabado. El espaciamiento entre las juntas depende de la mezcla, resistencia y espesor del concreto y de las restricciones a la contracción

- Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación se utilizan para evitar el agrietamiento debido a cambios dimensionales térmicos en el concreto. Producen la separación completa entre dos partes de una losa.

Se suelen colocar en donde hay cambios abruptos en el espesor, desplazamientos o cambios en el tipo de construcción; por ejemplo, entre una losa de pavimento de un puente y la losa de la carretera.

La abertura debe ser lo bastante grande para evitar la combadura u otra deformación indeseable ocasionadas por la expansión del concreto. Para evitar que la junta se atasque con tierra y se vuelva ineficaz, la abertura se sella con un material comprimible. Para tener impermeabilidad, se debe colocar una barrera flexible contra agua a través de la junta.

En este caso se empleará el método de losas cortas, en el que se realizarán cortes longitudinales a cada 2,75 m y cortes transversales a cada 3 m. El grosor de la junta será de 2 mm y tendrá una profundidad de 1/3 del espesor de la losa. No se utilizará ningún material sellante debido al grosor de la junta.

3.12. Elaboración de planos

Los planos constructivos del diseño de la carretera hacia el barrio “Las Rositas” aparecen en el apéndice de este trabajo de tesis y son los siguientes.

- Planta general.
- Planta – perfil 0+000 – 0+610.
- Planta – perfil 0+610 – 1+220.
- Planta – perfil 1+220 – 1+828,68.
- Detalles de sección típica, detalle de cuneta y drenaje transversal.
- Secciones transversales 0+000 – 0+540.
- Secciones transversales 0+560 – 1+160.
- Secciones transversales 1+180 – 1+820.

- Tabla movimientos de tierra.

3.13. Presupuesto

El presupuesto para el proyecto del diseño de carretera hacia el barrio Las Rositas, se calculó de la misma manera que el proyecto de agua potable.

Tabla XXVI. Presupuesto carretera

División	No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
	1	PRELIMINARES				
	1,1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	1830	Q 17,25	Q 31 568,69
202,02	1,2	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	m ²	10980	Q 1,93	Q 21 146,18
	1,3	BODEGA	global	1	Q 6 751,36	Q 6 751,36
					TOTAL	Q 59 466,23
203,01	2	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA				
203,01	2,1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m ³	1203,44	Q 30,15	Q 36 282,55
					TOTAL	Q 36 282,55
205,11	3	RELLENO				
205,11	3,1	RELLENO	m ³	1918,48	Q 50,38	Q 96 655,69
					TOTAL	Q 96 655,69
301,01	4	CONFORMACIÓN DE LA SUB-RASANTE				
301,01	4,1	CONFORMACIÓN DE LA SUB-RASANTE	m ²	10065	Q 6,22	Q 62 626,00
						Q 62 626,00
	5	PAVIMENTO HIDRÁULICO				
304,01	5,1	BASE (t=10 cm selecto)	m ³	1006,5	Q 220,04	Q 221 474,99
501,02	5,2	CARPETA DE RODADURA (t=15 cm)	m ²	10065	Q 231,46	Q 2 329 662,71
					TOTAL	Q 2 551 137,70
204,02	6	DRENAJE TRANSVERSAL				
204,02	6,1	TUBERÍA HG 30"	ml	6	Q 581,87	Q 3 491,23
565,02	6,2	MAMPOSTERÍA DE PIEDRA	m ³	4,81	Q 706,75	Q 3 399,49
					TOTAL	Q 6 890,72
204,02	7	CUNETAS REVESTIDAS TIPO L				
204,02	7,1	CUNETAS REVESTIDAS TIPO L	ml	3660	Q 101,72	Q 372 285,03
					TOTAL	Q 372 285,03
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						Q 3 185 343,92

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), es una experiencia en la cual se tiene la oportunidad de enfrentar problemas reales de ingeniería civil, principalmente de la realidad que afrontan las poblaciones del área rural, ya que se ponen en práctica los conocimientos y habilidades; por lo que considero que los estudiantes deberían optar por la realización del EPS como el medio de graduación que mayores resultados deja.
2. Con la realización del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Guayabal, el cual tiene un costo de Q 495 762,48, se garantizará un sistema confiable y seguro en cuanto a calidad y cantidad, ya que se reducirá la principal causa de morbilidad y mortalidad en la aldea, evitando el uso de fuentes inadecuadas y mejorando así la calidad de vida de los habitantes.
3. A través de un adecuado mantenimiento de los proyectos, se garantiza el servicio y la seguridad de los usuarios al transitar, evitando, de esta manera, la interrupción de las actividades económicas y la pérdida de inversión en los proyectos.
4. El pavimento rígido del tramo carretero se diseñó utilizando el método simplificado de la PCA (Portland Cement Association), debido a su fácil aplicación, ya que gran parte del procedimiento del mismo se basa en tablas, dando como resultado un espesor de losa de 15 cm, por lo que tiene gran aplicación cuando no se tienen ensayos de control de tráfico.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Estandzuela, Zacapa:

1. Garantizar la supervisión técnica durante la ejecución de los proyectos a través de un profesional de la ingeniería civil, para que se cumpla con todas las especificaciones contenidas en los planos.
2. Tomar en cuenta las normas de ejecución del proyecto, con el fin de que estos y otros proyectos cumplan con la vida útil para la cual fueron diseñados.
3. Aplicar la cloración propuesta al sistema de agua potable y darle el mantenimiento requerido, para garantizar la potabilidad del mismo.
4. Proveerle un mantenimiento constante a la carretera, sobre todo a la carpeta de rodadura; para que preste un servicio seguro y eficiente en todo tiempo, especialmente, en tiempo de invierno.

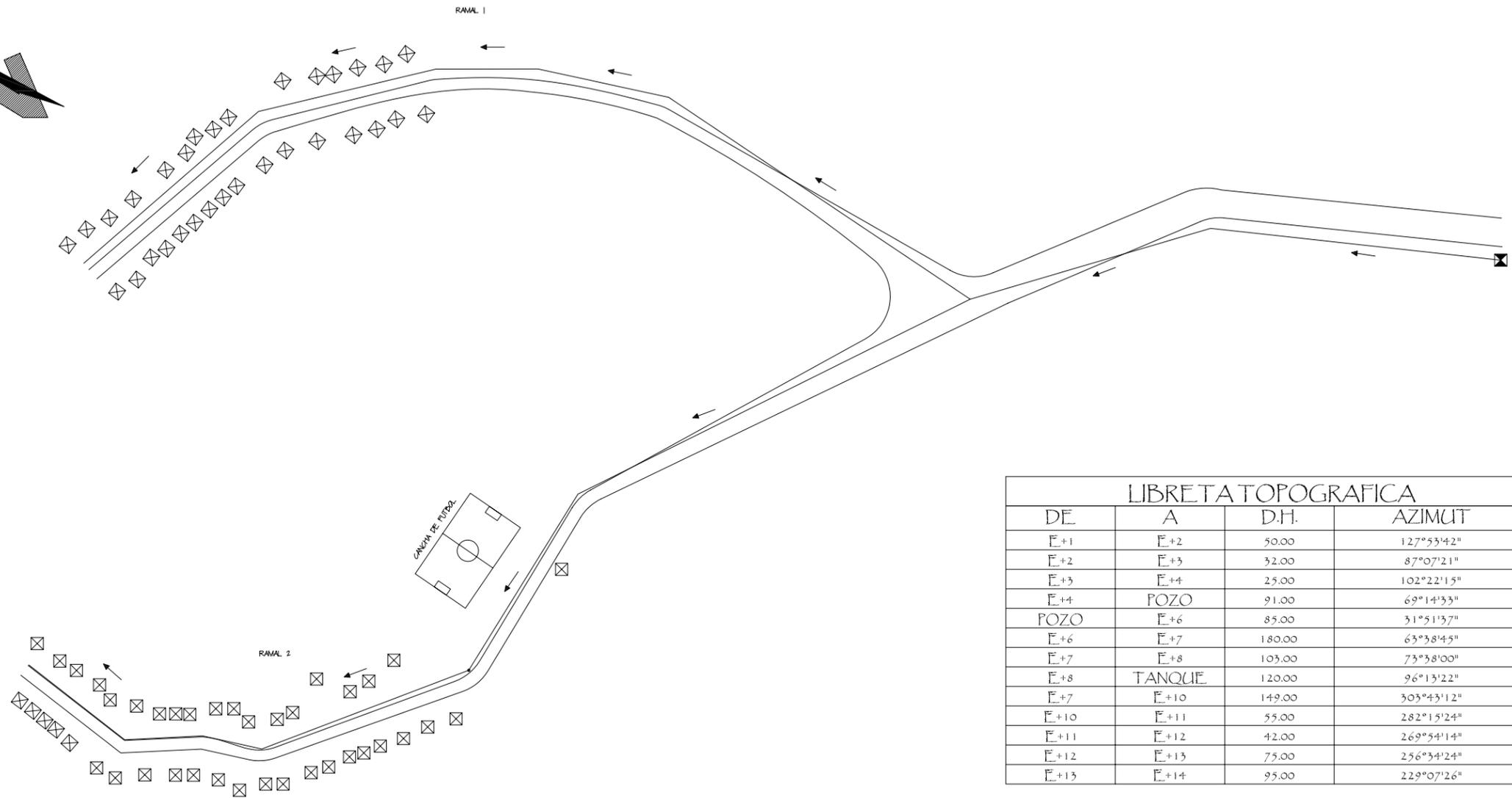
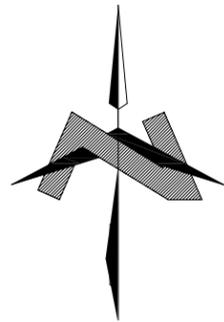
BIBLIOGRAFÍA

1. Dirección General de Caminos de Guatemala. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Dirección General de Caminos de Guatemala. 2001.
2. Instituto de Fomento Municipal. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. 2ª revisión. Guatemala: INFOM, 1997. 100 p.
3. Organización Panamericana de la Salud. *Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua*. Lima: OPS, 2005. 47 p.
4. Portland Cement Association. *Design of concrete pavement for city streets*. EEUU: PCA, 1974. 116 p.
5. Secretaría de Integración Económica de Centro América. *Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales*. Guatemala: SIECA, 2004. 36 p.

APÉNDICE

APÉNDICE 1

- Planos constructivos del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Guayabal, Estanzuela, Zacapa



LIBRETA TOPOGRAFICA			
DE	A	D.H.	AZIMUT
E+1	E+2	50.00	127°53'42"
E+2	E+3	32.00	87°07'21"
E+3	E+4	25.00	102°22'15"
E+4	POZO	91.00	69°14'33"
POZO	E+6	85.00	31°51'37"
E+6	E+7	180.00	63°38'45"
E+7	E+8	103.00	73°38'00"
E+8	TANQUE	120.00	96°13'22"
E+7	E+10	149.00	303°43'12"
E+10	E+11	55.00	282°15'24"
E+11	E+12	42.00	269°54'14"
E+12	E+13	75.00	256°34'24"
E+13	E+14	95.00	229°07'26"

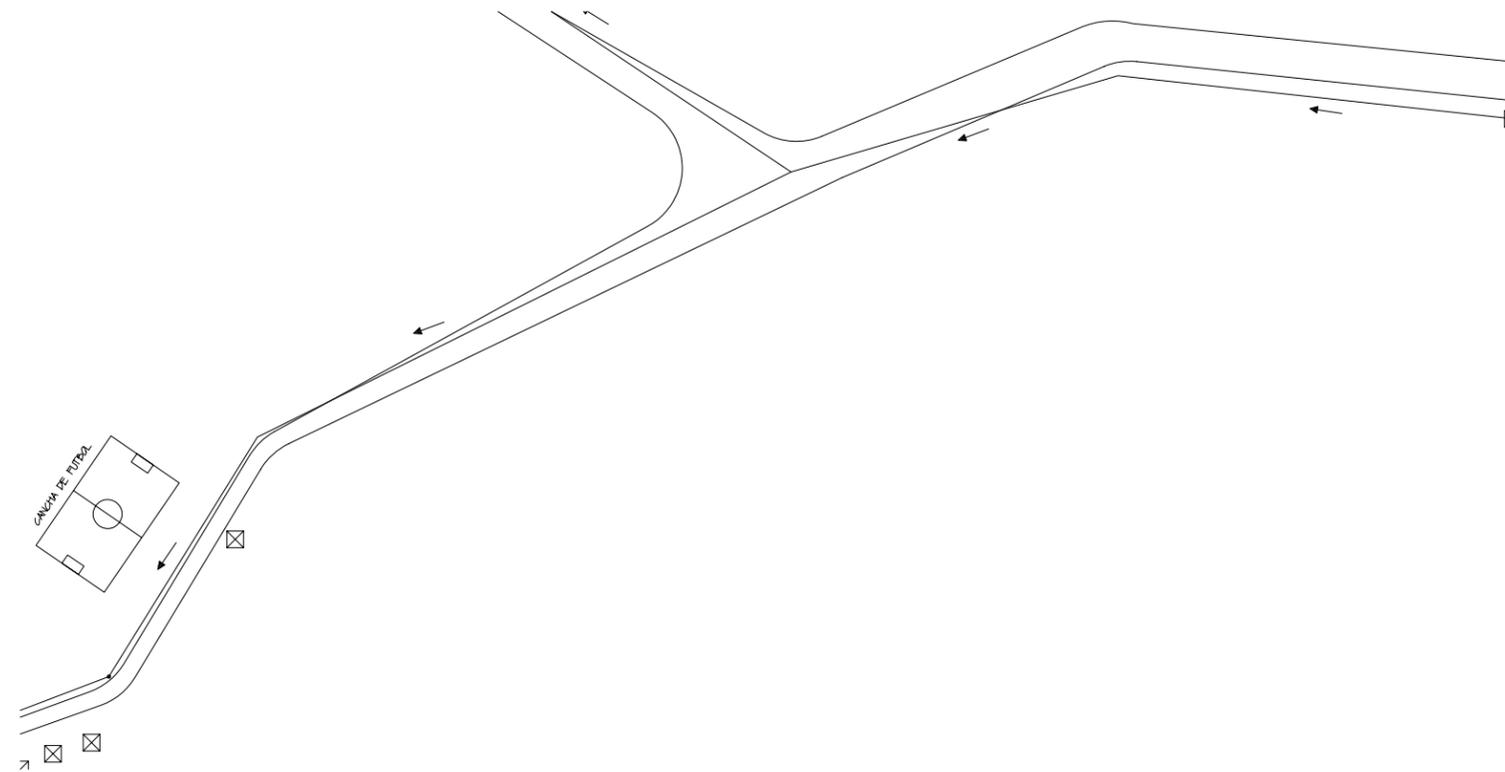
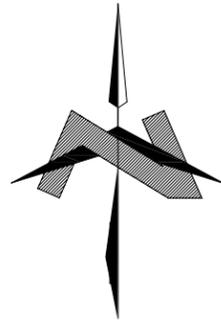
PLANTA GENERAL
ESC 1:1000



