



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

**PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES
EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO
DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS
MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO**

Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, mayo de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES
EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO
DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS
MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

YURY ALEXANDER EFRAÍN RIVERA ARREAGA
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL I	
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO


DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merk Cos
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:

**PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES
EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO
DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS
MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 31 de octubre de 2013.


Yury Alexander Efraim Rivera Arreaga

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 16 de septiembre de 2014
Ref.EPS.DOC.969.09.14

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga** con carné No. **200618040**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
4 de febrero de 2015

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


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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

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



Guatemala,
12 de febrero de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga, con Carnet No. 200618040, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

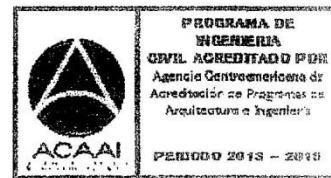
ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

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



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 13 de marzo de 2015
Ref.EPS.D.128.03.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga, carné 200618040**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Director de la Unidad de EPS
Universidad de San Carlos de Guatemala

DIRECCIÓN
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

Facultad de Ingeniería

SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga, titulado PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro
FRANCO RECTOR



Guatemala, mayo 2015.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 207.2015

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: **PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES EN EL BARRIO EL CALVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO Y DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario: **Yury Alexander Efraín Rivera Arreaga**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Angel Roberto Sic García
Decano

Guatemala, 15 de mayo de 2015

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Mi madre	Gladys Arreaga, quien ha sido la inspiración para alcanzar mis metas.
Mi padre	Yury Rivera, por su apoyo y ejemplo, siempre estaré muy agradecido.
Mis hermanos y hermanas	Edwin, Javier, Emily y Sofía Rivera Arreaga a quienes aprecio y quiero con todo el corazón.
Mi familia	Para que este sea uno de muchos éxitos en la familia Rivera.
Mi novia	Por su apoyo y palabras de aliento.

AGRADECIMIENTOS A:

Mi padre

Por darme la mejor herencia que un padre le puede brindar a un hijo como es el estudio.

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por abrirme las puertas y ser parte integral de mi formación.

**Mis compañeros de la
Facultad**

Por haber estado en las buenas y malas, siempre apoyándonos.

**Inga. Carmen Barrios,
Departamento de
Drenajes,
Quetzaltenango**

Por darme la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Ubicación y localización geográfica.....	1
1.2. Actividad económica.....	2
1.3. Fisiografía.....	3
1.4. Hidrografía.....	4
1.5. Suelos.....	5
1.6. Clima	10
1.7. Datos históricos	10
1.8. Costumbres y tradiciones	12
1.9. Educación.....	12
1.10. Minería.....	13
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	17
2.1. Propuesta para la solución al problema de manejo de aguas pluviales en el barrio El Calvario, zona 1 de Quetzaltenango.	17
2.1.1. Delimitación del área de estudio y cuencas que tributan al barrio El Calvario.....	17

2.1.2.	Planteamiento de las causas que provocan los problemas de inundación.	19
2.1.3.	Análisis de la red de drenajes actual.	21
2.1.4.	Análisis de las subcuencas mediante ArcGis versión 9.3.	22
2.1.5.	Análisis de uso de suelo.	36
2.1.6.	Estudio topográfico del área.	36
2.1.6.1.	Altimetría	36
2.1.7.	Estaciones meteorológicas e hidrológicas.	38
2.1.8.	Características de la precipitación.	39
2.1.9.	Estimación de los caudales máximos probables.	40
2.1.9.1.	Método racional.	40
2.1.10.	Pruebas de infiltración.	48
2.1.11.	Diseño de propuestas a corto plazo.	49
2.1.11.1.	Pozos de absorción.	49
2.1.11.2.	Diseño de tanques desarenadores.	53
2.1.12.	Planteamiento de propuestas a mediano y largo plazo.	57
2.1.12.1.	Conducción de agua pluvial al zanjón Calderón.	57
2.1.12.1.1.	Zampeado.	58
2.1.12.2.	Incremento en diámetro de la tubería que conecta con el zanjón Calderón.	61
2.1.12.3.	Pavimentación de calles.	64
2.1.13.	Presupuesto y cronograma de propuestas a corto plazo.	66
2.2.	Diseño de la ampliación y mejoramiento de la carretera hacia el sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango.	69

2.2.1.	Análisis de la situación actual de la carretera.	69
2.2.2.	Estudio topográfico preliminar.	69
2.2.2.1.	Planimetría.....	71
2.2.2.2.	Altimetría.....	72
2.2.3.	Estudio de suelos.	73
2.2.3.1.	Capacidad Soporte de Suelo (CBR). ...	73
2.2.3.1.1.	Análisis de resultados...	74
2.2.4.	Vehículo de diseño	75
2.2.5.	Velocidad de diseño	76
2.2.6.	Diseño geométrico horizontal.	77
2.2.6.1.	Curvas circulares horizontales.....	77
2.2.6.2.	Peraltes.	84
2.2.7.	Diseño geométrico vertical.	87
2.2.7.1.	Curvas verticales.	87
2.2.8.	Movimiento de tierras	94
2.2.8.1.	Secciones transversales.....	94
2.2.8.2.	Cálculo de volúmenes	96
2.2.8.3.	Reacondicionamiento de la subrasante.....	99
2.2.8.3.1.	Escarificación, tendido y conformación.	99
2.2.8.3.2.	Cortes mayores de 200 mm.	100
2.2.8.3.3.	Compactación.....	100
2.2.8.4.	Base.	100
2.2.8.4.1.	Colocación de base. ...	102
2.2.8.4.2.	Riego de agua.	102

	2.2.8.4.3.	Conformación y compactación de base.	102
	2.2.8.4.4.	Control de calidad del material para base.	103
	2.2.8.4.5.	Control de calidad y tolerancia en los requisitos de construcción.	104
2.2.9.		Diseño de pavimento rígido.	106
	2.2.9.1.	Espesor de pavimento.	106
	2.2.9.1.1.	Variables de diseño.	108
	2.2.9.1.2.	Características estructurales.	119
	2.2.9.1.3.	Análisis de resultados .	122
	2.2.9.2.	Diseño de mezcla.	123
	2.2.9.2.1.	Selección de asentamiento.	123
	2.2.9.2.2.	Selección de tamaño máximo nominal de agregado.	124
	2.2.9.2.3.	Resistencia de diseño.	126
	2.2.9.2.4.	Relación agua/cemento.	127
	2.2.9.2.5.	Estimación de la cantidad de agua y contenido de aire.	127

	2.2.9.2.6.	Contenido de cemento.....	128
	2.2.9.2.7.	Volumen de agregado grueso.	129
	2.2.9.2.8.	Peso volumétrico del agregado grueso.	130
	2.2.9.2.9.	Estimación de la masa del concreto.	130
	2.2.9.2.10.	Peso volumétrico del agregado fino.....	131
	2.2.9.2.11.	Ajuste por humedad. ..	132
	2.2.9.2.12.	Proporcionamiento.	132
2.2.9.3.	Juntas	transversales y longitudinales.....	133
	2.2.9.3.1.	Juntas de contracción.	133
	2.2.9.3.2.	Juntas de construcción.	135
	2.2.9.3.3.	Juntas de dilatación....	135
2.2.10.	Especificaciones de los materiales para concreto hidráulico.		136
	2.2.10.1.	Cementos hidráulicos.	136
	2.2.10.2.	Agregado fino.	137
	2.2.10.3.	Agregado grueso.	137
	2.2.10.4.	Agua.	138
2.2.11.	Evaluación y aceptación del concreto.....		138
	2.2.11.1.	Número y frecuencia de las muestras.....	138
	2.2.11.2.	Toma de la muestra.....	139
2.2.12.	Temperatura del concreto.....		139

2.2.13.	Drenajes superficiales.	139
2.2.13.1.	Cunetas	140
2.2.13.2.	Contracunetas	146
2.2.13.3.	Bombeo	147
2.2.14.	Obras de cruce.	147
2.2.14.1.	Desarenadores.....	147
2.2.14.2.	Transversales.....	148
2.2.15.	Planos	152
2.2.16.	Presupuesto y cronograma de ejecución	152
2.2.17.	Manual de mantenimiento del pavimento rígido. ...	155
2.2.17.1.	Llenar y sellar las juntas y grietas.	155
2.2.17.2.	Reparación de las áreas fragmentadas.	156
2.2.17.3.	Bacheo de áreas.	156
2.2.17.4.	Reparación de las áreas dañadas por asentamientos o bombeo.	157
2.2.17.5.	Tratamiento de pavimentos combados.....	158
2.2.17.6.	Drenajes.....	158
2.2.18.	Estudio de impacto ambiental.	159
CONCLUSIONES.....		165
RECOMENDACIONES		167
BIBLIOGRAFÍA.....		169
APÉNDICES.....		171
ANEXOS.....		¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.93

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación del proyecto.....	2
2.	Localización del área de estudio	18
3.	Ubicación de cuencas que tributan al barrio El Calvario	19
4.	Buscar y seleccionar las curvas a nivel del área.....	22
5.	Curvas a nivel proporcionado por el IGN a un intervalo de 10 metros	23
6.	Creación de TIN	24
7.	Curvas de nivel	25
8.	Convertir el TIN a Raster.....	25
9.	Seleccionar el TIN.....	26
10.	Generar el Raster.....	26
11.	Ruta de guardado de información	27
12.	Generar <i>fill</i>	28
13.	Direcciones de los drenes	28
14.	Direcciones de flujo.....	29
15.	Cálculo de acumulación hídrica	30
16.	Red de cauces	30
17.	Generación de sistema de coordenadas.....	31
18.	Carga del sistema de coordenadas a red de cauces	32
19.	Creación coordenada Z.....	32
20.	Determinación de subcuenca.....	33
21.	Área de subcuenca	34
22.	Cuencas tributarias	34

23.	Colocación de puntos en los parteaguas	35
24.	Curvas de nivel a cada 10 metros.....	37
25.	Curvas intensidad, duración y frecuencia de la estación meteorológica Labor Ovalle	46
26.	Área tributaria del zanjón Calderón.....	62
27.	Calles sin pavimentar.....	65
28.	Elementos geométricos de una curva circular simple	79
29.	Planta de curvas horizontales 1 y 2	83
30.	Tipos de curvas verticales	87
31.	Elementos de una curva vertical.....	90
32.	Hoja de cálculo de curva vertical 1	92
33.	Cálculo de volumen de tierra	97
34.	Volumen de corte y relleno	98
35.	Distancia de paso entre dos estaciones	99
36.	Caudal de servicio	145

TABLAS

I.	Indicadores educativos en Quetzaltenango para 2012	13
II.	Información de la estación meteorológica.....	38
III.	Coeficientes de escorrentía	42
IV.	Uso de suelo y coeficiente de escorrentía, subcuenca 1	43
V.	Uso de suelo y coeficiente de escorrentía, subcuenca 2	43
VI.	Uso de suelo y coeficiente de escorrentía, subcuenca 3.....	44
VII.	Tiempos de concentración para subcuencas en estudio	45
VIII.	Intensidades de lluvia para subcuencas en estudio.....	47
IX.	Tasa de infiltración para pozos de 27 y 30 metros	49
X.	Cálculo de dimensiones para el desareandor.....	56
XI.	Requerimiento de graduación para zampeado	60

XII.	Requerimientos físicos para Geotextil.....	61
XIII.	Resumen de presupuesto	67
XIV.	Cronograma de actividades del proyecto	68
XV.	Dimensiones de los vehículos de diseño según SIECA.....	75
XVI.	Grados de curva y radios de diseño.....	80
XVII.	Resumen de cálculos de curvas horizontales	84
XVIII.	Peralte necesario en curvas.....	86
XIX.	Valores K y longitud mínima de las curvas verticales	89
XX.	Resumen de curvas verticales	93
XXI.	Tabla de relaciones para el dibujo de taludes	95
XXII.	Períodos de análisis para carreteras.....	109
XXIII.	Factor de crecimiento de tránsito	112
XXIV.	Cálculo de ejes equivalentes.....	113
XXV.	Valores de la desviación estándar	115
XXVI.	Índice de serviciabilidad final.....	116
XXVII.	Coeficiente de drenaje	120
XXVIII.	Coeficientes de transferencia de carga	122
XXIX.	Asentamientos recomendados.....	124
XXX.	Resistencias a compresión	126
XXXI.	Resistencia a compresión a 28 días	127
XXXII.	Contenidos de agua recomendados	128
XXXIII.	Volumen de agregados	129
XXXIV.	Estimación de la masa del concreto.....	131
XXXV.	Longitudes recomendables y máximas de juntas de contracción	134
XXXVI.	Resumen del presupuesto	153
XXXVII.	Cronograma	154
XXXVIII.	Medidas de mitigación etapa de preconstrucción	160
XXXIX.	Medidas de mitigación etapa de preparación del sitio.....	161

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
kg	Kilogramos
km	Kilómetros
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m²/s	Metro cuadrado por segundo
m³	Metro cúbico
m³/s	Metro cúbico por segundo
m/s	Metro por segundo
mm	Milímetro

GLOSARIO

Absorción	Es la incorporación de una sustancia en otra.
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
Aguas pluviales	Agua derivada de cualquier tipo de precipitación.
Altimetría	Parte de la topografía utilizada para medir alturas.
ArcGis	Herramienta primaria usada por los profesionales del GIS para crear, modelar y almacenar la información geográfica. Está disponible en tres niveles funcionales: ArcView, ArcEditor y ArcInfo.
Caudal	Volumen de agua de lluvia por unidad de tiempo.
Cuenca	Área de terreno que drena el agua de lluvia a una sola unidad receptora como río, lago o mar.
GPS	Sistema de posicionamiento global que permite proporcionar una dirección disponible nueva, única e instantánea para cada punto de la superficie del planeta.

Planimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las proyecciones horizontales de una superficie.
Sección típica	Representación gráfica transversal de la subrasante y acotada que muestra las partes de una carretera.
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados sobre la superficie terrestre.
Talweg	Parte más baja de un valle por donde circula el agua.

RESUMEN

El presente proyecto pretende dar solución a los problemas de manejo de aguas pluviales en el barrio El Calvario, zona 1 de Quetzaltenango y realizar el diseño de la ampliación y mejoramiento del acceso hacia el sector Las Moras, incrementando de esta manera la calidad de vida de los pobladores.

En la actualidad, un fenómeno bastante evidente es la ocurrencia cada vez más frecuente de desastres urbanos. En el municipio de Quetzaltenango, son comunes las emergencias por inundaciones y deslizamientos durante la época de lluvia, los cuales crean diversas problemáticas sociales, debido a los daños y pérdidas que sufren los habitantes del municipio. Entre los sectores afectados se encuentra el caso del barrio El Calvario, ubicado en la zona 1 de dicha ciudad, en donde desembocan varios drenes naturales y otros que se han producido debido al cambio del uso de suelo.

En el caso del sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango, el mal estado de la vía de acceso ha ocasionado graves inconvenientes a la población asentada en este caserío, desde el atraso en el sector económico y comercial del área, el deterioro de los vehículos, hasta infecciones que se producen en las personas debido al contacto con el lodo y el agua estancada en los baches.

De esta manera, se hace necesario el análisis de las problemáticas planteadas para dar soluciones eficaces de una manera técnica y profesional.

OBJETIVOS

General

Proporcionar soluciones a la población asentada en el barrio El Calvario, zona 1 de Quetzaltenango y sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango, para la problemática del manejo de agua pluvial y acceso, respectivamente.

Específicos

1. Identificar la dirección actual de flujo, flujo de acumulación y caudal de escorrentía en el barrio El Calvario, zona 1 de Quetzaltenango.
2. Proporcionar información al Departamento de Drenajes de la Municipalidad de Quetzaltenango, sobre el impacto que generan las aguas pluviales en el barrio El Calvario.
3. Facilitar el diseño, cronograma y presupuesto del mejoramiento y ampliación del acceso hacia el sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango.
4. Presentar de manera técnica y profesional a la comunidad y autoridades municipales, las soluciones más adecuadas para cada uno de los problemas presentados en cada comunidad.

INTRODUCCIÓN

En un sistema hidrológico, cualquier acción o modificación que se realice dentro de una cuenca repercute aguas abajo de la misma, una alteración en la utilización del territorio en el área de la cabecera siempre se hará sentir en la desembocadura. Son precisamente estas alteraciones en el uso del suelo las responsables, en gran parte, que sean más rigurosos los efectos de las crecidas en muchas áreas.

Este es el caso de la ciudad de Quetzaltenango, donde se han hecho modificaciones en la circulación natural del agua pluvial debido a factores como: asentamientos en ciénagas y llanuras de inundación naturales, terrenos ocupados dentro del complejo lacustre de ríos y zanjones, la impermeabilización del suelo mediante carpetas asfálticas o de concreto, además del mal manejo de desechos y basura que provocan taponamientos en los drenajes.

El resultado de todas estas acciones ha sido el confinamiento de los cauces naturales, haciendo que este espacio sea insuficiente para transportar los caudales mayores en época de lluvia, situación que trae muchas consecuencias, como el aumento rápido de los tirantes, con lo cual se producen desbordamientos y rompimientos con mayor frecuencia; el aumento en la dinámica de los drenes naturales representando mayores desplazamientos laterales y ampliando la zona de divagación; el transporte de los sedimentos en suspensión a mayores distancias, llegando en mayor cantidad a las desembocaduras del río Seco, Xequijel y Samalá; además de todas las repercusiones de orden económico y social.

Por estas razones se hace de primordial importancia efectuar una investigación que permita conocer el comportamiento hidrográfico e hidrológico de los drenes actuales que circulan y realizan descargas sobre la zona urbana del municipio de Quetzaltenango, con énfasis en el sector del barrio El Calvario, el cual es uno de los más afectados en época de invierno, y así poder plantear soluciones al manejo y conducción del agua pluvial.

En una sociedad, las vías de comunicación constituyen uno de los aspectos más importantes en el desarrollo, por medio de ellas se puede saber cuáles son las necesidades de las demás poblaciones y viceversa. En Guatemala, la vía terrestre es la más conocida y utilizada para todos los accesos, caminos, carreteras y brechas, con ella se conectan comunidades para comercializar y buscar servicios que son necesarios y vitales.

El sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango se ha extendido territorialmente debido al crecimiento de la población. Esta expansión hace evidente la implementación de servicios básicos que permitan la continuidad del desarrollo de la comunicación entre comunidades.

En la actualidad, uno de los problemas que más aqueja a los vecinos es el mal estado en el que se encuentra el camino de ingreso a esta aldea, ya que en época de invierno se generan grandes cantidades de lodo debido a las propiedades geotécnicas del suelo, lo cual hace casi imposible el tránsito tanto vehicular como peatonal. Un acceso bien conformado ayudaría a que la población se pueda movilizar de forma más sencilla y así ejecutar las actividades económicas y sociales adecuadamente.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

La fase de investigación y recolección de datos inicia a través del interés de las comunidades por realizar proyectos para mitigar los problemas de inundaciones y dificultades de acceso.

1.1. Ubicación y localización geográfica

El municipio de Quetzaltenango es la cabecera departamental ubicada en la parte este del departamento en la Región VI o región suroccidental, se localiza en latitud 14° 50' 22" y en longitud 91° 31' 10". Limita al norte con los municipios de Olintepeque, La Esperanza, Quetzaltenango y San Andrés Xecul, Totonicapán; al sur con los municipios de Zunil y El Palmar, Quetzaltenango; al este con los municipios de Zunil, Salcá y Almolonga y al oeste con los municipios de Concepción Chiquirichapay San Mateo. Cuenta con una extensión territorial de 120 kilómetros cuadrados, se encuentra a una altura de 2 333 metros sobre el nivel del mar, por lo que generalmente el clima es frío y está a doscientos tres kilómetros de la ciudad capital de Guatemala.

La municipalidad es de primera categoría, cuenta con una ciudad, 20 barrios, 3 colonias, 2 aldeas, 14 caseríos y 99 parajes. Las aldeas son: Las Majadas y San José Chiquilaja.

Figura 1. **Ubicación del proyecto**



Fuente: elaboración propia, con programa Arcgis versión 9.3. Ortofotos del INE.

1.2. Actividad económica

La economía está basada, como en la mayor parte de la República de Guatemala, en producción agrícola; Quetzaltenango es una excelente zona agrícola. Entre los principales cultivos están: maíz, trigo, legumbres, ajonjolí, hortalizas, frutas, entre otros; y además hay crianza de ganado vacuno, ovino, porcino, caballar y aves de corral. En el sector industrial cuenta con molinos de trigo, fábricas de tejidos e hilados de algodón y lana, fábricas de licores, de cervezas, de carrocerías. Los habitantes se dedican a la producción artesanal de platería, cobre, herrería, tejidos, cuero, carpintería, entre otros.

Actualmente, la ciudad de Quetzaltenango constituye un lugar estratégico para el comercio y los servicios, así como para la industria textil y licorera a nivel nacional. El sector de la construcción ha salido bastante beneficiado y ha proliferado la industria de servicios debido al incremento de centros comerciales, colonias y condominios. Los servicios educativos y la actividad de servicios médicos son ejes adicionales que dan importancia económica al municipio.

1.3. Fisiografía

En Quetzaltenango se presentan tres regiones fisiográficas: un 80 por ciento corresponde a tierras altas volcánicas, un 15 por ciento es pendiente volcánica y un 5 por ciento de tierras altas cristalinas.

Las tierras altas volcánicas están compuestas principalmente de andesita que es roca eruptiva joven, varias cuencas y valles han sido parcialmente cubiertos con pómez cuaternario. La pendiente volcánica incluye volcanes de formación reciente cuaternaria, así como material asociado, depositado en la costa sur. Los conos de los volcanes están compuestos principalmente de andesita, las faldas hacia el sur están formadas por coladas de lava, ceniza volcánica y en algunos lugares de lodo volcánico. El área posee ríos de corriente rápida que forman caídas de agua antes de alcanzar la llanura costera del Pacífico, el material geológico de las tierras altas cristalinas está constituido principalmente por rocas metamórficas y plutónicas que incluyen serpentinitas, gneisses, esquistos y granitos.

La existencia de los volcanes Santa María, Santiaguito, Cerro Quemado, Siete Orejas, Chicabal y Lacandón, así como el pico conocido como Zunil, cerros, cráteres, precipicios, barrancos, valles y llanuras, dan interés a las

condiciones petrográficas del suelo. Entre los principales accidentes fisiográficos están los cerros: Tuiniczé, Los Veinte Palos, Tuicacaix, Colojites, Sija, Tuitzacabel, Galápagos, Chonja, Tajuyub, Chicabal, Jolón y otros.

1.4. Hidrografía

El río Samalá es el más importante del departamento de Quetzaltenango. Se origina en la aldea Paquix en Totonicapán, atraviesa los municipios de Cantel, El Palmar, Quetzaltenango y Zunil, recibe varios afluentes como el río Chimoral, el Xantún, el Juchanep, el Paquix y otros; durante el trayecto toma diversos nombres. Ha sido utilizado como fuente de proyectos hidroeléctricos tales como la planta hidroeléctrica en la aldea Santa María de Jesús, municipio de Zunil.

Actualmente está en construcción otra hidroeléctrica con mayor capacidad que la anterior, cuya infraestructura abarca los municipios de Zunil y El Palmar, esperando que la cobertura de servicio sea más amplia. En el recorrido del río Samalá hay varias industrias como peleterías y otras, además de cultivos de hortalizas a las que le aplican fertilizantes y pesticidas; los desechos de ambos caen al río, lo que provoca una alta contaminación y enfermedades en la población que consume el agua del mismo. Otros ríos que cruzan el departamento son: Aguacaliente, El Naranjo, Ixchol, Quijive, La Esperanza, Xequijel, Nimá I, Nimá II, Nil, El Tambor, Ocosito, Xab, Ayol, Las Animas, Cantel, Rosarito, Rosario, Talticá, Moad, Tolpop, Pacayá, Zin, Boboseña, Sachilá, El Rincón, La Florida, Mujuliá, Chixoy o Negro, Talcicil, Cuilco, Las Manzanas, Nahualate y Salinas; desembocan numerosos riachuelos, especialmente en la bocacosta.

Existen varias fuentes medicinales sulfurosas y calientes, como los baños que circundan el volcán Cerro Quemado, los baños de Almolonga, el balneario Aguas Amargas y las Fuentes Georginas, este último convertido en un turicentro de importancia.

1.5. Suelos

Han sido divididos en 28 unidades que consisten en 17 series de suelo, dos fases de suelos y dos clases de terreno misceláneo.

Los suelos han sido divididos en cinco grupos amplios: I. de las montañas volcánicas, II. de la altiplanicie central, III. del declive del Pacífico, IV. del litoral del Pacífico y V. clases misceláneas de terreno.