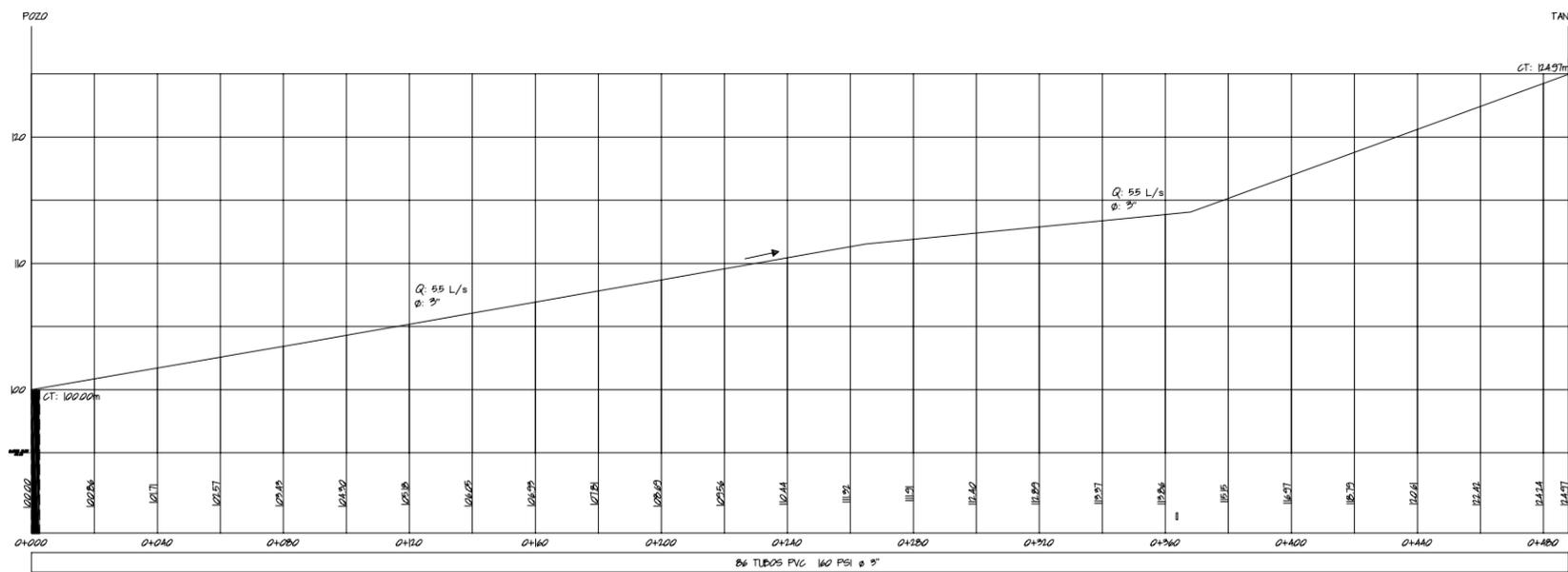

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EN S
MUNICIPALIDAD DE ESTANZUELA ZACAPA

PROYECTO: PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA EL GUAYABAL MUNICIPIO DE ESTANZUELA ZACAPA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA GENERAL	FECHA: NOVIEMBRE 2015
ASESOR: ING. LIAN MERCED COS	FEJERON: ANDRE AROCIO VASQUEZ Carné 220111117
PROYECTO: ANDRE AROCIO VASQUEZ Carné 220111117	FEJERON: ANDRE AROCIO VASQUEZ Carné 220111117



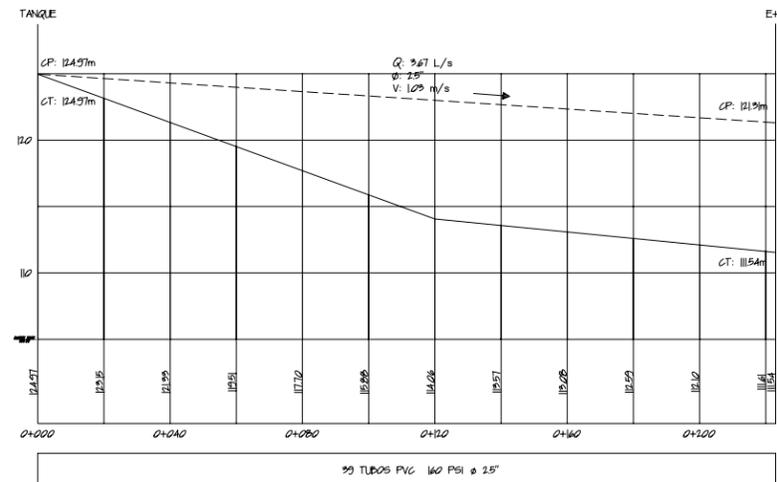
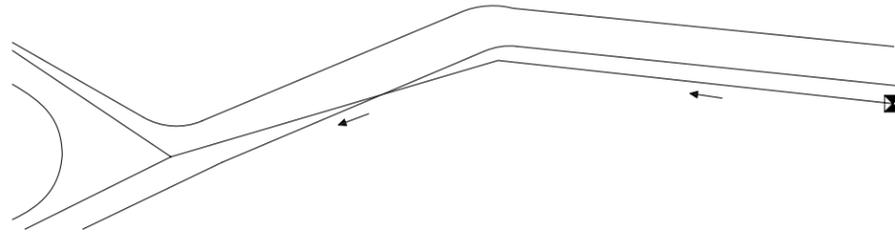
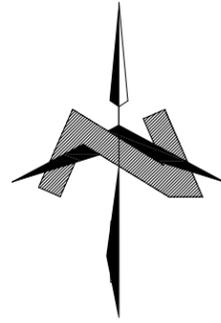


SIMBOLOGIA	
	VIVIENDA
	TANQUE DISTRIBUCION
	CALLE DE TERRACERIA
	POZO
	DIRECCION DEL CAUDAL
	TUBERIA PVC
CP	COTA PIEZOMETRICA
CT	COTA DE TERRENO
Q	CAUDAL DE DISEÑO
φ	DIAMETRO COMERCIAL
V	VELOCIDAD DEL LIQUIDO
---	LINEA PIEZOMETRICA



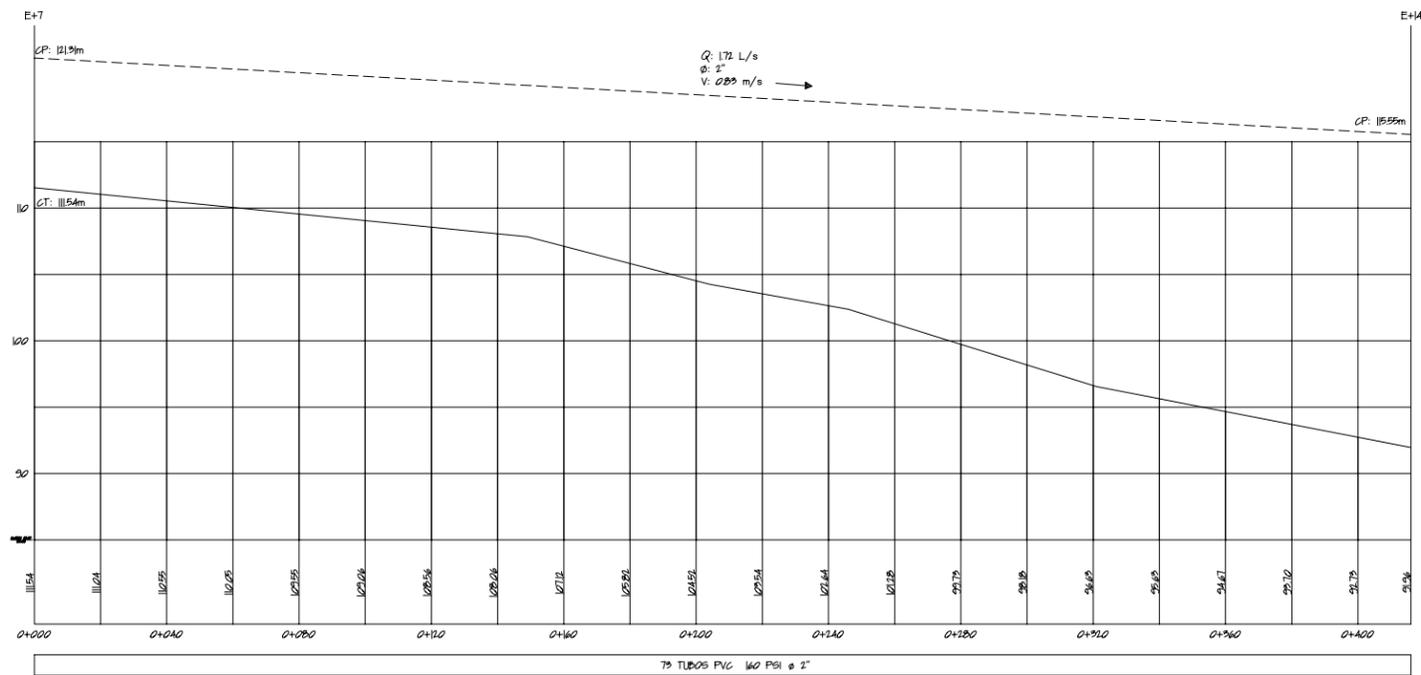
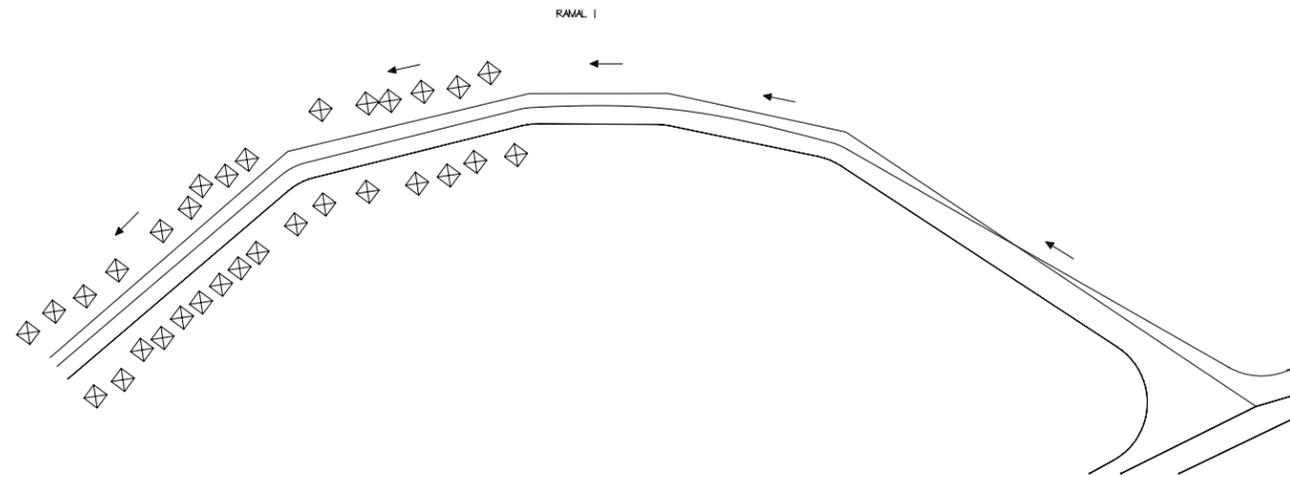
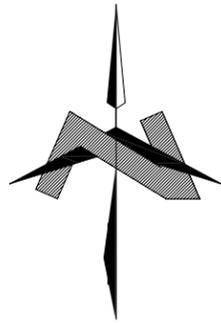
PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCION
 ESC. HORIZONTAL 1:1000
 ESC. VERTICAL 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EN S MUNICIPALIDAD DE ESTANZUELA, ZACAPA		
PROYECTO: PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA EL GUAYABAL MUNICIPIO DE ESTANZUELA, ZACAPA	ESCALA: INDICADA	FECHA: NOVIEMBRE 2015
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL LINEA DE CONDUCCION		
ASISTENTE: ING. LIAN MERCED COS	TUBERO: ANDREA ROCIO VASQUEZ C.A.M. 2201-1917	REVISOR: ANDREA ROCIO VASQUEZ C.A.M. 2201-1917
		FEELACION:



PLANTA-PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION PRINCIPAL
 ESC. HORIZONTAL 1:1000
 ESC. VERTICAL 1:100

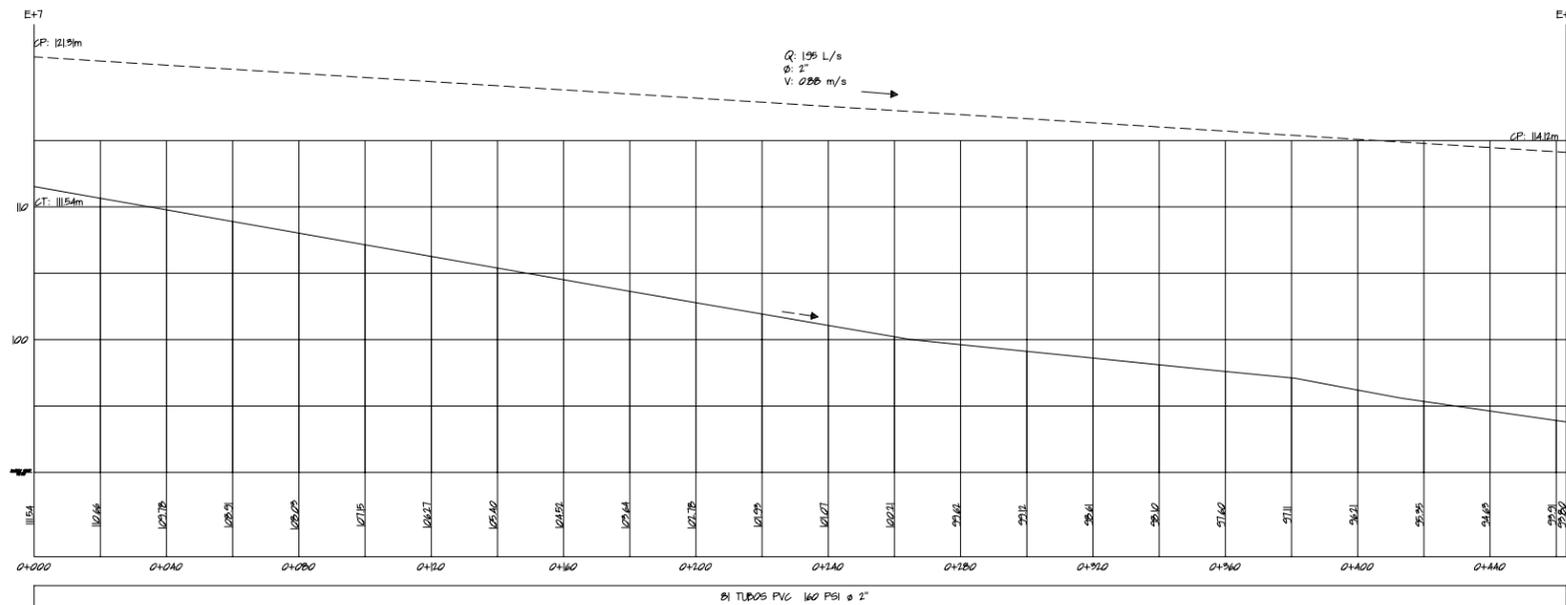
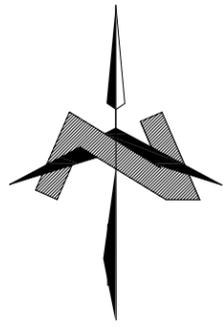
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA INSTITUTO PROFESIONAL SUPERVISADO EN S MUNICIPALIDAD DE ESTANZUELA ZACAPA	
PROYECTO: PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA EL GUAYABAL MUNICIPIO DE ESTANZUELA ZACAPA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION PRINCIPAL	FECHA: NOVIEMBRE 2015
ASISTENTE: ING. LIAN MERCED COS	TUBO: ANDREA ROCIO VASQUEZ C.A. 220111917
PROYECTO: ANDREA ROCIO VASQUEZ C.A. 220111917	TUBO: ANDREA ROCIO VASQUEZ C.A. 220111917
	
INSTITUTO PROFESIONAL SUPERVISADO EN S MUNICIPALIDAD DE ESTANZUELA ZACAPA	



PLANTA-PERFIL RAMAL I

ESC. HORIZONTAL 1:200
ESC. VERTICAL 1:50

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA INSTITUTO PROFESIONAL SUPERVISADO EN S MUNICIPALIDAD DE ESTANZUELA ZACAPA			
PROYECTO: PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA EL GUAYABAL MUNICIPIO DE ESTANZUELA ZACAPA	ESCALA: INDICADA		
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL RAMAL I	FECHA: NOVIEMBRE 2015		
ASISTENTE: ING. JUAN MERCADERES	TUBO: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ C.A. 2201-1917	PLANON: 405	
PROYECTO: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ C.A. 2201-1917	DISEÑO: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ C.A. 2201-1917		

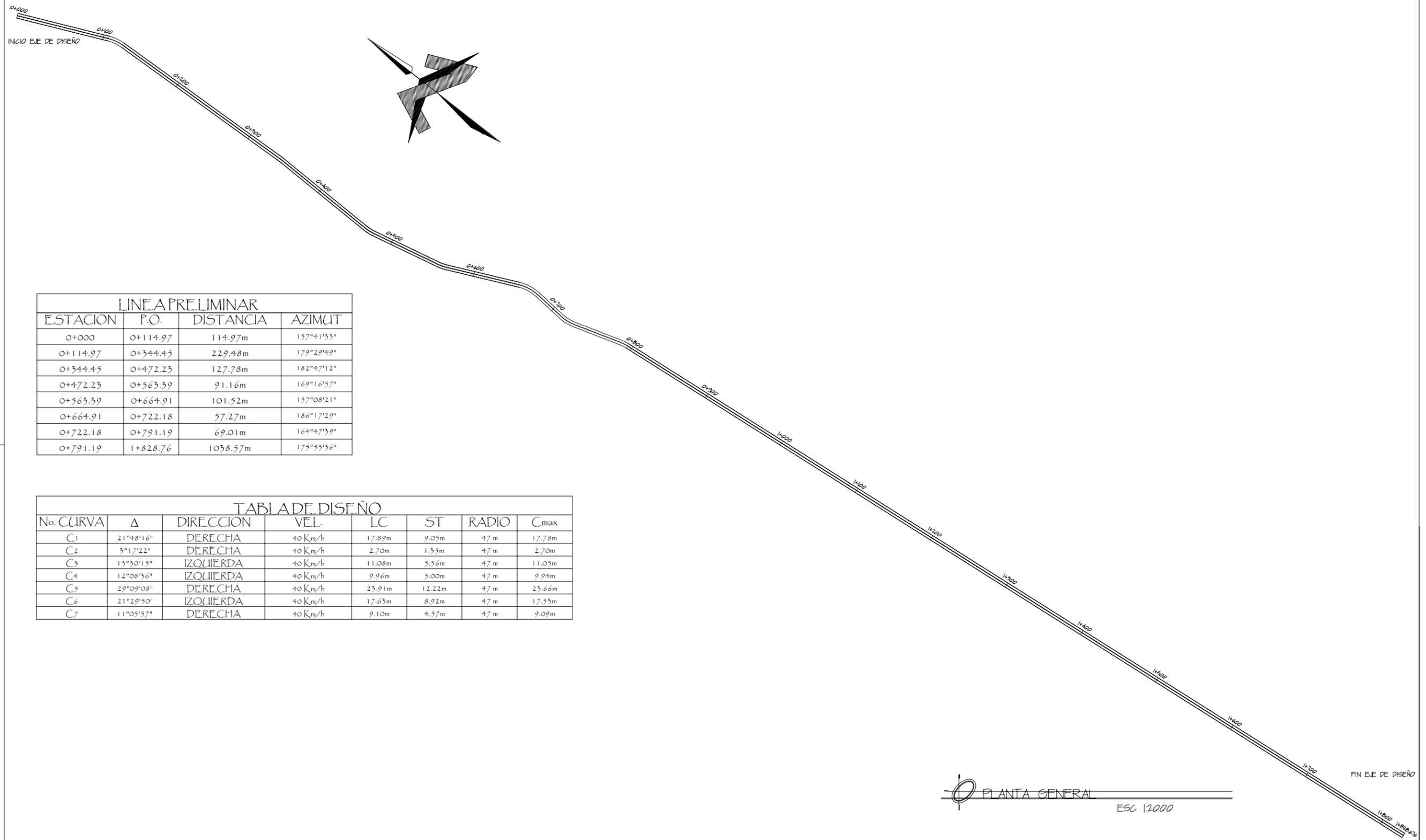


PLANTA PERFIL RANAL 2
 ESC. HORIZONTAL 1:2000
 ESC. VERTICAL 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA INSTITUTO PROFESIONAL SUPERVISADO EN MUNICIPALIDAD DE ESTANZUELA ZACAPA	
PROYECTO: PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA EL GUAYABAL MUNICIPIO DE ESTANZUELA ZACAPA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA PERFIL RANAL 2	FECHA: NOVIEMBRE 2015
ASISTENTE: ING. JUAN MERCEDIOS ANDRE AROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1117	TUBO: ANDRE AROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1117
PROYECTO: ANDRE AROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1117	PLAN: ANDRE AROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1117
	

APÉNDICE 2

- Planos constructivos de carretera hacia el barrio Las Rositas, Estanzuela, Zacapa



LINEA PRELIMINAR

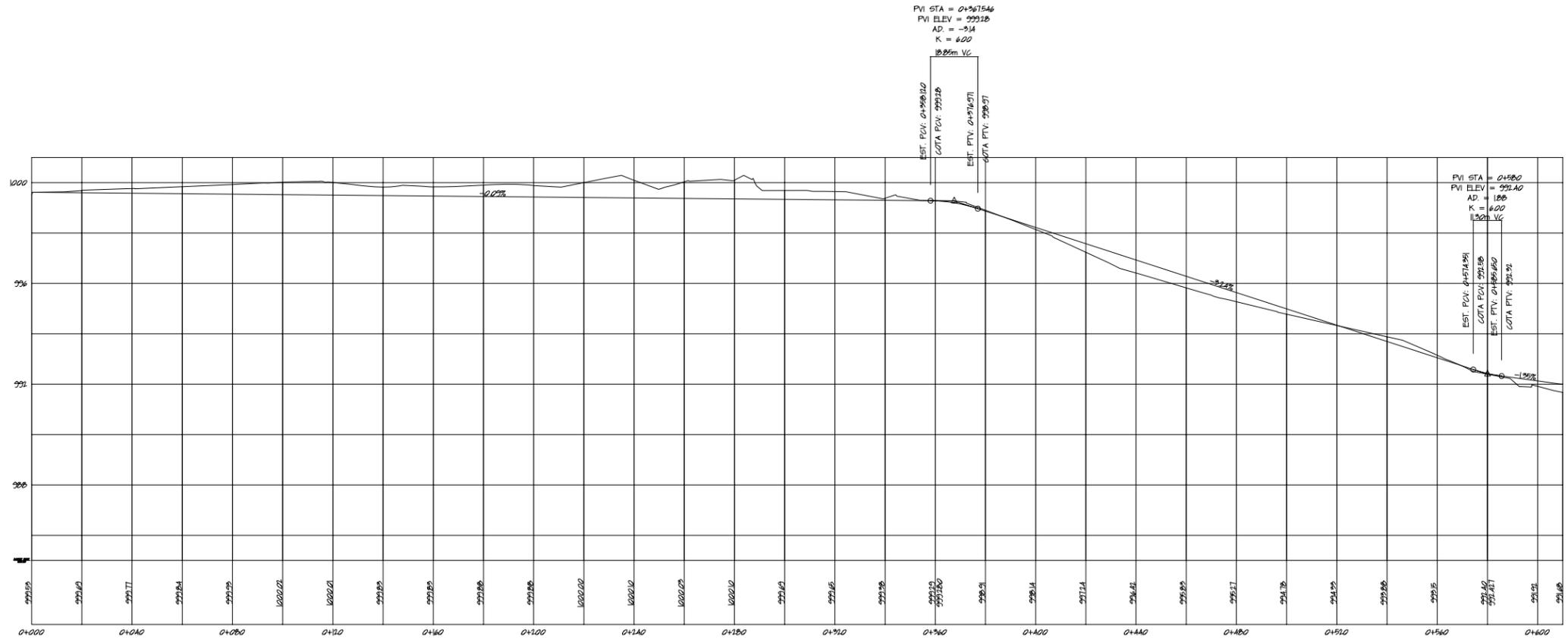
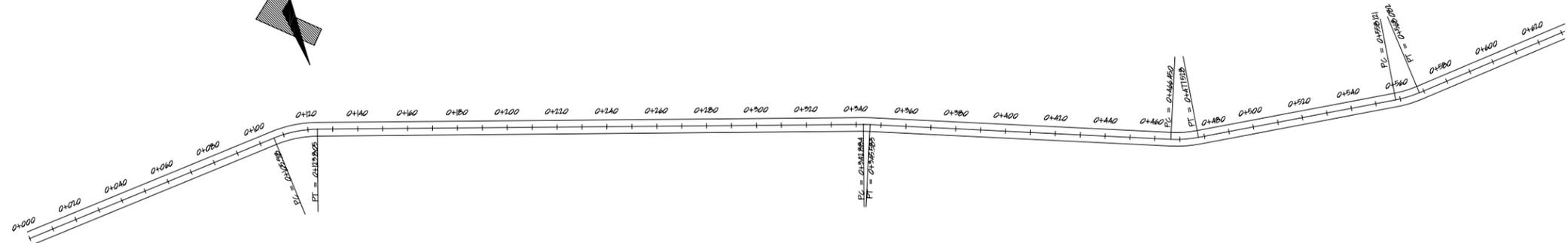
ESTACION	P.O.	DISTANCIA	AZIMUT
0+000	0+114.97	114.97m	157°41'33"
0+114.97	0+344.45	229.48m	179°29'49"
0+344.45	0+472.23	127.78m	182°47'12"
0+472.23	0+563.39	91.16m	169°16'57"
0+563.39	0+664.91	101.52m	157°08'21"
0+664.91	0+722.18	57.27m	186°17'29"
0+722.18	0+791.19	69.01m	164°47'39"
0+791.19	1+828.76	1038.57m	175°53'36"