Los suelos de los grupos I, II y IV han sido divididos en subgrupos según la profundidad del suelo, la clase de material madre, el relieve y el drenaje, donde estos factores son importantes. En el grupo II están: A. suelos profundos sobre relieve inclinado a escarpado y B. suelos profundos sobre relieve casi plano. El grupo III tiene cuatro subgrupos: A. suelos profundos sobre materiales volcánicos de color claro, en relieve inclinado, B. suelos poco profundos sobre materiales volcánicos mezclados o de color claro, en relieve inclinado o escarpado, C. suelos profundos sobre materiales volcánicos de color oscuro, en relieve fuertemente ondulado ha inclinado y D. suelos profundos sobre materiales volcánicos de color claro, en relieve suavemente inclinado. En el grupo IV están: A. suelos bien drenados, de textura pesada, B. suelos mal drenados, de textura pesada y C. suelos arenosos.

A continuación se presenta una descripción de los suelos que conforman la ciudad de Quetzaltenango de acuerdo a la clasificación de suelos de la República de Guatemala, elaborada por C. Simmons.

Suelos de montañas volcánicas: comprende alrededor de una cuarta parte del área del departamento. En este grupo están incluidos los suelos Camanchá, con la fase quebrada, erosionada; Ostuncalco y Totonicapán. Comúnmente se encuentran a elevaciones mayores de 2 600 metros sobre el nivel del mar, pero en algunos lugares han sido encontrados a altitudes de hasta los 2 000 metros. No están extensamente cultivados, aunque ciertas áreas se usan para la producción de trigo y maíz. En general, se encuentran a elevaciones demasiado altas y son muy escarpados para la producción económica de la mayor parte de los cultivos. La crianza de ovejas es importante en los pastos naturales y en los claros de los bosques de pino, pinabete, ciprés y roble.

Los suelos de la altiplanicie central en Quetzaltenango se asemejan a la de San Marcos por las pendientes inclinadas, los suelos poco profundos y por la fuerte erosión, algunas partes están densamente pobladas y han estado bajo cultivo durante muchos siglos; los rendimientos son extremadamente bajos.

En el grupo A: suelos profundos sobre relieve inclinado a escarpado, están los suelos Patzité, Quiché y Sinaché, no son extensos en el departamento, pues juntos comprenden solamente un poco más del 5 por ciento del área total, están severamente erosionados, pero con un manejo adecuado muchas áreas son apropiadas para la producción de cultivos y pastos.

En el subgrupo B: suelos profundos en relieves casi planos, están los suelos Quetzaltenango y la fase quebrada, ocupan valles o bolsones entre las montañas, se encuentran en la vecindad de la cabecera departamental. El área al suroeste de la ciudad de Quetzaltenango recibió una leve capa de ceniza durante la erupción del volcán Santa María en 1902, pero en casi toda la zona hay una acumulación de ceniza más antigua probablemente depositada durante el tiempo en que se formó en el volcán, este depósito de ceniza antigua es muy profundo, más de cien metros en la mayoría de los lugares, y es de una composición relativamente uniforme.

Suelos del declive del Pacífico: se encuentran ubicados en el departamento de Quetzaltenango, es similar al de San Marcos, comprende más de una tercera parte del área y es la zona agrícola más importante del departamento, área productora de café.

En el subgrupo A: suelos profundos sobre materiales volcánicos en relieve inclinado, están incluidos los suelos Chocolá y Suchitepéquez, se encuentran ubicados entre los suelos de café más productivos en Guatemala, tienen suelos superficiales de condiciones físicas favorables y de buen contenido de materia orgánica, están en la parte superior del declive del Pacífico, no son pedregosos y en la mayor parte pueden cultivarse con maquinaria.

El grupo B: suelos poco profundos sobre materiales volcánicos mezclados o de color claro en relieve inclinado a escarpado, incluye los suelos Chuvá y Samayac, ocupan relieves mayores del diez por ciento en muchos lugares y son buenos solamente para café o pastos.

En el grupo C: suelos profundos sobre materiales volcánicos de color oscuro en relieve fuertemente ondulado a inclinado, están los suelos Alotenango y Palín, se encuentran en la parte superior extrema del declive del Pacífico, son pedregosos y ocupan pendientes relativamente inclinadas. En otros departamentos, particularmente en Escuintla donde se encuentran a altitudes más bajas, se usan extensamente para café, pero en Quetzaltenango algunas partes se usan para maíz y trigo o se han dejado para bosques.

En el subgrupo D: suelos profundos sobre materiales volcánicos de color claro en relieves suavemente inclinados, están solamente los Retalhuleu, son los más profundos, ácidos y completamente lixiviados en el sur de Guatemala, posiblemente ocupan los restos de una superficie antigua que no fue cubierta durante los períodos recientes de actividad volcánica.

Suelos del litoral del Pacífico: es una planicie suavemente inclinada que se extiende desde la base del declive del Pacífico hacia el mar, en Quetzaltenango no se extiende exactamente hasta la costa, pues el departamento de Retalhuleu incluye una faja angosta del litoral al sur del departamento de Quetzaltenango. La planicie tiene una inclinación uniforme entre 0,5 y 1,10 por ciento, gran parte del área está en pastos, pero también se siembran el maíz y el algodón.

El subgrupo A: suelos drenados de textura pesada, están incluidos solamente los suelos Ixtán. Están comúnmente en pastoreo, sin embargo, se puede sembrar arroz con regadío, lo que se dificultaría debido a la inclinación del terreno, con un sistema adecuado de regadío, pueden cultivarse la caña de azúcar, maíz y otras plantas económicas adaptadas al área.

En el subgrupo B: suelos mal drenados de textura pesada, incluye los suelos Bucul, casi toda el área está forestada, algunas partes han sido desmontadas para pastos y pocos campos están sembrados de maíz. En los lugares con sistemas de regado y drenaje adecuados podría producirse con éxito arroz, maíz, algodón y otros productos alimenticios y textiles.

En el grupo C: suelos arenosos, están incluidos los suelos Tiquisate franco arenoso fino, no son muy extensos en Quetzaltenango, siendo de mayor importancia en San Marcos y en los departamentos al este del río Nahualate. Son porosos y fácilmente penetrados por las raíces, aire y agua, pudiendo producirse de forma adecuada si se proveen sistemas de riego y otras prácticas agronómicas apropiadas.

Clases misceláneas de terreno: incluyendo áreas donde no domina ninguna clase particular de suelo o donde alguna característica geológica u otro factor, limita el uso agrícola permanente. En Quetzaltenango están incluidos los suelos aluviales no diferenciados y los conos volcánicos cuyo suelo es generalmente no arable, pero algunas áreas de los suelos aluviales no diferenciados pueden ser adaptadas al cultivo de cosechas de corto período de crecimiento, ya que el área está sujeta a las inundaciones durante la época lluviosa.

Los conos volcánicos son los de los volcanes activos o recientes, son muy inclinados con declives de aproximadamente 65 por ciento, cortados por muchos barrancos y zanjones. La mayoría carece de vegetación, las partes bajas están cubiertas con malezas y no tienen valor agrícola.

1.6. Clima

Varía según las divisiones fisiográficas, es cálido, húmedo-seco en el litoral del Pacífico, cálido y húmedo en el declive del Pacífico y frío, húmedo-seco en la altiplanicie central y las montañas volcánicas. La época de sequía es severa entre noviembre y mayo con una precipitación total promedio menor a los 50 milímetros.

El promedio de precipitación pluvial aumenta tierra adentro, siendo aproximadamente 3 metros anuales a 300 metros de latitud y 4 metros anuales a elevaciones de entre los 600 y 1 200 metros de altura sobre el nivel del mar, las lluvias de gran intensidad son comunes durante la época lluviosa, causando daños locales serios. Los períodos de 2 o 3 días de lluvia continua son llamados localmente temporales, ocurriendo aproximadamente cada 10 años.

La temperatura es relativamente alta en las regiones del litoral y del declive con ninguna o leve variación durante el año, pero la variación diaria promedio es de más de 10 grados. Las heladas son desconocidas en las dos divisiones. En las regiones de las montañas volcánicas y la altiplanicie central se notan algunas variaciones estacionales, siendo las temperaturas en el verano 2 o 3 grados más altas que lo normal y durante el invierno 2 o 3 grados más bajos que lo normal.

1.7. Datos históricos

Esta ciudad se conoce también con el nombre de Xelajú, los quichés le llaman Xelahun y Xelahun Queh o sea el día 10 del calendario. La traducción aceptada es de las voces quichés xe = debajo o al pie de, y de lajuj = diez: “al pie de 10 elevaciones orográficas”.

En Quetzaltenango hay varios sucesos que tienen gran relevancia en la historia patria. Uno de ellos es que fue capital del llamado Sexto Estado, dentro de la Federación de las Provincias Unidas de Centro América conformado en 1838 por los departamentos de Quetzaltenango, San Marcos, Sololá, Totonicapán, Quiché, Retalhuleu y Suchitepéquez.

Varios intentos se hicieron para lograr el reconocimiento de este Sexto Estado, entre los cuales puede mencionarse el acta suscrita el 19 de enero de 1822 desconociendo al Gobierno Central.

El primer presidente de la Asamblea Constituyente del Estado de Los Altos fue el Lic. Miguel Larreynaga, instalándose en la ciudad de Totonicapán desde el 27 de diciembre de 1838 hasta el 19 de enero de 1839 cuando se trasladó a la ciudad de Quetzaltenango. Después de varios sucesos, incluyendo el envío de tropas de Los Altos para combatir a Francisco Morazán y la entrada de Rafael Carrera con las tropas en la ciudad el 29 de enero de 1840 para terminar con la segregación de Los Altos, el 8 de mayo de 1849 se firmó un convenio en Antigua Guatemala entre el presidente de la República de Guatemala, general don Mariano Paredes y el general don Agustín Guzmán, como representante del poder ejecutivo del Estado de Los Altos, donde se da por terminada la separación y los departamentos se reincorporan a la República de Guatemala con iguales derechos y cargos de los demás departamentos.

Quetzaltenango fue elevado al nivel de departamento por Decreto de la Asamblea Nacional Constituyente el 16 de septiembre de 1845, se le confirió el título de ciudad por Decreto Núm. 63 de la Asamblea el 29 de octubre de 1825.

Quetzaltenango es la segunda ciudad en importancia después de la ciudad de Guatemala.

1.8. Costumbres y tradiciones

La fiesta principal de Quetzaltenango es la llamada Feria de la Independencia, que tiene la categoría de Feria Centroamericana, cuyo día principal es el 15 de septiembre y se celebra con diferentes actos religiosos, sociales y deportivos, sobresaliendo los juegos florales, exposiciones agropecuarias, industriales y artesanales, conciertos, elección de reina de belleza y de reina indígena llamada Umial Tinimit Re Xelajuj Noj.

Entre las principales tradiciones está la de Semana Santa, la cual se celebra en forma muy solemne, especialmente en las iglesias de la Catedral y San Nicolás.

Las mujeres indígenas lucen con gran orgullo un hermoso traje típico, no solo por la calidad y colorido, sino por la elegancia.

1.9. Educación

Quetzaltenango es una población alfabetizada, del total de la población un 89 por ciento es alfabetizado y un 11 por ciento es analfabeta según el Instituto Nacional de Estadística.

Tabla I. **Indicadores educativos en Quetzaltenango para 2012**

Indicador	Preprimaria	Primaria	Básico	Diversificado
Tasa bruta de escolaridad	67,06 %	121,45 %	85,65 %	57,65 %
Tasa neta de escolaridad	45,30 %	99,17 %	54,04 %	35,90 %
Tasa de repitencia	N/D	10,74 %	3,67 %	0,94 %
Tasa de retención	91,51 %	95,36 %	92,85 %	93,03 %
Tasa de deserción	8,49 %	4,64 %	7,15 %	6,97 %
Tasa de promoción	N/D	85,95 %	60,37 %	72,74 %
Tasa de no promoción	N/D	14,05 %	39,63 %	27,26 %

Fuente: Ministerio de Educación. *Estadísticas 2012*.

La cantidad de estudiantes asciende a 256 919, con un aproximado de 12 602 docentes en 2 157 establecimientos educativos registrados hasta finales del 2012.

1.10. Minería

En los cantones Tierra Colorada Baja, Xecaracoj y Pacajá existen en forma natural yacimientos de materiales para la construcción como arena,

pedra poma y piedra volcánica, este tipo de material es muy utilizado en la construcción.