TABLA DE DISEÑO

Nº. CURVA	Δ	DIRECCION	VEL.	LC	ST	RADIO	C _{max}
C ₁	21°48'16"	DERECHA	40 Km/h	17.89m	9.05m	47 m	17.78m
C ₂	3°17'22"	DERECHA	40 Km/h	2.70m	1.35m	47 m	2.70m
C ₃	13°30'15"	IZQUIERDA	40 Km/h	11.08m	5.56m	47 m	11.05m
C ₄	12°08'36"	IZQUIERDA	40 Km/h	9.96m	5.00m	47 m	9.94m
C ₅	29°09'08"	DERECHA	40 Km/h	23.91m	12.22m	47 m	23.66m
C ₆	21°29'50"	IZQUIERDA	40 Km/h	17.63m	8.92m	47 m	17.53m
C ₇	11°05'57"	DERECHA	40 Km/h	9.10m	4.57m	47 m	9.09m

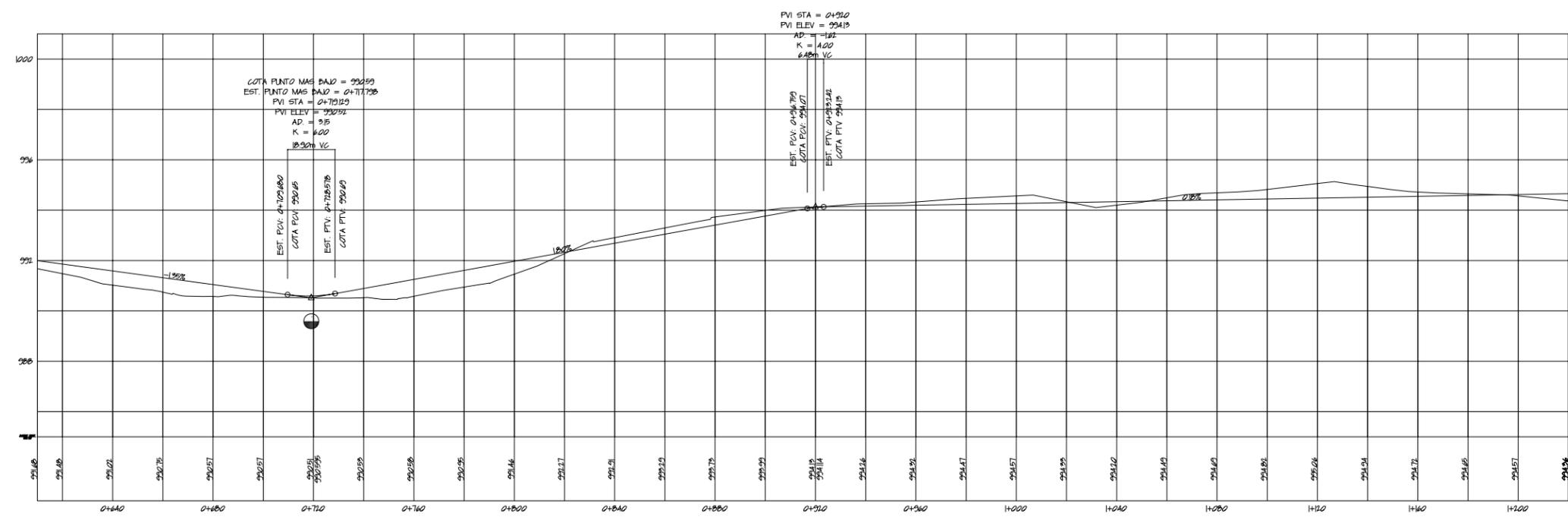
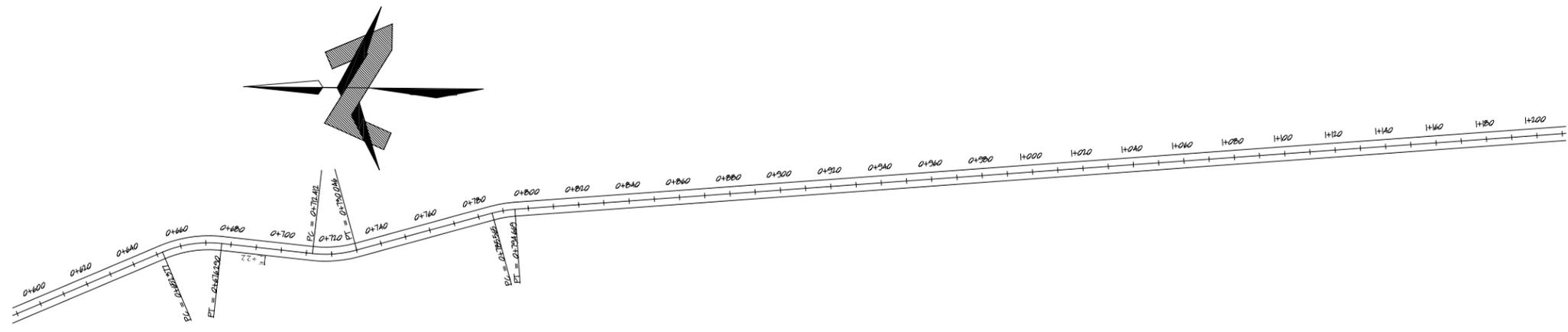
PLANTA GENERAL
 ESC 1:2000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE STANZUELA, DEPARTAMENTO DE CACAFU			
PROYECTO	PROYECTO DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FLORES MUNICIPIO DE STANZUELA, DEPARTAMENTO DE CACAFU	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	PLANTA GENERAL	FECHA	NOVIEMBRE 2015
ASESOR	ING. LIAN MERCED COS	PROFESOR	ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ Carné 220111917
PROFESOR	ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ Carné 220111917	PROFESOR	ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ Carné 220111917
1109			



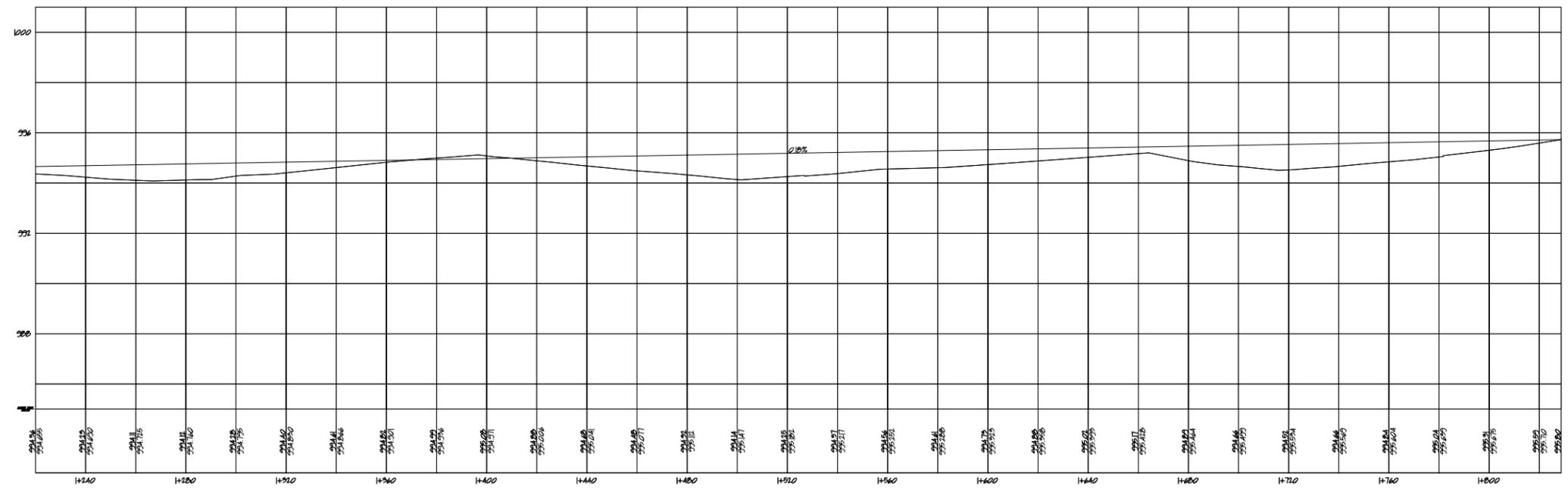
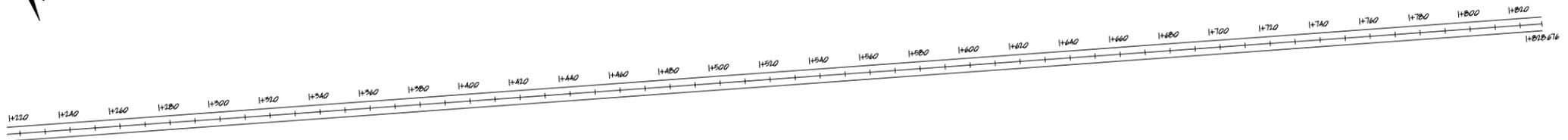
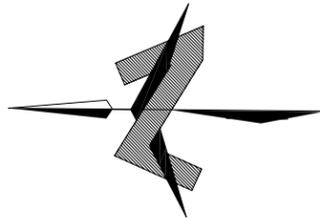
PLANTA - PERFIL DE CARRETERA

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROYECTO: PROMOCION DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FLORES MUNICIPIO DE ESTANUZUELA, DEPARTAMENTO DE CAJAMALES	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL 0+000 - 0+600	FECHA: NOVIEMBRE 2015
ASISTENTE: ING. JUAN MERCADERES PROYECTISTA: ANDREA ROCIO VASQUEZ	REVISOR: ANDREA ROCIO VASQUEZ FECHA: 2015-11-17
	



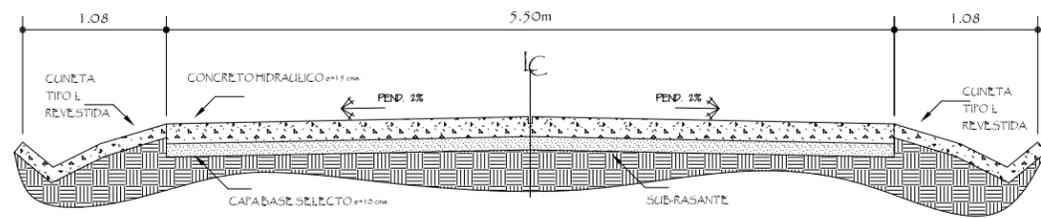
PLANTA - PERFIL DE CARRETERA

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA SERVICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE STANZUELA DEPARTAMENTO DE CAJAFES		
PROYECTO: PROYECTO DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FLORES MUNICIPIO DE STANZUELA DEPARTAMENTO DE CAJAFES	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL 0+600 - 1+300	FECHA: NOVIEMBRE 2015	
ASISTENTE: ING. JUAN MERCEDES ANDRE AROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1917	TITULO: ANDRE AROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1917	PLANON: 