La actividad tradicional consiste en que los dueños de los recursos contratan a trabajadores del área especializados en extraer y triturar piedra manualmente para luego comercializarla. El empleo está sujeto a los días o épocas en que hay demanda, por lo que es inestable. Cuando hay demanda, las jornadas de trabajo son de 10 y 12 horas y el salario no alcanza el mínimo establecido, además en este tipo de trabajo se emplea a menores de edad ya que generalmente los hijos acompañan a los padres en la realización de labores.

En algunos casos los dueños de los recursos se dedican a todas las actividades de extracción, transformación y comercialización, en este caso los trabajadores no tienen las mínimas condiciones de salario, seguridad y previsión social. Se considera que no se están tomando las medidas preventivas correspondientes para la conservación del medio ambiente y, por lo tanto, para que la actividad sea sostenible y contribuya realmente al desarrollo y al beneficio de la población del área en la cual se encuentran los yacimientos.

La pequeña producción individual carece de la organización que les permita mejores condiciones de trabajo e ingresos y es un pequeño número, alrededor de 25 a 50 personas las que se dedican a la misma, debido a las condiciones duras de este trabajo.

En cuanto a la minería industrial, se ha instalado en el área una planta que utiliza alta tecnología para la extracción, transformación y comercialización de altos volúmenes de materiales para construcción.

Paralelamente, hay empresas privadas que utilizan tecnología tradicional para la explotación de minas o yacimientos de piedra volcánica, poma y areneras que diariamente venden cantidades considerables del mencionado material.

Los instrumentos de trabajo que se emplean son, en el caso de la empresa más moderna, tecnología actualizada; las empresas privadas locales usan taladros mecánicos, cargadores mecánicos, camiones de volteo y vehículos de palangana. Los trabajadores individuales utilizan instrumentos de trabajo tradicionales y manuales como martillos pesados, picos y cinceles para piedra, piochas, palas y carretas.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Propuesta para la solución al problema de manejo de aguas pluviales en el barrio El Calvario, zona 1 de Quetzaltenango

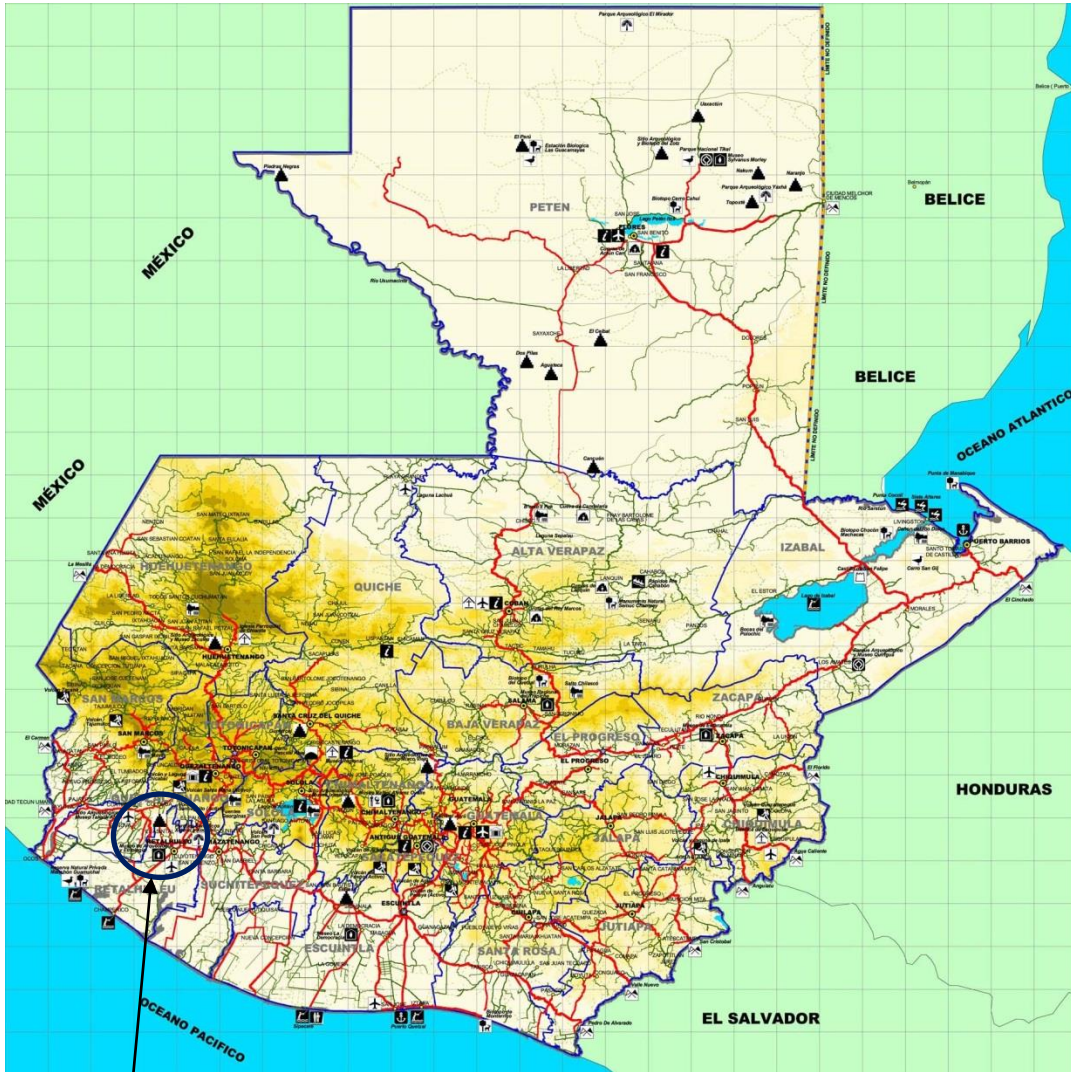
En el municipio de Quetzaltenango son comunes las emergencias por inundaciones y deslizamientos durante cada época de lluvia, relacionadas con diversas problemáticas sociales como es el manejo de aguas pluviales.

2.1.1. Delimitación del área de estudio y cuencas que tributan al barrio El Calvario

El área de estudio se encuentra en el altiplano guatemalteco, en la parte noroccidental del país, en el departamento de Quetzaltenango; forma parte de la cuenca media-alta del río Samalá en las faldas del cerro Siete Orejas (ver figura 2).

La cuenca del río Samalá se encuentra asentada la ciudad de Quetzaltenango y, por lo tanto, el área de estudio constituye una parte del altiplano guatemalteco, formado por un terreno montañoso donde sobresalen al sur una cadena de conos volcánicos cuaternarios.

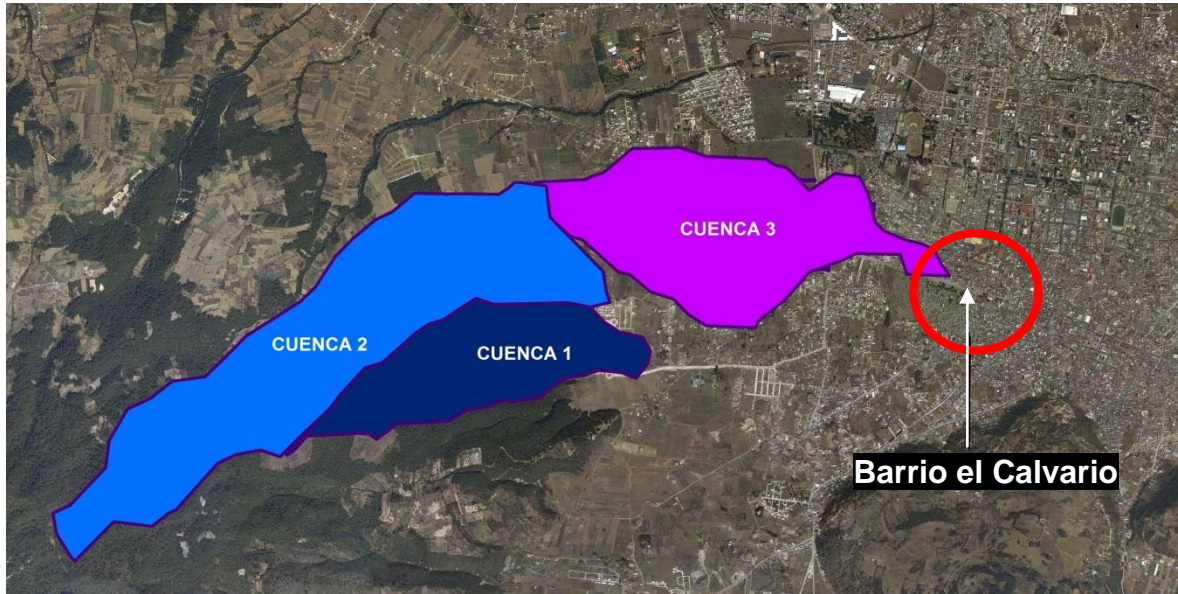
Figura 2. Localización del área de estudio



Área de estudio

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

Figura 3. **Ubicación de cuencas que tributan al barrio El Calvario**



Fuente: elaboración propia, con programa ArcGis versión 9.3.

Para efectos del estudio, se analizará el comportamiento de las cuencas mostradas en la figura 3, ya que son las que presentan un mayor aporte de agua pluvial hacia el barrio El Calvario, según las investigaciones realizadas en campo.

2.1.2. Planteamiento de las causas que provocan los problemas de inundación

En un sistema hidrológico, cualquier acción o modificación que se realice dentro de una cuenca repercute aguas abajo de la misma, una alteración en la utilización del territorio en el área de cabecera tarde o temprano se hará sentir en la desembocadura. Son precisamente estas alteraciones en el uso del suelo las responsables en gran parte de que sean más rigurosos los efectos de las crecidas en muchas áreas.

El escurrimiento del agua subterránea y superficial en las cuencas de estudio y los alrededores sigue de alguna manera la topografía del lugar, es decir, que las aguas drenan de las partes más altas tomando el curso de las calles y avenidas.

A continuación se describe, de manera individual, la forma en que corre el agua pluvial proveniente de las subcuencas, (ver figura 3).

- Cuenca 1: el caudal desemboca en el inicio de la 1ra. calle zona 12 de Quetzaltenango, la cual es de terracería. El agua pluvial corre por toda la 1ra. calle acarreando sedimento, arena y basura hasta llegar a entroncar con la 4a. calle de la zona 1 y, posteriormente, llega hasta el barrio El Calvario.
- Cuenca 2: gran parte de este caudal toma el curso de la 8a. calle de la zona 10 para llegar a la avenida Las Américas y luego volver a tomar la 8a. calle de la zona 1, donde se encuentra la colonia El Paraíso. El caudal se va distribuyendo sobre las avenidas 1, 2, 3, y 4 de la zona 1 para caer sobre la 7a. calle y luego desembocar en el cementerio del Calvario.
- Cuenca 3: toma la 0 calle de la zona 10 como la línea de flujo por la cual se va arrastrando sedimento, rocas, arena y basura, para luego llegar al entronque con la 1a. calle y 4a. calle de la zona 1, sobre esta última el caudal llega al barrio El Calvario.

2.1.3. Análisis de la red de drenajes actual

Actualmente la ciudad de Quetzaltenango presenta una red de drenajes combinada, lo cual quiere decir que las aguas negras y pluviales se reúnen en un mismo colector general, para luego ser descargadas en la unidad receptora que es el río Samalá.

En la zona 1 de Quetzaltenango, sector donde se encuentra ubicado el barrio El Calvario, se pueden encontrar colectores generales en las partes más bajas de hasta 51 pulgadas de diámetro y en las partes altas de hasta 42 pulgadas.

La mayoría de casas de la localidad cuenta con candelas de 12 o 18 pulgadas de diámetro, la conexión de las candelas hacia el colector general se realiza con tubería PVC de 4 a 6 pulgadas, incluso se encontraron algunas de 3 pulgadas.

En cuanto a los tragantes, se pudo observar desarenadores de 1,5 x 1,5 x 1,0 metros con una cortina de 0,5 metros de altura donde queda depositada la basura y tierra. En la salida de los drenajes se utiliza tubería de concreto de 12 o 16 pulgadas que va a conectarse con el colector general, los cuales son pozos de visita o de absorción.

Los pozos de visita tienen diámetros de 1,0 a 1,2 metros con profundidades desde 1,5 hasta 15 metros, el promedio de profundidades encontradas fue de 4 metros. Están fabricados con ladrillo y concreto.