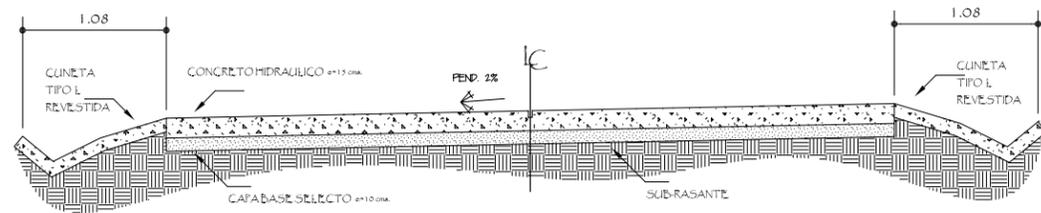


PLANTA - PERFIL DE CARRETERA

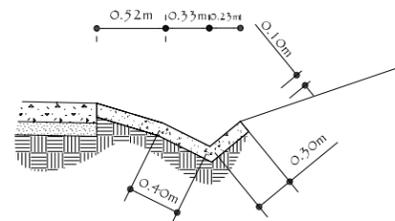
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD ESTANQUELA, ZACAPA		
PROYECTO: MUNICIPIO DE ESTANQUELA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA	ESCALA: INDICADA	FECHA: NOVIEMBRE 2015
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL (H+220 - H+820)	ASESOR: ING. JUAN MERCADERES	
DISEÑADOR: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ	REVISOR: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ	PLANILLA: 409



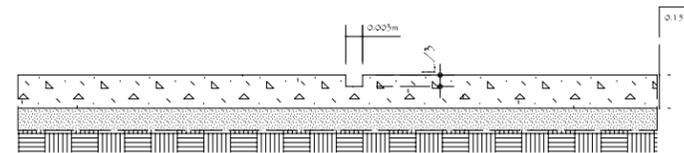
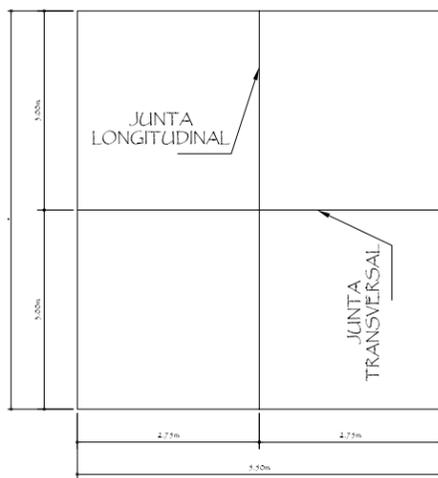
SECCION TIPICA CON CUNETA TIPO L REVESTIDA
ESC 1:25



ALINEACION EN CURVA
ESC 1:25

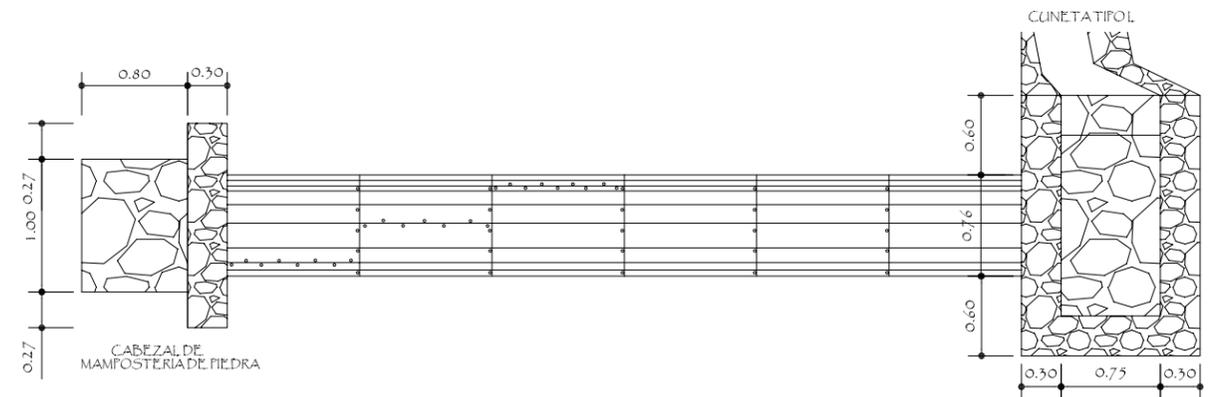


DETALLE DE CUNETA TIPO L REVESTIDA
ESC 1:25

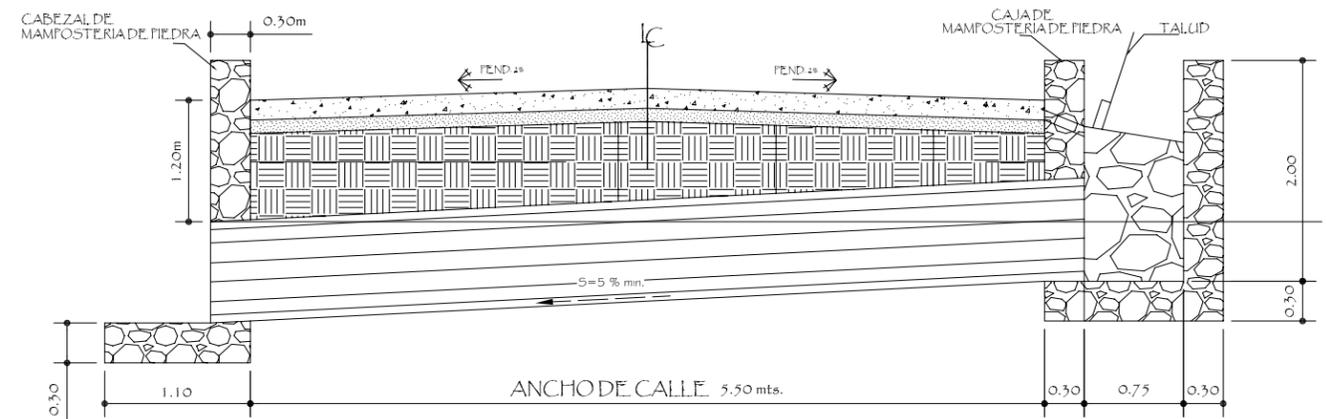


DETALLE DE JUNTA
ESC 1:5

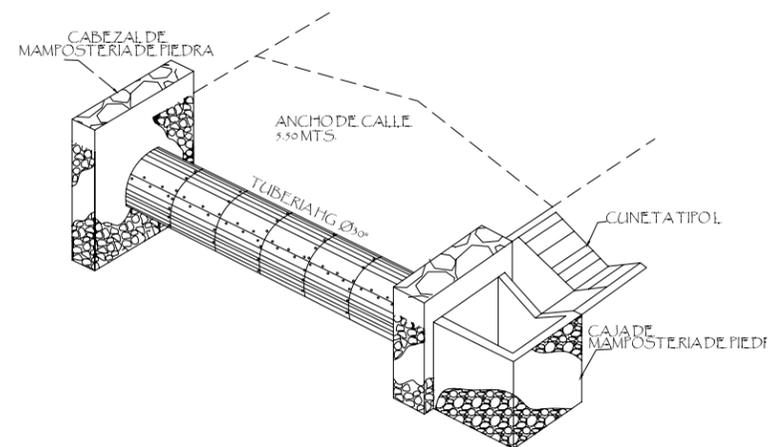
DETALLE DE FUNDICION DE LOSA
TODAS LAS JUNTAS SON ASERRADAS
ESC 1:50



PLANTA DRENAJE TRANSVERSAL
ESC 1:25

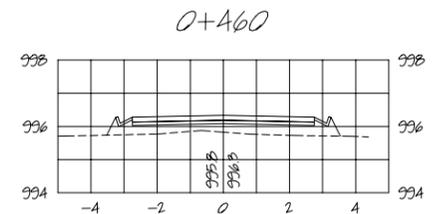
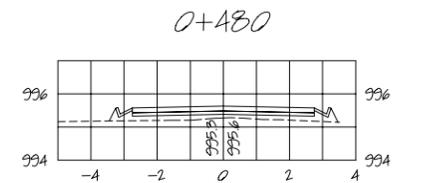
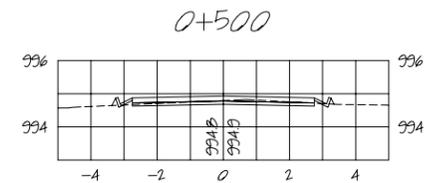
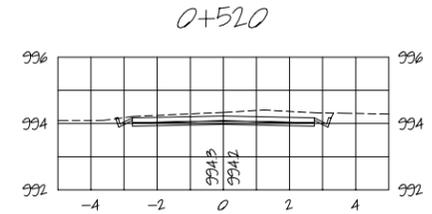
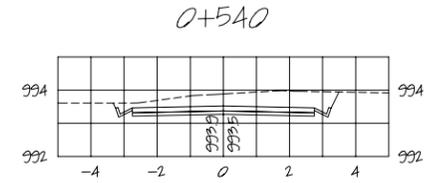
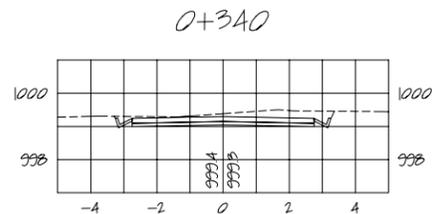
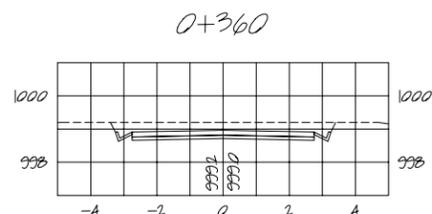
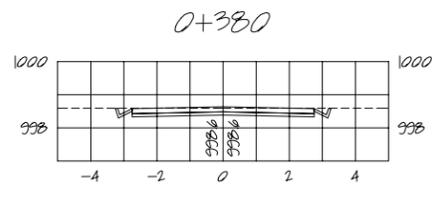
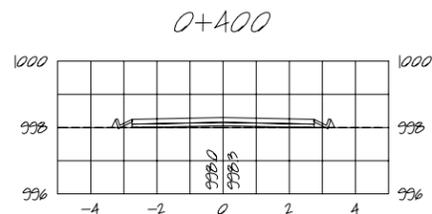
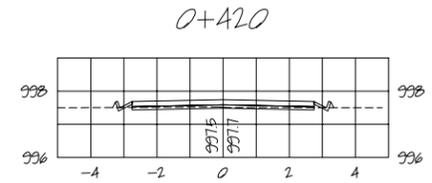
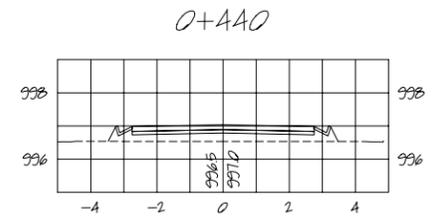
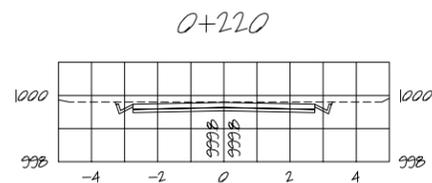
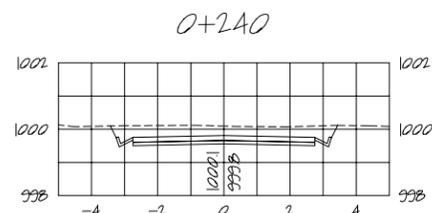
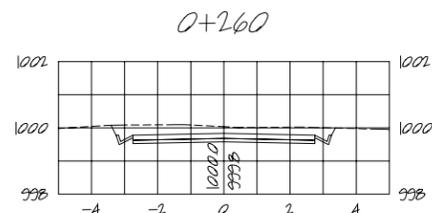
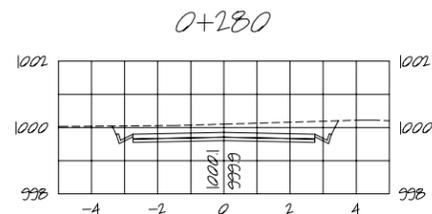
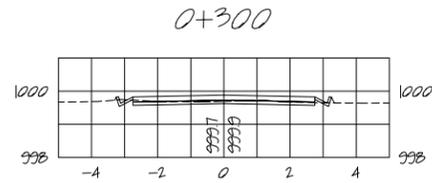
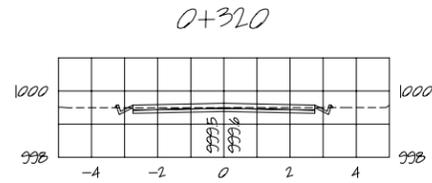
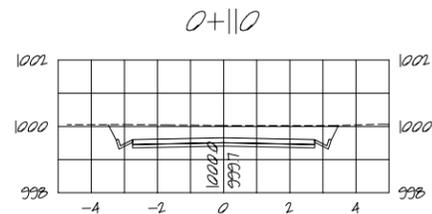
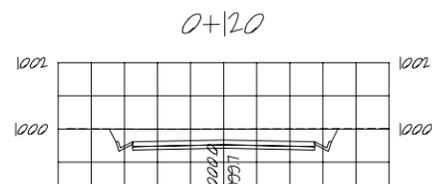
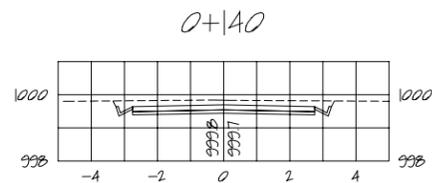
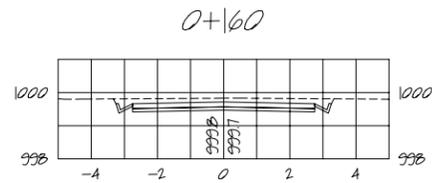
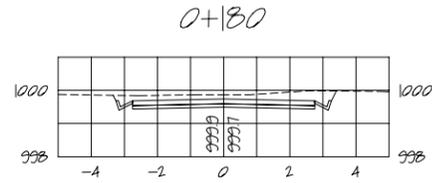
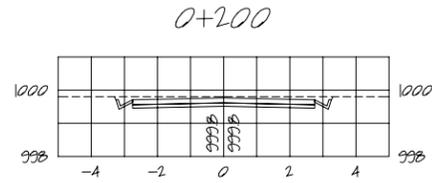
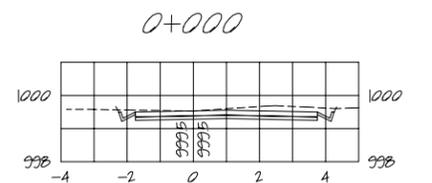
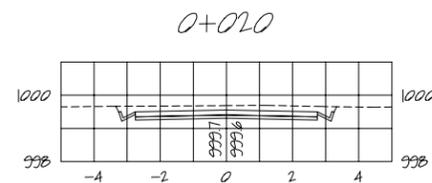
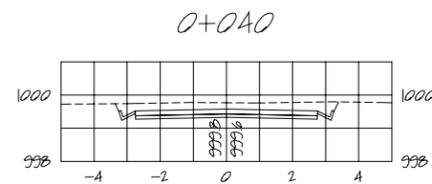
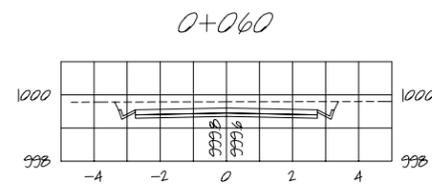
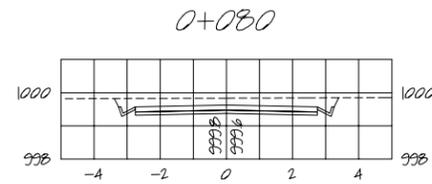
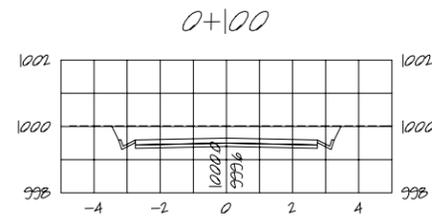


SECCION DRENAJE TRANSVERSAL
ESC 1:25



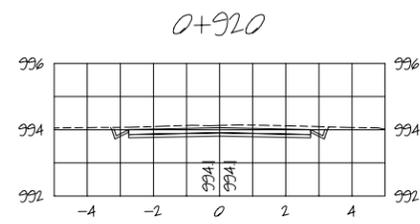
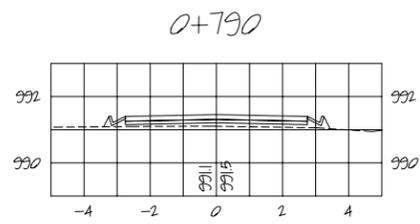
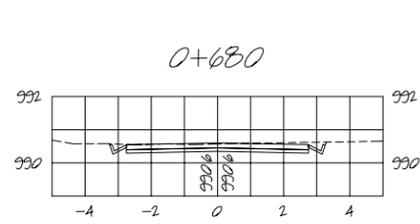
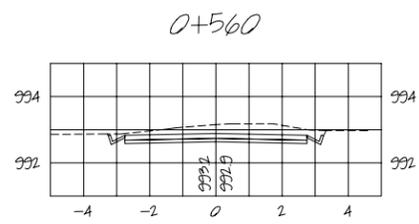
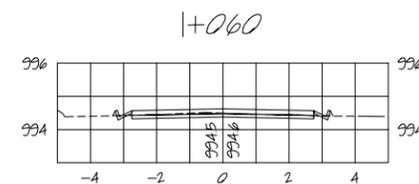
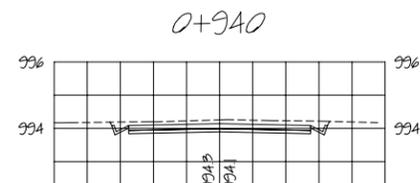
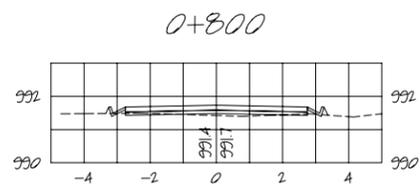
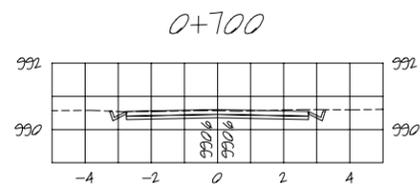
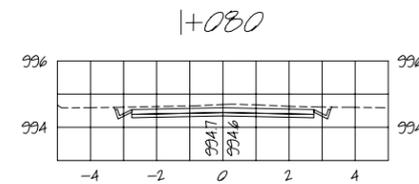
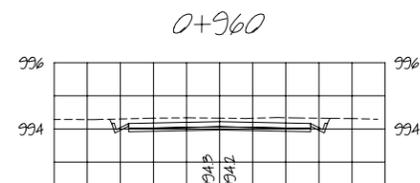
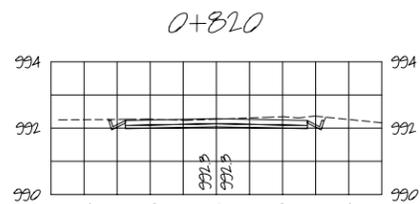
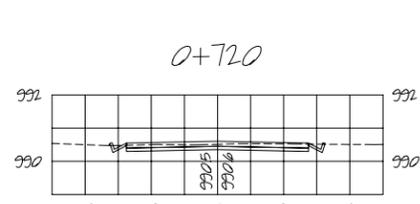
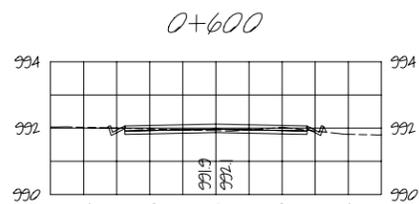
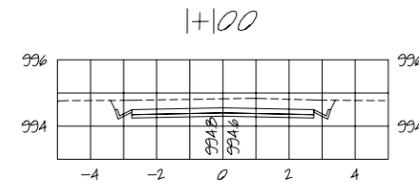
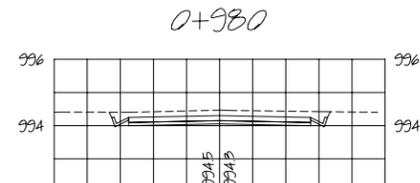
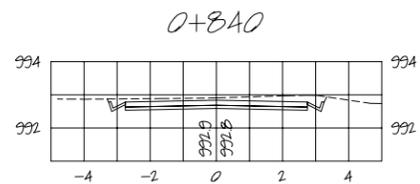
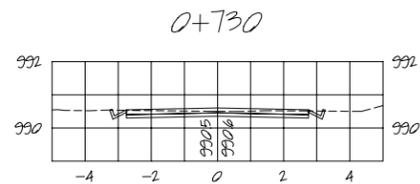
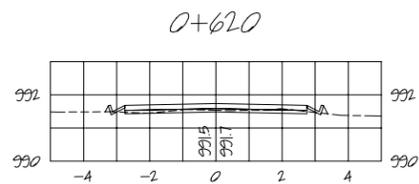
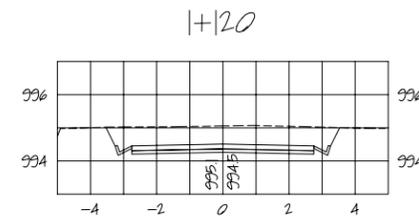
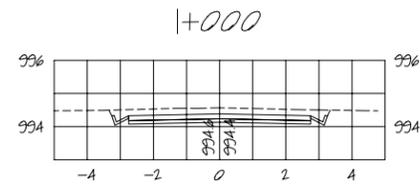
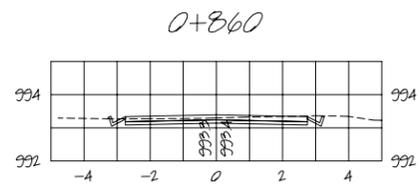
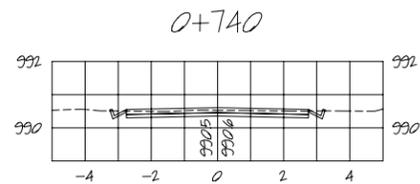
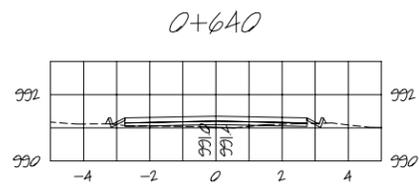
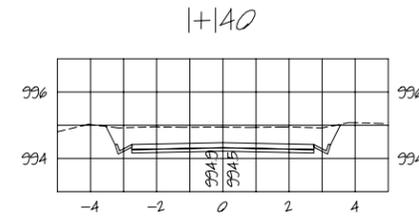
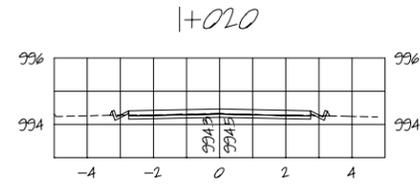
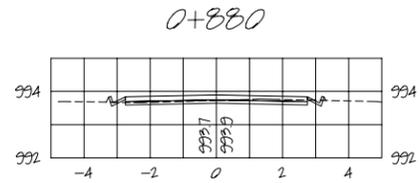
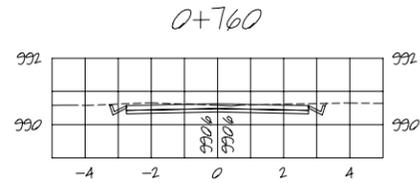
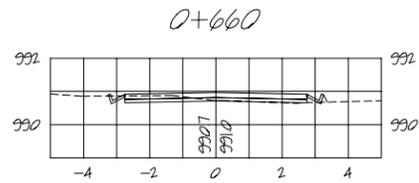
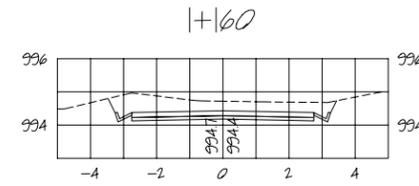
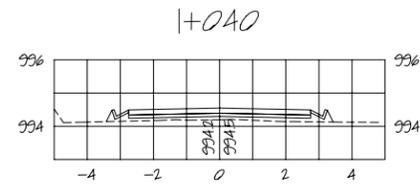
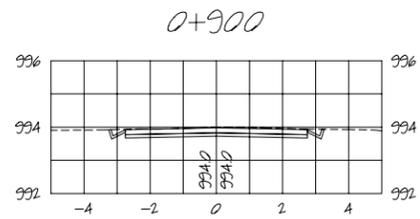
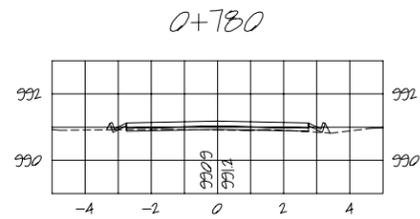
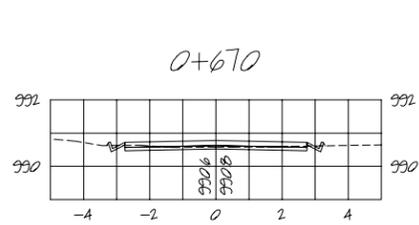
ISOMETRICO DRENAJE TRANSVERSAL
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EN		
MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
PROYECTO:	PROYECTO DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FRONTERAS	ESCALA:
MUNICIPIO:	MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	INDICADA
CONTENIDO:	DETALLE DE SECCION TIPICA Y DRENAJE TRANSVERSAL	FECHA:
		NOVIEMBRE 2015
ASESOR:	ING. JUAN MERCADERES	PROFESOR:
		ANDREA ROCIO VASQUEZ
PROFESOR:	ANDREA ROCIO VASQUEZ	FECHA:
		NOVIEMBRE 2015