Bajo la 4a. calle de la zona 1 se localiza una bóveda colectora, la cual es un canal de 1,7 metros de diámetro con forma irregular, en algunas partes semicirculares y en otras rectangulares.

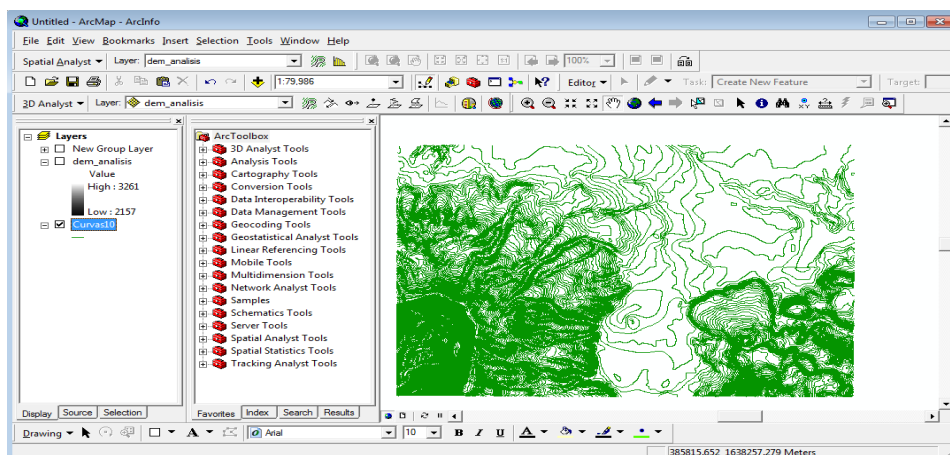
Existen pozos de absorción sobre la calle 4ta. calle conocida como Calle Real del Calvario, los cuales se encuentran inactivos debido a que las grandes cantidades de lodo y basura que acarrea la corriente los han copado.

2.1.4. Análisis de las subcuencas mediante ArcGis versión 9.3

Para realizar el análisis de las subcuencas que tributan al área del barrio El Calvario, se utilizará el programa ArcGIS versión 9.3, que comprende tres módulos fundamentales: ArcCatalog, ArcMap y ArcToolBox. Este software permite realizar tareas sencillas y avanzadas tales como mapeo, administración de datos, análisis espacial, edición de datos y geoprocesamiento de datos.

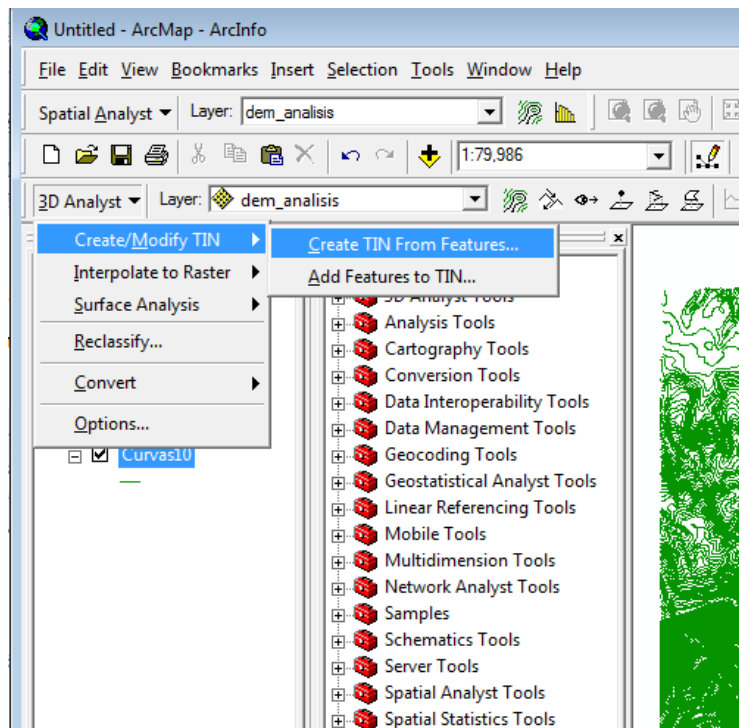
Creación de un modelo de elevación digital (DEM): en un inicio se deben desplegar las curvas a nivel del área urbana del municipio de Quetzaltenango mediante Add Data o directamente desde ArcCatalog.

Figura 4. Buscar y seleccionar las curvas a nivel del área



Fuente: ArcGis versión 9.3.

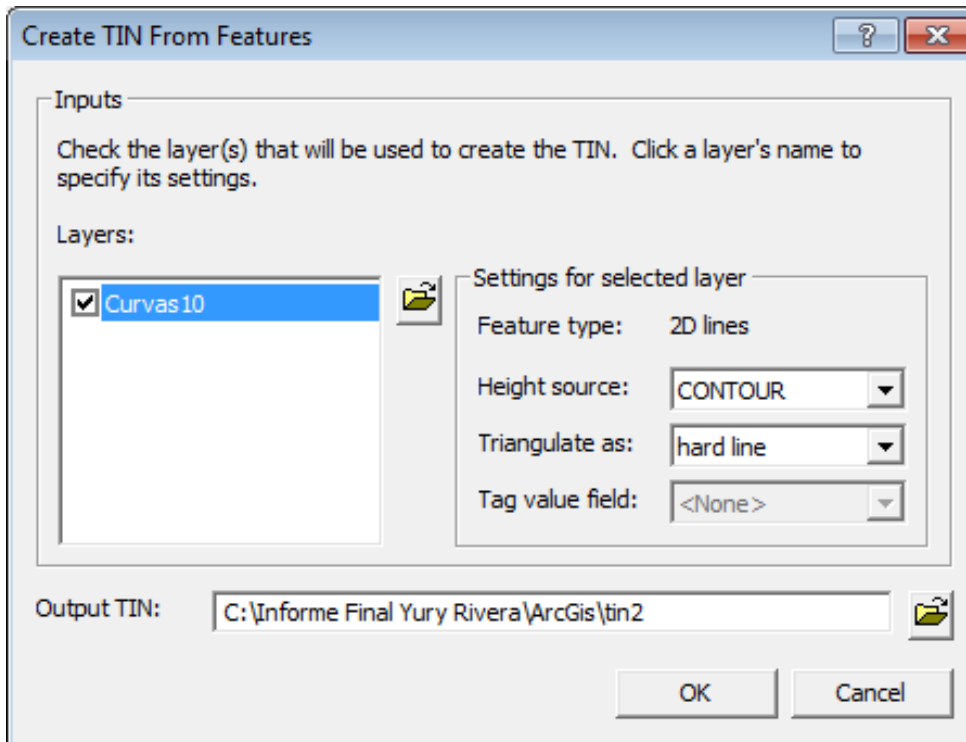
Figura 5. **Curvas a nivel proporcionado por el IGN a un intervalo de 10 metros**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Luego se crea la superficie de red irregular de triángulos (TIN) con la herramienta 3D Analyst ingresando lo siguiente: *3D Analyst>Create / Modify TIN >Create TIN FromFeature*

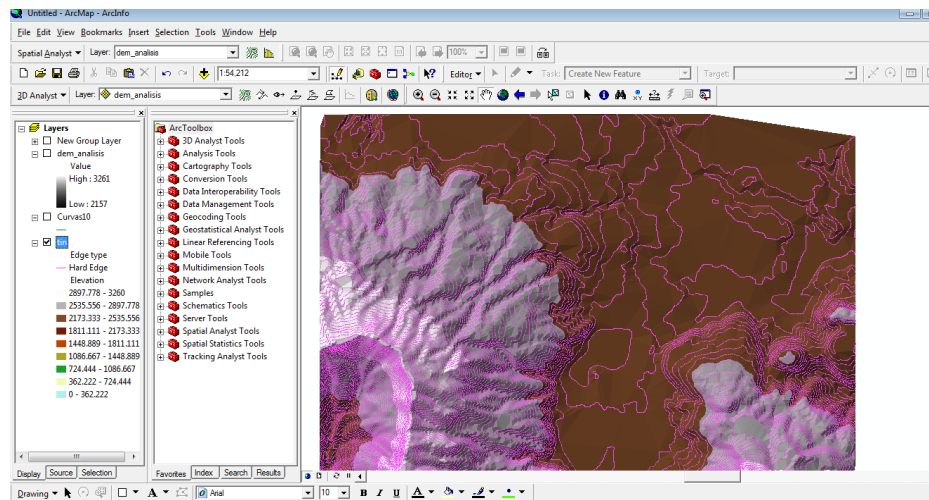
Figura 6. Creación de TIN



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Se seleccionan las curvas de nivel y las demás casillas se dejan con los datos predeterminados, luego se hace clic en ok para obtener el TIN de las curvas a cada 10 metros.

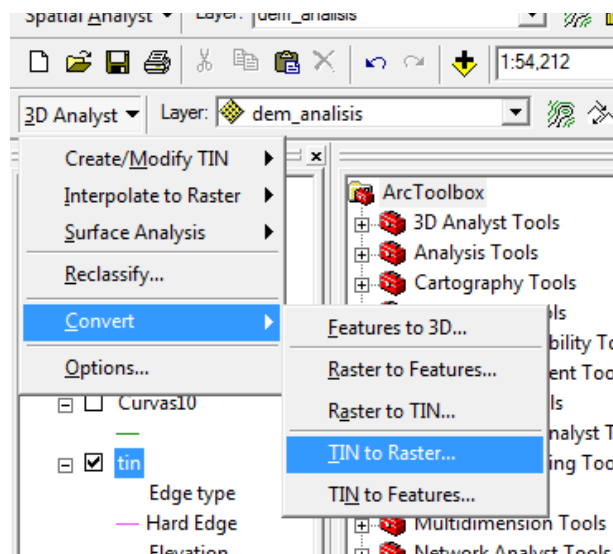
Figura 7. Curvas de nivel



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Después se convierte el TIN a Raster con la herramienta 3D Analyst.

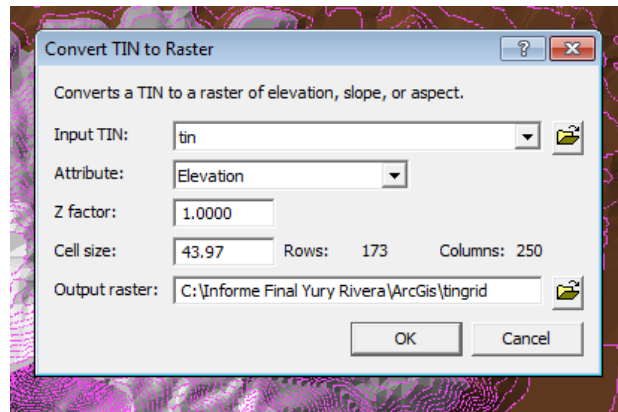
Figura 8. Convertir el TIN a Raster



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Se despegará la siguiente ventana donde se debe seleccionar el TIN creado y la ruta de almacenamiento, las demás casillas se quedan como están.

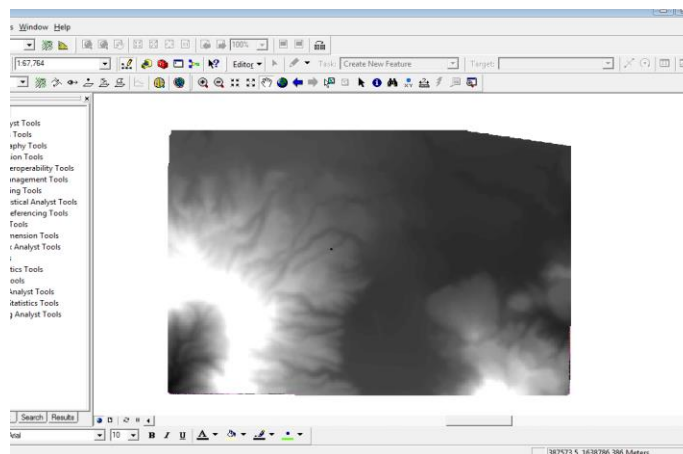
Figura 9. **Seleccionar el TIN**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Luego de presionar ok se obtiene el Raster del TIN.