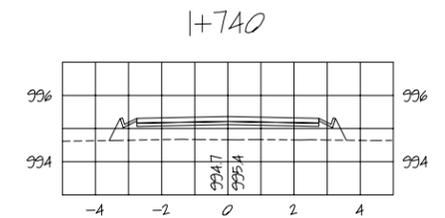
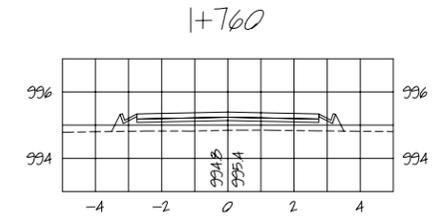
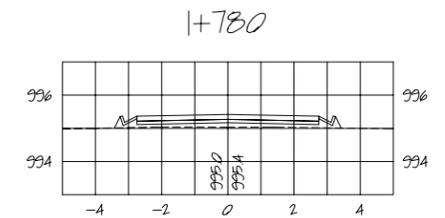
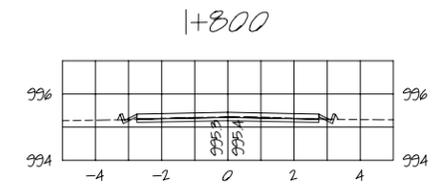
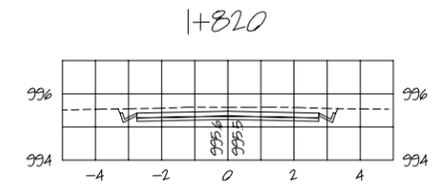
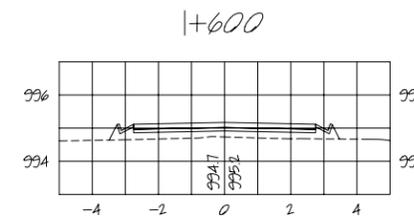
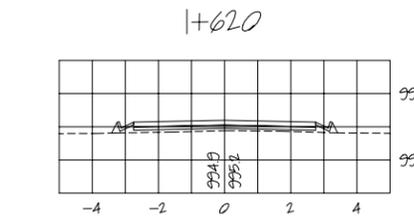
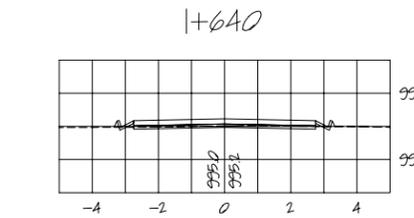
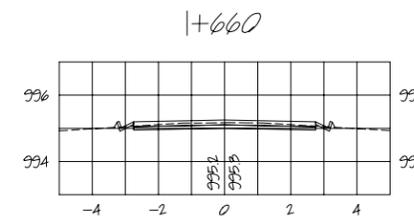
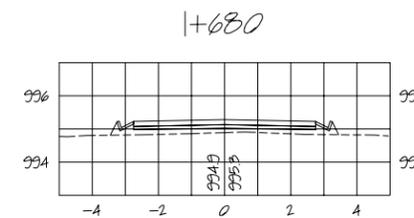
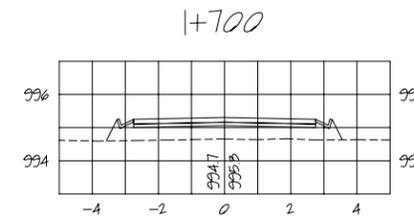
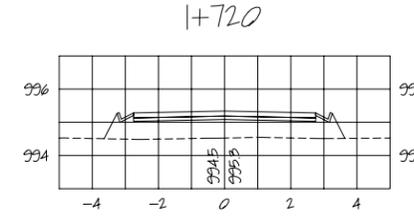
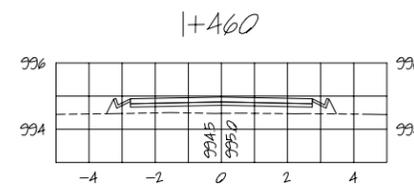
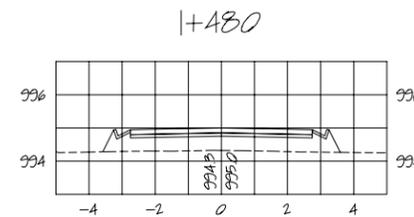
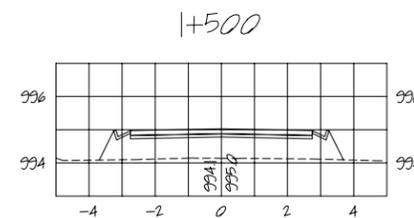
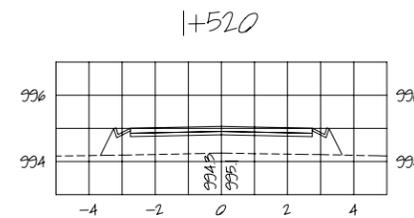
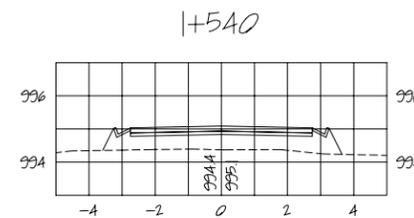
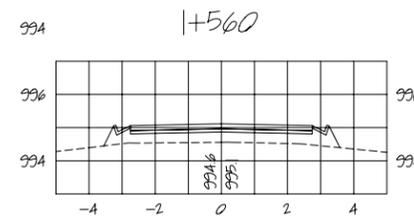
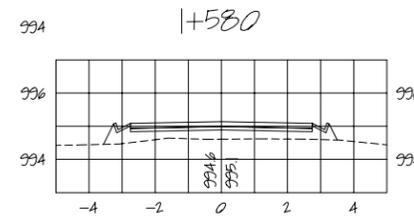
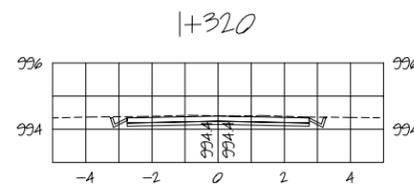
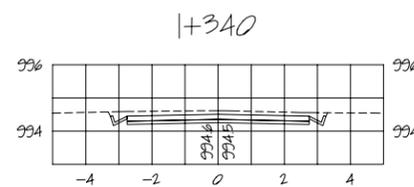
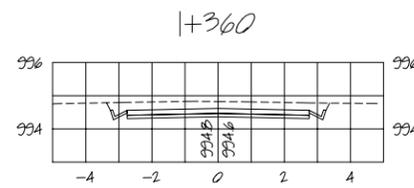
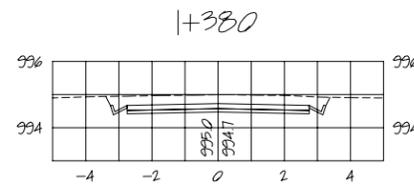
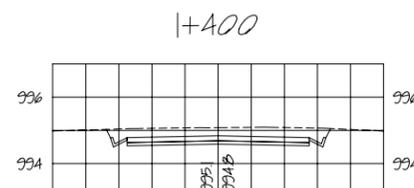
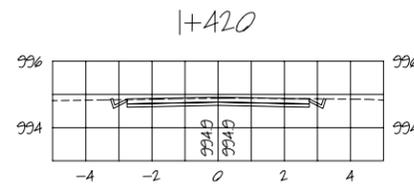
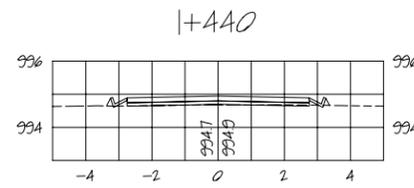
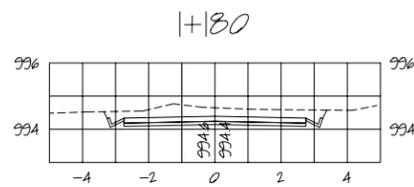
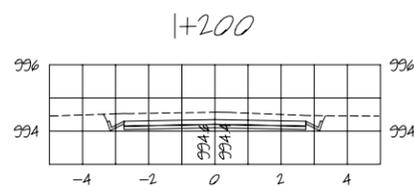
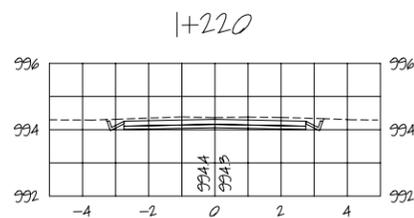
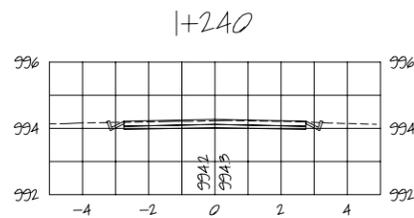
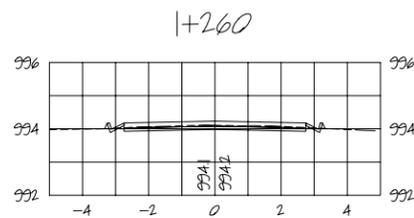
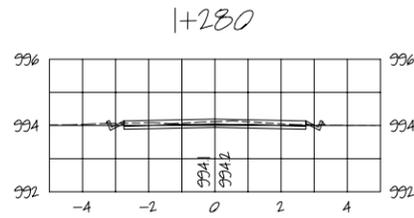
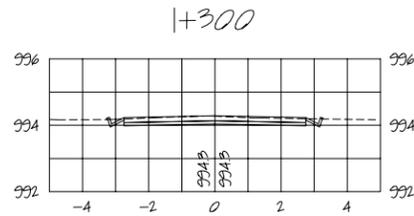
SECCIONES TRANSVERSALES
 ESC VER 1:20
 ESC HOR 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE STANZUELA DE CAJAFES		
PROYECTO: PROMOCION DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS RONTAS MUNICIPIO DE STANZUELA DE CAJAFES DEPARTAMENTO DE CAJAFES	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES 0+000 - 0+460	FECHA: NOVIEMBRE 2015	
ASISTENTE: ING. JUAN MERRICO COS CARRERA 2201-1917	TITULO: ANDREA ROCIO VASQUEZ CARRERA 2201-1917	FECHA:
INSTITUTO VECINAL DE STANZUELA DE CAJAFES		



SECCIONES TRANSVERSALES
 ESC VER 1:100
 ESC HOR 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
PROYECTO: PROMOCION DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FLORES MUNICIPIO DE ESTANUZUELA DEPARTAMENTO DE CAJAMALES	ESCALA: INDICADA	FECHA: NOVIEMBRE 2015
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES 0+560 - 0+980		
ASISTENTE: ING. LIAN MERCED COS C.A. 22011-1917	TITULO: ANDREA ROCIO VASQUEZ C.A. 22011-1917	FEELACION: 
INSTITUCION: UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		



⊕
+
⊕

SECCIONES TRANSVERSALES
ESC VER 1:100
ESC HOR 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EN MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
PROYECTO PROYECTO DE CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FLORES MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE SACAPAZ	ESCALA INDICADA	FECHA NOVIEMBRE 2015
SECCIONES TRANSVERSALES 1+180 - 1+820		
ASESOR ING. JUAN MÉRICO Carné 22011-117	PROFESOR ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ Carné 22011-117	FECHA NOVIEMBRE 2015
PROFESOR ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ Carné 22011-117		809

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	Square Meters		Cubic Meters		Cubic Meters	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
0+000	0.00	0.00	17.19	0.00	17.19	0.00
0+020	2.58	0.00	55.96	0.00	73.15	0.00
0+040	3.02	0.00	60.42	0.00	133.58	0.00
0+060	3.02	0.00	61.85	0.00	195.42	0.00
0+080	3.17	0.00	74.14	0.00	269.56	0.00
0+100	4.28	0.00	42.92	0.00	312.48	0.00
0+110	4.31	0.00	41.49	0.00	353.97	0.00
0+120	3.99	0.00	46.95	0.00	400.92	0.00
0+140	1.03	0.00	18.87	0.00	419.79	0.00
0+160	0.86	0.00	20.30	0.00	440.09	0.00
0+180	1.18	0.00	15.26	0.00	455.36	0.00
0+200	0.41	0.00	6.75	0.00	462.11	0.00
0+220	0.27	0.00	20.74	0.00	482.85	0.00
0+240	2.10	0.00	36.95	0.00	519.80	0.00
0+260	1.61	0.00	34.51	0.00	554.31	0.00
0+280	1.85	0.00	12.31	7.12	566.62	7.12
0+300	0.00	1.07	0.00	17.35	566.62	24.47
0+320	0.00	0.68	4.93	4.54	571.55	29.01
0+340	0.74	0.00	23.99	0.00	595.54	29.01
0+360	1.73	0.00	11.52	0.63	607.06	29.65
0+380	0.00	0.10	0.00	15.79	607.06	45.44
0+400	0.00	1.85	0.00	31.80	607.06	77.24
0+420	0.00	1.34	0.00	44.29	607.06	121.53
0+440	0.00	3.23	0.00	68.74	607.06	190.27
0+460	0.00	3.65	0.00	33.57	607.06	223.85
0+470	0.00	3.07	0.00	28.51	607.06	252.35
0+480	0.00	2.64	0.00	35.96	607.06	288.31
0+500	0.00	1.07	4.92	8.04	611.98	296.35
0+520	0.74	0.01	29.05	0.09	641.03	296.44
0+540	2.31	0.00	35.74	0.00	676.77	296.44
0+560	1.31	0.00	8.73	3.59	685.49	300.03
0+580	0.00	0.53	0.00	13.93	685.49	313.96
0+600	0.00	0.88	0.00	21.59	685.49	335.55
0+620	0.00	1.29	0.00	29.77	685.49	365.32
0+640	0.00	1.69	0.00	28.55	685.49	393.87
0+660	0.00	1.18	0.00	10.78	685.49	404.65
0+670	0.00	1.00	0.27	4.31	685.76	408.96
0+680	0.08	0.05	1.14	1.35	686.89	410.31
0+700	0.03	0.09	0.23	4.77	687.12	415.08
0+720	0.00	0.43	0.00	4.19	687.12	419.27
0+730	0.00	0.41	0.00	4.31	687.12	423.58
0+740	0.00	0.45	0.77	4.02	687.90	427.60
0+760	0.12	0.03	0.77	12.55	688.67	440.15
0+780	0.00	1.63	0.00	19.52	688.67	459.67
0+790	0.00	2.30	0.00	20.00	688.67	479.67
0+800	0.00	1.72	1.42	12.64	690.10	492.31
0+820	0.21	0.02	8.81	0.10	698.90	492.41
0+840	0.72	0.00	4.91	2.58	703.81	495.00
0+860	0.00	0.39	0.00	13.34	703.81	508.34
0+880	0.00	0.99	0.72	7.84	704.54	516.19
0+900	0.11	0.03	5.80	0.17	710.34	516.35
0+920	0.52	0.00	12.51	0.00	722.85	516.35
0+940	0.73	0.00	15.88	0.00	738.73	516.35
0+960	0.86	0.00	19.05	0.00	757.78	516.35
0+980	1.05	0.00	22.16	0.00	779.94	516.35
1+000	1.16	0.00	7.76	6.39	787.70	522.75
1+020	0.00	0.96	0.00	32.13	787.70	554.87
1+040	0.00	2.36	0.00	32.27	787.70	587.14
1+060	0.00	0.97				