Figura 10. **Generar el Raster**



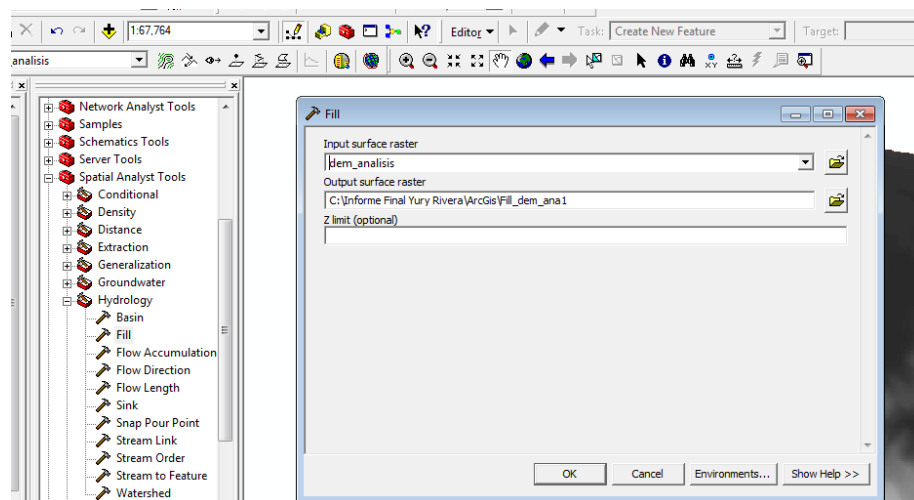
Fuente: ArcGis versión 9.3.

Habiendo realizado esto se ha creado el modelo digital de elevación DEM.

Creación de subcuencas: luego se debe utilizar la herramienta *fill* con la cual se corrigen posibles errores de llenado de pixeles, es decir, corregir pixeles vacíos que pueden estar presentes en el DEM, con dicho proceso se garantiza la correcta funcionalidad del mismo. La ruta a seguir es: *ArcToolBox*> *Spatial Analyst Tool* >*Hidrology*> *Fill*

En *input surface raster* se debe ingresar el DEM utilizado y en *output surface raster* la ruta a guardar el archivo y luego ok.

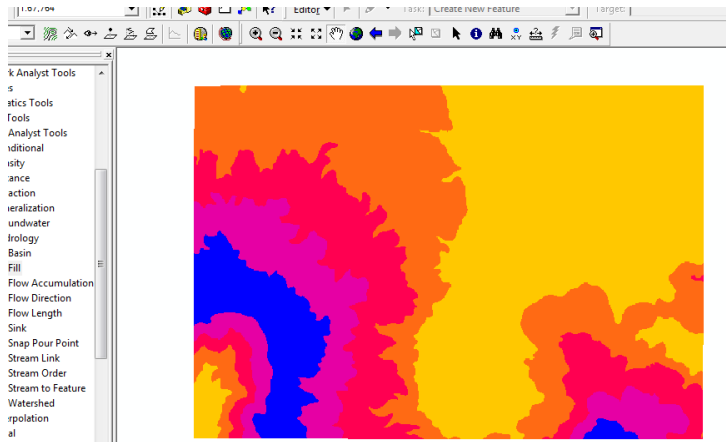
Figura 11. Ruta de guardado de información



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Se debe obtener el *fill* de la forma siguiente.

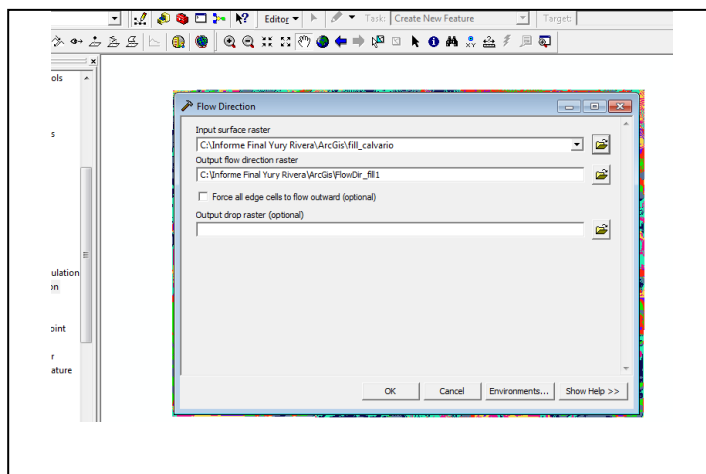
Figura 12. **Generar fill**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Seguidamente se deben localizar las direcciones de los drenes en el archivo generado, mediante la herramienta FlowDirection, ingresando a: *ArcToolBox* > *Spatial Analyst Tool* > *Hidrology* > *Flow Direction*.

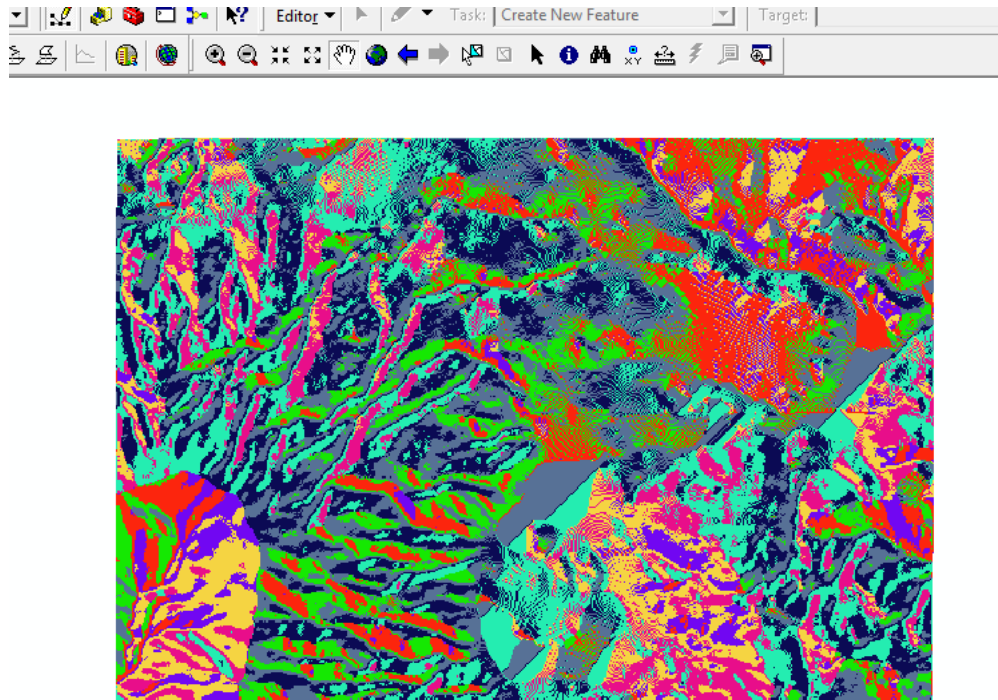
Figura 13. **Direcciones de los drenes**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

En el cuadro de dialogo se debe ingresar el *fill* calculado anteriormente y la ruta de almacenamiento, de esta manera se obtienen las direcciones de flujo, como se muestra a continuación.

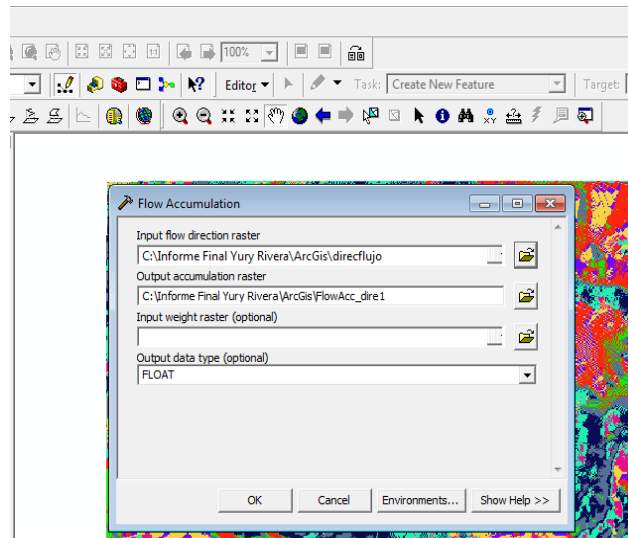
Figura 14. **Direcciones de flujo**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Se debe calcular la acumulación hídrica del área de estudio, para lo cual se debe utilizar la herramienta FlowAcumulation: *ArcToolBox > Spatial Analyst Tool > Hidrology > Flow Acumulation*

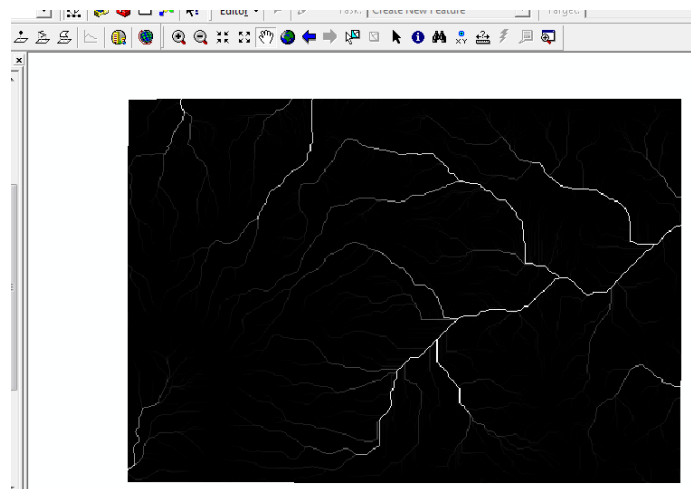
Figura 15. **Cálculo de acumulación hídrica**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Se tiene como resultado la acumulación hídrica que conforma la red de cauces principales en el área de estudio.

Figura 16. **Red de cauces**

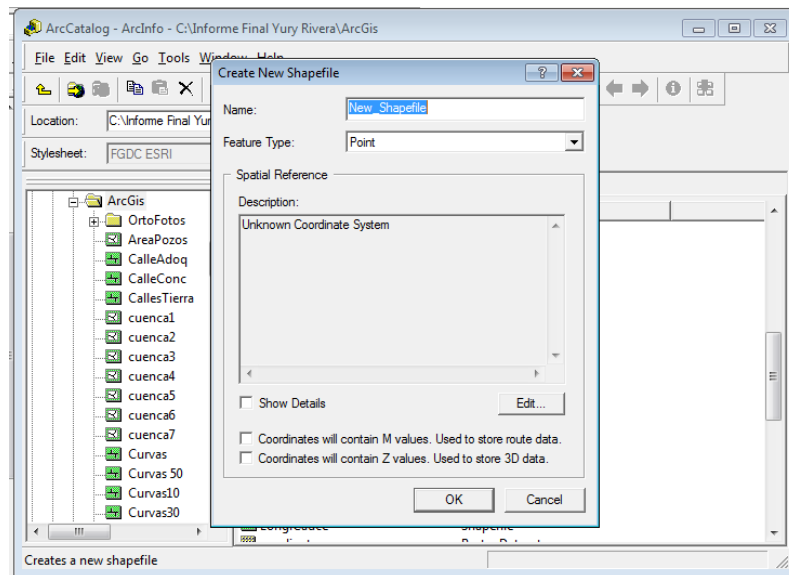


Fuente: ArcGis versión 9.3.

Con la acumulación hídrica se puede iniciar a calcular las propiedades de las subcuencas.

Utilizando la herramienta ArcCatalog se debe crear un *shape* de punto, con el propósito de delimitar la cuenca de estudio. Al iniciar ArcCatalog se localiza la carpeta donde se han guardado los archivos anteriores, luego se hace clic derecho, en el listado se selecciona la opción *new* y luego *shapefile*, en la ventana que se despliega se debe colocar el nombre del *shape* en la primera casilla y en la segunda el tipo, en este caso es *point*. Para darle un sistema de coordenadas al punto se debe hacer clic en el botón *edit* y luego seleccionar el sistema más conveniente para el área de estudio.

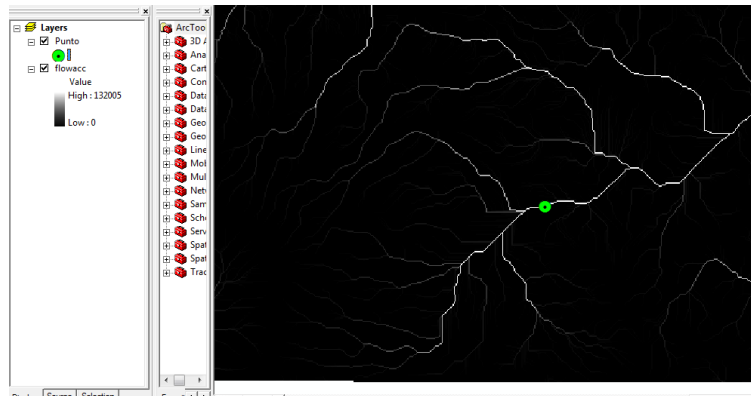
Figura 17. **Generación de sistema de coordenadas**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Después de crear el *shape* de punto se debe cargar en el ArcMap.

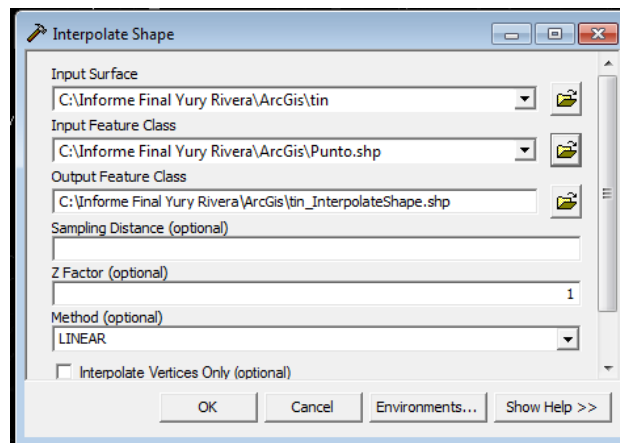
Figura 18. **Carga del sistema de coordenadas a red de cauces**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Al cargar el punto, cuenta únicamente con coordenadas XY por lo que se debe interpolar, para lo cual se debe utilizar el TIN y el punto. El resultado permitirá contar con la coordenada Z. Las selecciones a realizar son:
ArcToolbox> 3D Analyst Tools >Functional Surface>Interpolate Shape

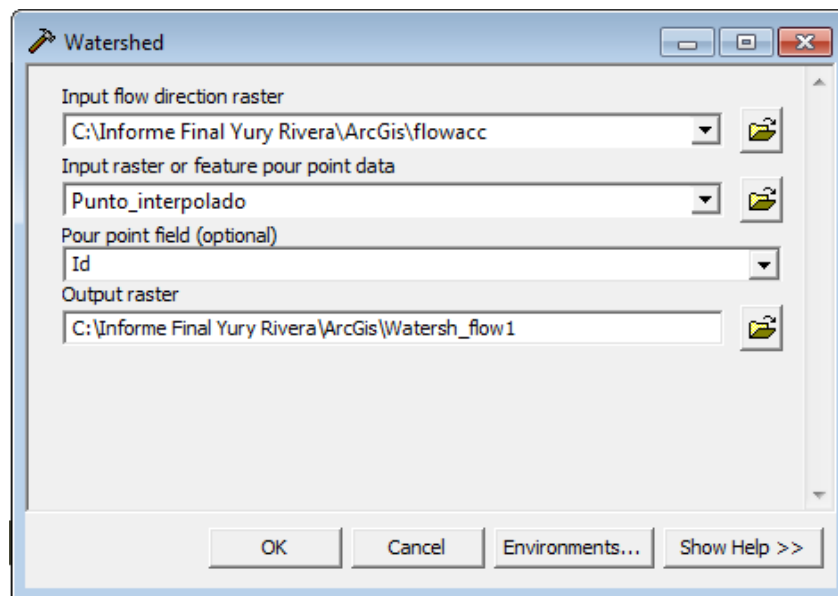
Figura 19. **Creación coordenada Z**



Fuente: ArcGis versión 9.3.

Para determinar la subcuenca en el área de estudio, se utiliza la herramienta Watershed: *.ArcToolBox>Spatyal Analyst Tool > Hydrology > Watershed*

Figura 20. **Determinación de subcuenca**

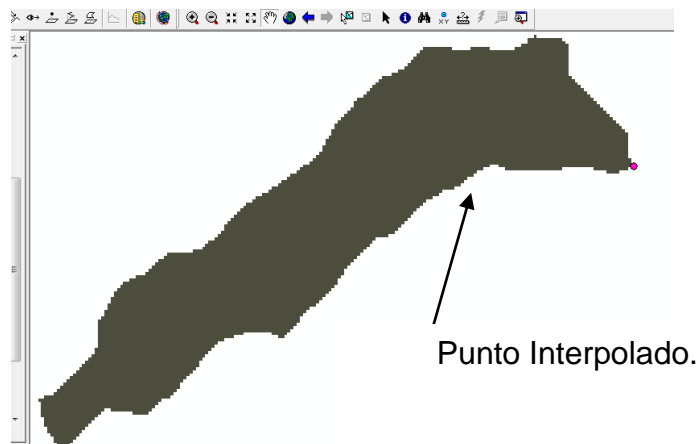


Fuente: ArcGis versión 9.3.

En la primera casilla se debe ingresar el DEM que representa el flujo de acumulación, en la segunda casilla el punto interpolado, en la tercera se selecciona Id y en la cuarta se coloca la ruta para almacenamiento.

Luego de presionar ok se obtiene el área de la subcuenca que tributa en la ubicación del punto interpolado.

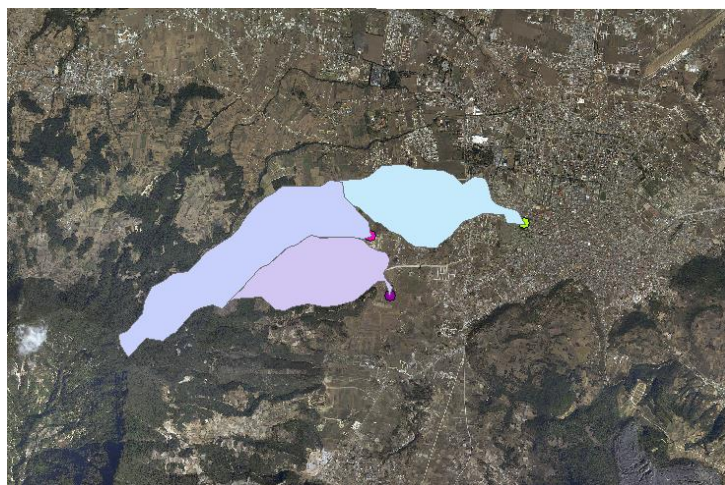
Figura 21. **Área de subcuenca**



Fuente: elaboración propia, con programa de ArcGis versión 9.3.

Al colocar los puntos interpolados sobre la línea de drenajes se generan las cuencas que tributan hacia el barrio El Calvario.

Figura 22. **Cuencas tributarias**

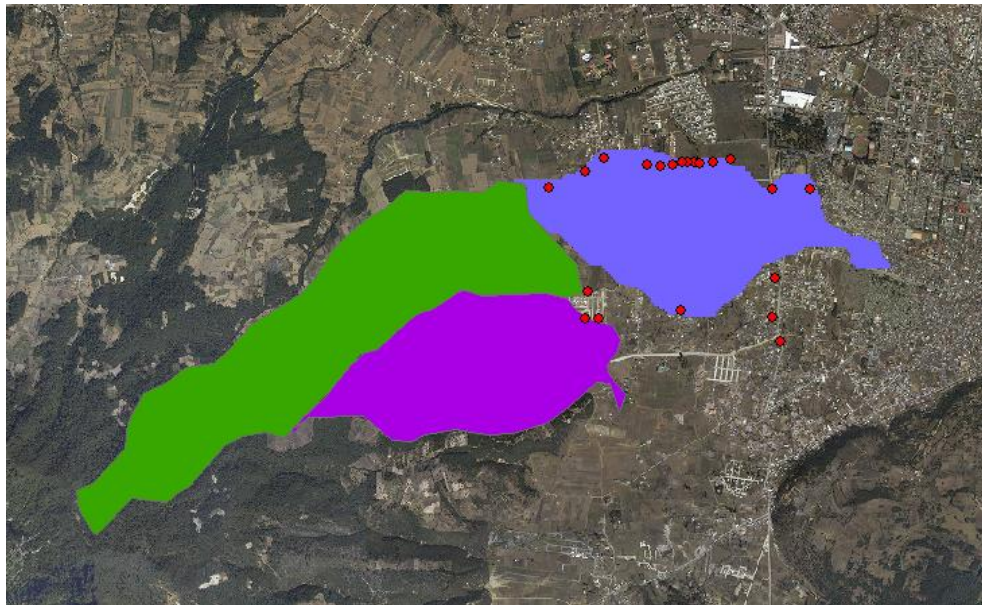


Fuente: elaboración propia, con programa de ArcGis versión 9.3.

Con el fin de obtener la delimitación más precisa de las subcuencas, se realizó una delimitación en campo utilizando un sistema de posicionamiento global GPS.

Se tomaron puntos en los parteaguas que se pudieron identificar y luego se montaron sobre las áreas obtenidas con el programa.

Figura 23. **Colocación de puntos en los parteaguas**



Fuente: elaboración propia, con programa de ArcGis versión 9.3.

Como se puede observar, la mayoría de puntos están dentro del perímetro de las subcuencas obtenidas en ArcGis, lo que significa que se tiene una delimitación precisa de las áreas que tributan hacia el sector del barrio El Calvario.

2.1.5. Análisis de uso de suelo

En el área de estudio se pueden encontrar grandes cantidades de suelo utilizados para cultivos, además de una cubierta vegetal abundante, matorrales y arbustos sobre suelos formados por cenizas y escoria volcánica, los cuales ayudan sensiblemente a la infiltración del agua de lluvia y que de alguna manera restringe la erosión de los suelos.

En cuanto a las vías de comunicación terrestre en la zona, se pueden observar caminos de terracería, pavimento rígido y adoquinados, la mayoría de viviendas cuentan con terrazas fundidas y algunas utilizan lámina de zinc.

En el estudio de uso de suelo a nivel nacional, realizado por el Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación (MAGA) en el año 2006, se observa que la mayor parte del suelo del municipio de Quetzaltenango se utiliza para agricultura, representando el 34,70 por ciento, la infraestructura de la ciudad suma un 22,99 por ciento y los bosques naturales un 27,8 por ciento. El resto del suelo se reparte entre cuerpos de agua, arbustos, matorrales y zonas áridas.

2.1.6. Estudio topográfico del área

Para la realización del análisis llevaron a cabo los estudios de altimetría correspondientes, los cuales se detallan en el siguiente subtítulo, considerando las características especiales del terreno.

2.1.6.1. Altimetría

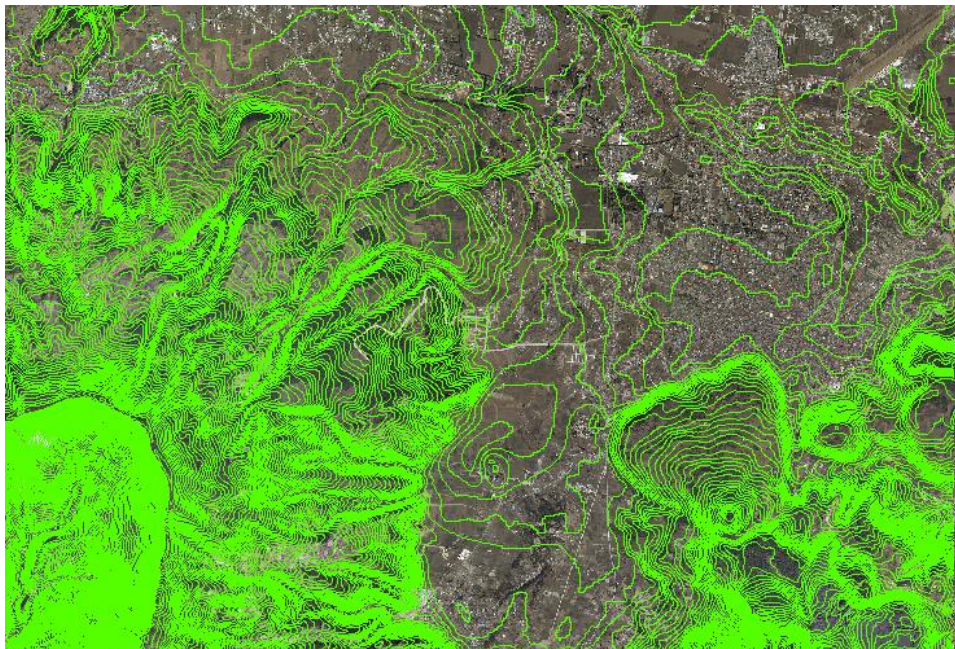
La cuenca en estudio se caracteriza por localizarse en un área conformada, en su mayoría, por pendientes inclinadas, la elevación máxima del

conjunto de cuencas en estudio es de aproximadamente 3 280 metros sobre el nivel del mar y la elevación mínima se aproxima a los 2 390,00 metros sobre el nivel del mar.