1+080	0.52	0.00	3.47	6.47	791.17	593.61
1+100	1.85	0.00	22.38	0.00	813.55	593.61
1+120	3.76	0.00	55.03	0.00	868.58	593.61
1+140	3.34	0.00	70.99	0.00	939.56	593.61
1+160	2.39	0.00	57.12	0.00	996.68	593.61
1+180	1.66	0.00	40.35	0.00	1037.03	593.61
1+200	1.34	0.00	29.92	0.00	1066.95	593.61
1+220	0.48	0.00	17.42	0.00	1084.37	593.61
1+240	0.00	0.23	3.19	1.53	1087.56	595.14
1+260	0.00	0.88	0.00	10.36	1087.56	605.50
1+280	0.00	0.58	0.00	14.50	1087.56	620.00
1+300	0.01	0.23	0.09	7.88	1087.65	627.88
1+320	0.17	0.00	1.57	1.78	1089.22	629.65
1+340	0.72	0.00	8.32	0.03	1097.54	629.68
1+360	1.44	0.00	21.24	0.00	1118.78	629.68
1+380	1.78	0.00	32.19	0.00	1150.97	629.68
1+400	1.74	0.00	35.22	0.00	1186.19	629.68
1+420	0.00	0.15	11.60	1.00	1197.78	630.68
1+440	0.00	1.66	0.00	15.41	1197.78	646.09
1+460	0.00	3.17	0.00	47.49	1197.78	693.58
1+480	0.00	4.65	0.00	77.65	1197.78	771.23
1+500	0.00	6.16	0.00	107.71	1197.78	878.94
1+520	0.00	5.61	0.00	117.65	1197.78	996.58
1+540	0.00	4.85	0.00	104.44	1197.78	1101.03
1+560	0.00	3.85	0.00	86.74	1197.78	1187.76
1+580	0.00	3.56	0.00	74.08	1197.78	1261.85
1+600	0.00	3.07	0.00	66.31	1197.78	1328.15
1+620	0.00	2.16	0.00	52.10	1197.78	1380.25
1+640	0.00	1.29	0.00	34.19	1197.78	1414.44
1+660	0.00	0.70	0.00	19.64	1197.78	1434.08
1+680	0.00	2.68	0.00	31.66	1197.78	1465.74
1+700	0.00	4.42	0.00	70.25	1197.78	1535.99
1+720	0.00	5.51	0.00	99.12	1197.78	1635.11
1+740	0.00	4.64	0.00	101.43	1197.78	1736.54
1+760	0.00	3.63	0.00	82.48	1197.78	1819.02
1+780	0.00	2.43	0.00	60.14	1197.78	1879.17
1+800	0.00	0.97	0.00	32.86	1197.78	1912.02
1+820	0.85	0.00	5.66	6.45	1203.44	1918.48
			0.00	0.00	1203.44	1918.48

TABLA MOVIMIENTO DE TIERRA

VOLUMEN TOTAL DE CORTE: 1,203.44 M³
 VOLUMEN TOTAL DE RELLENO: 1,918.48 M³



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN LA CACAPÁ

PROYECTO: CARRETERA HACIA EL BARRIO LAS FLORES
 MUNICIPIO DE SAN JUAN LA CACAPÁ DEPARTAMENTO DE CACAPÁ

ESCALA: INDICADA

CONTENIDO: TABLA MOVIMIENTO DE TIERRAS

FECHA: NOVIEMBRE 2015

ASESOR: ING. JUAN MERCADERES

TÍTULO: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ
Carné 220111017

FECHA: 2015

PROFESOR: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ
Carné 220111017

TÍTULO: ANDRÉS AROCIO VÁSQUEZ
Carné 220111017

2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
AV. LA PAZ 10-1000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
AV. LA PAZ 10-1000

ANEXOS

- Análisis Físico Químico y Bacteriológico
- Ensayo de Compactación
- Ensayo de Razón Soporte California (CBR)
- Análisis Granulométrico, con tamices y con lavado previo
- Ensayo de Límites de Atterberg

Anexo 1. Análisis Físico Químico y Bacteriológico

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS FISICO QUIMICO Y BACTERIOLOGICO

Lugar: Aldea El Guayabal
 Fuente: Pozo
 Día: 26/10/2010 Hora: 09:30 a.m.
 Condiciones de Transporte: Hielera
 Tomada por: Andrea Rocío Vásquez Ruballos
 Interesado: Andrea Rocío Vásquez Ruballos
 Depto: Zacapa Municipio: Estanzuela

FISICO-QUÍMICO

No.	Analisis	Resultado	unidades
1	Alcalinidad	536	mg/ L CaCO ₃
2	Dureza	262	mg/L CaCO ₃
3	Cloruros	166	mg/L Cl ⁻
4	Fluoruros	0.81	mg/L F ⁻
5	Amoniac	0.0732	mg/L NH ₃
6	Amonio	0.077	mg/L NH ₄
7	Nitratos	259.6	mg/L NO ₃
8	Nitritos	0.036	mg/L NO ₂
9	Hierro	0.06	mg/L Fe
10	Manganeso	0	mg/L Mn
11	Color	1	Unidades
12	Turbiedad	0.36	NTU
13	Olor	Inodora	
14	Conductividad	2360	μS/cm
15	Sólidos disueltos	1252	mg/L
16	pH	7.3	Unidades
17	Sulfatos	575	mg/L SO ₄
18	Calcio	76.152	Ca
19	Aspecto	claro	

BACTEREOLÓGICO			
20	Coliformes Totales	525	NMP/100 cm ³
21	Coliformes Fecales	0	NMP/100 cm ³

[Handwritten Signature]
ZENON MUCH SANTOS
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria

Escuelas: Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Escuela de Ciencias, Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Humanos (ERIS), Posgrado Maestría en Sistemas Mención Construcción y Mención Ingeniería Vial. **Carreras:** Ingeniería Mecánica, Ingeniería Electrónica, Ingeniería en Ciencias y Sistemas, Licenciatura en Matemática, Licenciatura en Física. **Centros:** de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM). Guatemala, Ciudad Universitaria, Zona 12, Guatemala, Centroamérica.

Anexo 2. Ensayo de Compactación

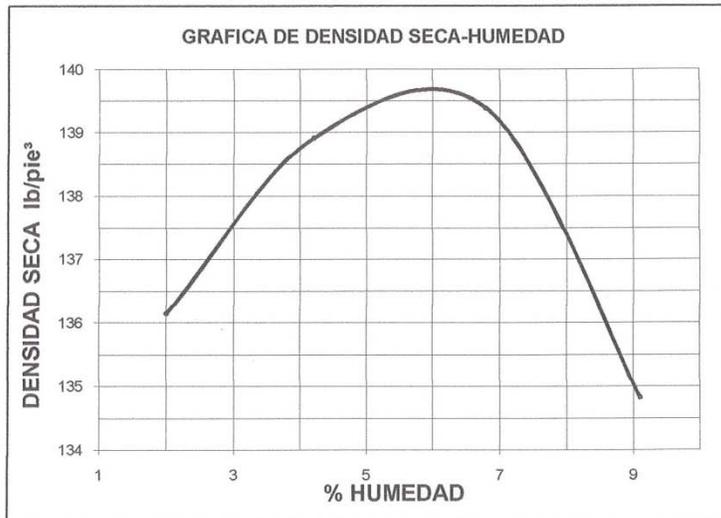


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 21231

INFORME No. 330 S.S. O.T. No.: 27,465
 Interesado: Andrea Rocío Vásquez Ruballos
 Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
 Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
 Proyecto: EPS-Diseño de Carretera.
 Ubicación: Barrio Las Rositas, Municipio de Estandzuela, Departamento de Zacapa.
 Fecha: 05 de noviembre de 2010



Muestra No.: 1
 Descripción del suelo: Arena limosa color café con fragmentos de grava.
 Densidad seca máxima γ_d : 2,238 Kg/m³ 139.7 lb/ft³
 Humedad óptima Hop.: 6.0 %
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.:

Inga. Telma Marcela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Medrano Mendez
 Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Anexo 3. Ensayo de Razón Soporte California (CBR)



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

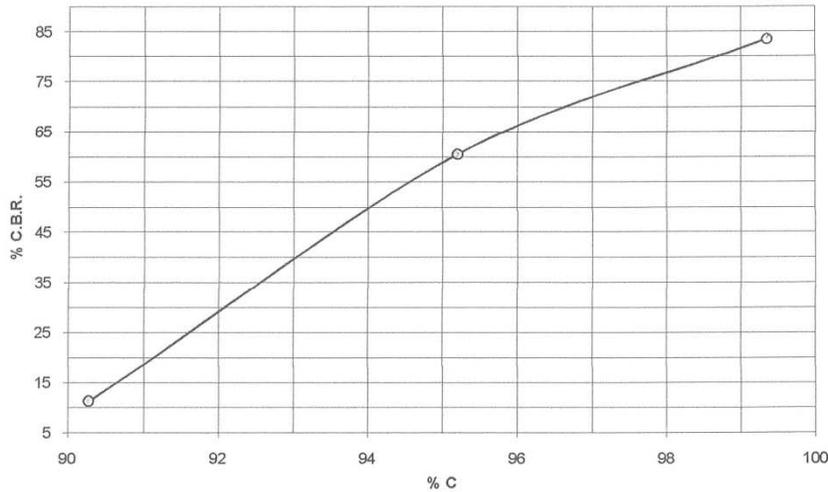


Nº 21232

INFORME No.: 331 S.S. O.T. No.: 27,465
 Interesado: Andrea Rocío Vásquez Ruballos
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O.T-193
 Proyecto: EPS-Diseño de Carretera.
 Ubicación: Barrio Las Rositas, Municipio de Estanduela, Departamento de Zacapa.
 Descripción del suelo: Arena limosa color café con fragmentos de grava.
 Muestra No.: 1
 Fecha: 05 de noviembre de 2010

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d b/pie ³			
1	10	6.50	126.1	90.3	0.26	11.2
2	30	6.50	133.0	95.2	0.24	60.6
3	65	6.50	138.8	99.4	0.24	83.5

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Medrano Mendez
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Anexo 4. Análisis Granulométrico, con tamices y con lavado previo



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



Nº 21234

INFORME No. 332 S.S.

O.T. No. 27,465

Interesado: Andrea Rocío Vásquez Ruballos

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 de Carretera.

Ubicación: Barrio Las Rositas, Municipio de Estandzuela, Departamento de Zacapa.

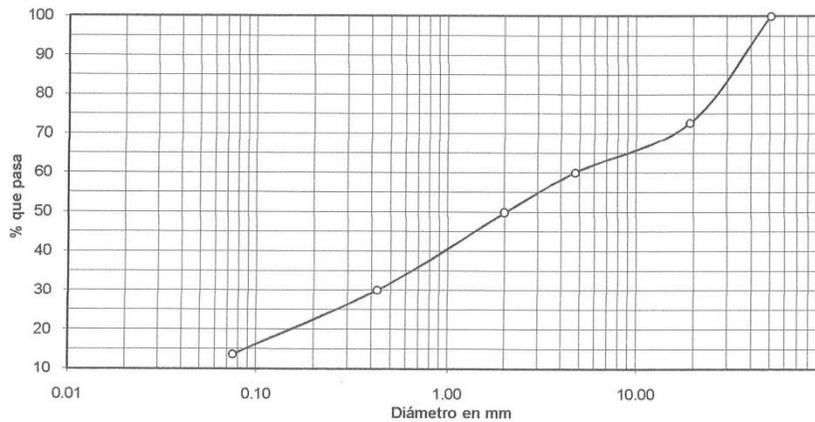
Fecha: 05 de noviembre de 2010

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.80	100.00
3/4"	19	72.72
4	4.75	60.07
10	2	49.82
40	0.425	30.05
200	0.075	13.68

% de Grava: 39.93

% de Arena: 46.39

% de finos: 13.68



Descripción del suelo: Arena limosa color café con fragmentos de grava.

Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-1-b

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.



Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CIMUSAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —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>

Anexo 5. Ensayo de Límites de Atterberg



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



Nº 21235

INFORME No. 333 S. S. O.T.: 27,465

Interesado: Andrea Rocío Vásquez Ruballos
Proyecto: EPS-Diseño de Carretera.
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Barrio Las Rositas, Municipio de Estanzuela, Departamento de Zacapa.
FECHA: 05 de noviembre de 2010

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0.0	0.0	ML	Arena limosa color café con fragmentos de grava.

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