La altimetría de las cuencas se analizó mediante el uso del paquete ArcGis 9.3, en el cual se obtuvieron las curvas de nivel a cada 10 metros, (ver figura 4), a partir de un *shape* de curvas proporcionado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Mediante estas curvas a nivel se obtuvieron datos relacionados con la pendiente y punto de desfogue de las subcuencas.

Figura 24. **Curvas de nivel a cada 10 metros**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN).

2.1.7. Estaciones meteorológicas e hidrológicas

La estación meteorológica Labor Ovalle se encuentra aproximadamente a 5 kilómetros de distancia de la zona de estudio, cuenta con 45 años de registros meteorológicos, lo que da como resultado unas curvas DIF bastante precisas y por ser de primer orden, se considera que sus datos de esta estación son aplicables para estudios hidrometeorológicos. En estaciones con registros menores a 15 años es conveniente usar con precaución las curvas DIF para períodos de retorno altos, como 50 y 100 años.

La descripción de la estación meteorológica Labor Ovalle y las características de localización, altitud y tipo tomadas como la base de este estudio, se presenta a continuación:

Tabla II. Información de la estación meteorológica

Nombre	Latitud	Longitud	Altura	Tipo
Labor Ovalle	14G52M12S	91G30M44S	2 400,00	PVG

Unidades
Altura = metros sobre el nivel del mar
G = grados
M = minutos
S = segundos
PVG = estación pluviográfica

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

2.1.8. Características de la precipitación

En función de las características topográficas de la zona de estudio, se puede establecer que el tipo de lluvia que predomina, es el orográfico, ya sea por efecto de los vientos alisios o como efecto secundario del tránsito de ciclones y tormentas tropicales por el Caribe.

Debido a que el área de las cuencas se encuentra protegida desde el punto de vista orográfico, la precipitación que reciben se encuentra influenciada por un efecto de sobre lluvia que genera la cadena volcánica.

Esta situación parece indicar que las tormentas de tipo orográfico que se presentan en la cuenca y en la zona de estudio provienen principalmente del aire húmedo procedente del océano Pacífico.

La zona de estudio se encuentra a una distancia cercana de la fuente de humedad, originada en el océano Pacífico, y apreciablemente lejana de la que viene del mar Caribe.

Existen barreras montañosas importantes que desvían vientos y provocan pérdidas de humedad por lluvia, las cadenas más importantes que se interponen al libre tránsito de los vientos húmedos son:

- Al oeste la Sierra de las Minas
- Al sur la cadena volcánica de la Sierra Madre

Las barreras montañosas mencionadas anteriormente hacen que en los valles intermontanos, como es el caso del valle de Quetzaltenango, los valores de precipitación sean menores que los que se presentan en la boca costa.

2.1.9. Estimación de los caudales máximos probables

Para determinar caudales de crecida cuando se carece de registros o estos son deficientes o de períodos diferentes, es necesario recurrir a métodos aproximados que puedan ser utilizados en obras de diseño.

Generalmente la escasez de datos es una limitante en el país ya que no se dispone de una red hidrometeorológica completa, sin embargo, la experiencia muestra que con la interpolación de estaciones y de datos se puede calcular con bastante seguridad valores de precipitación máxima y de caudales de diseño para obras de ingeniería.

La metodología utilizada en el presente informe fue el método racional. Fue seleccionado debido a que los datos que se utilizan están disponibles en la estación meteorológica cercana Labor Ovalle, la cual es una estación completa y tiene un período de registro amplio, lo que garantiza una buena calidad de los datos y de los resultados.

2.1.9.1. Método racional

Plantea una de las fórmulas más antiguas (1889) y una de las más utilizadas. Considera que el caudal máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración. La fórmula racional es:

$$Q_p = \frac{C \times I \times A}{3,6} \quad (1)$$

Donde

Q_p = caudal máximo o de pico (metros cúbicos / segundo).

C = coeficiente de escurrimiento.

I = intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración (milímetros / h).

A = área de la cuenca (kilómetros cuadrados).

- Cálculo del coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía C se estima con base en las características hidrogeológicas de las cuencas, para el cálculo se sumaron los productos entre el coeficiente de cada tipo de suelo por el área, dividido entre el área total de la subcuenca.

$$C = \frac{(\sum C \times A)}{\sum A} \quad (2)$$

Los valores de C generalmente están en función de tres aspectos que se consideran determinantes en la generación de escorrentía, como consecuencia de las precipitaciones: la cobertura, el tipo de suelo y las pendientes del terreno. En este caso los valores fueron extraídos de la tabla III, según la clasificación de suelo correspondiente.

Tabla III. **Coeficientes de escorrentía**

Tipo de área	C en lluvias cortas	C en lluvias largas
Residencial > 150 viviendas/Ha	0,70 a 1,00	1,00
Residencial de 100 a 150 v/Ha	0,75 a 1,00	1,00
Residenciales de 50 a 100 v/Ha	0,65 a 0,80	1,00
Residenciales de 25 a 50 v/Ha	0,40 a 0,70	1,00
Residenciales de 10 a 25 v/Ha	0,30 a 0,50	0,80 a 0,90
Residenciales de 5 a 10 v/Ha	0,25 a 0,35	0,60 a 0,80
Residenciales de 0 a 5 v/Ha	0,10 a 0,25	0,50 a 0,60
Comercial céntrica	0,70 a 0,95	1,00
Comercial periférica	0,50 a 0,70	1,00
Industrial	0,50 a 0,90	1,00
Deportiva	0,20 a 0,35	0,50
Parques y jardines	0,10 a 0,25	0,40
Pavimentos hormigón, aglomerado	0,90 a 1,00	1,00
Pavimentos adoquinados	0,60 a 0,80	1,00
Pavimentos de ladrillo	0,70 a 0,85	1,00
Pavimentos empedrados	0,40 a 0,50	1,00
Pavimentos de grava	0,20 a 0,30	1,00
Cultivos (según pendiente)	0,05 a 0,20	0,15 a 0,50
Bosques (según pendiente)	0,05 a 0,15	0,10 a 0,35

Fuente: Us Bureau Reclamation. *Design Small Dams*. p. 32.

Las áreas se obtuvieron mediante la utilización del paquete ArcGis versión 9.3, a continuación se presenta el resumen de áreas y coeficientes para cada subcuenca de análisis.

Tabla IV. **Uso de suelo y coeficiente de escorrentía, subcuenca 1**

Tipo de suelo	Área (km²)	Valor de C
Bosques	0,66	0,10
Cultivo	0,07	0,15
Calles de pavimento	0,02	0,95
Área de jardines	0,06	0,20
Viviendas	0,07	0,75
Total de cuenca	0,88	0,18

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Uso de suelo y coeficiente de escorrentía, subcuenca 2**

Tipo de suelo	Área (km²)	Valor de C
Bosques	1,85	0,15
Cultivo	1,13	0,10
Total de cuenca	2,98	0,12

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Uso de suelo y coeficiente de escorrentía, subcuenca 3**

Tipo de suelo	Área (Km²)	Valor de C
Cultivos	1,45	0,15
Viviendas	0,43	0,90
Calles de tierra	0,03	0,20
Calles de concreto	0,01	0,95
Calles de adoquín	0,03	0,70
Total de cuenca	1,94	0,33

Fuente: elaboración propia.

- Intensidad de lluvia (I)

Para el cálculo de la intensidad de lluvia, es necesario conocer el tiempo de concentración, T_c , el cual es definido como el tiempo que tarda en llegar una gota de agua desde que se precipita en la parte más alta hasta que llega a la parte más baja de la cuenca en el cauce principal. Este valor puede estimarse mediante fórmulas que se basan en parámetros morfométricos de las cuencas o con base en aspectos hidráulicos de las corrientes. Una de las fórmulas utilizadas en el medio es la de Kirpich (3), en la que es necesario conocer el desnivel y longitud del cauce.

$$T_C = \frac{3L^{1,15}}{H^{0,385}} \quad (3)$$

Donde

T_C = tiempo de concentración en minutos.

H = diferencia de altura entre los puntos más alto y más bajo del cauce principal en metros.

L = longitud del cauce principal en metros.

A continuación se presenta las tablas de resumen con los tiempos de concentración para cada subcuena.

Tabla VII. **Tiempos de concentración para subcuencas en estudio**

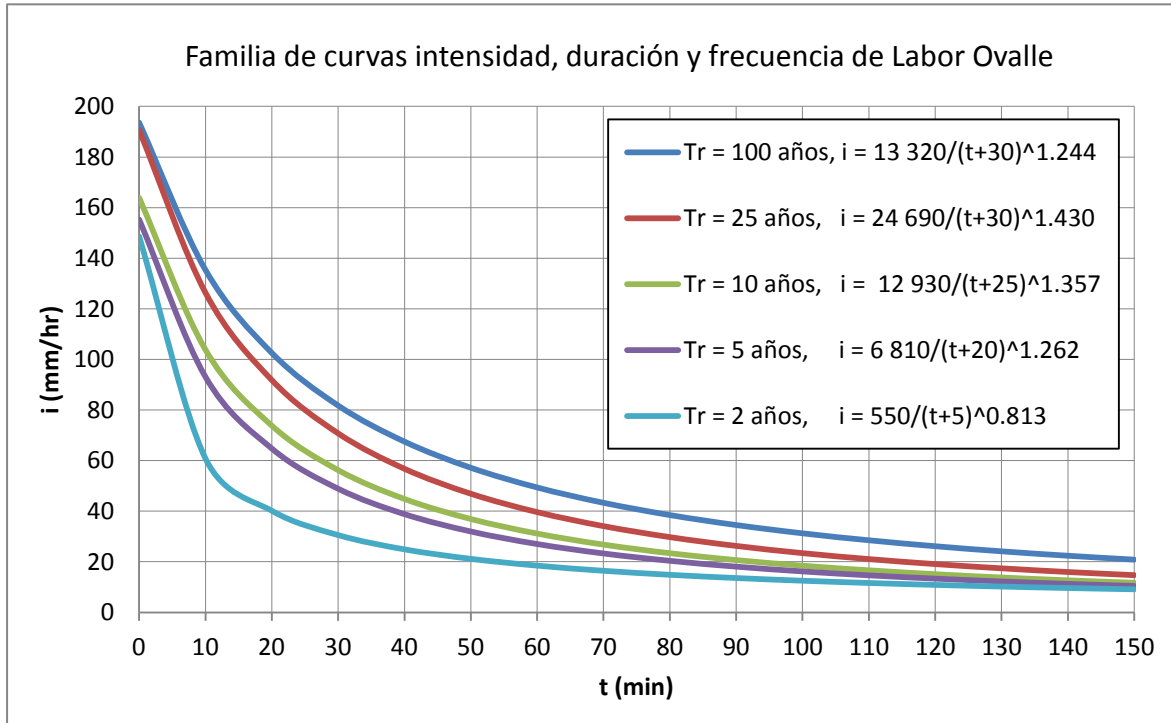
Núm. de cuenca	Long. de cauce (m)	Dif. de altura (m)	Tiempo de conc. (min)
1	2 517,86	420	15,99
2	4 933,22	790	27,26
3	2 994,61	170	27,53

Fuente: elaboración propia.

Cuando se conoce el tiempo de concentración, el valor se utiliza para estimar la intensidad de lluvia en el período de retorno deseado.

En la figura 5 se muestran las curvas de intensidad, duración y frecuencia de la estación meteorología Labor Ovalle, además de las ecuaciones para calcular la intensidad en función del tiempo de concentración y el período de retorno.

Figura 25. **Curvas intensidad, duración y frecuencia de la estación meteorológica Labor Ovalle**



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

Generalmente, para trabajos de desarrollo urbanístico, el período recomendable de diseño es de 50 años; en este caso se realizarán los cálculos de intensidad para un período de retorno de 100 años, debido a los abruptos cambios climáticos que se han registrado ultimamente, además de garantizar que las obras de ingeniería puedan funcionar para precipitaciones máximas en dicho período. Se obtuvieron los siguientes datos.

Tabla VIII. **Intensidades de lluvia para subcuencas en estudio**

Núm. de cuenca	T. de concentración (min)	P. de retorno (Años)	Intensidad de lluvia (mm/h)
1	15,99	100	113,80
2	27,26	100	86,64
3	27,53	100	86,14

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de caudales máximos probables

Conociendo los valores de área, coeficiente de escorrentía e intensidad, se procede a calcular el caudal mediante la fórmula racional (1).

Caudal subcuenca 1:

$$Q_1 = \frac{0,18 \times 113,8 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \times 0,88 \text{ km}^2}{3,6} = 5,09 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Caudal subcuenca 2:

$$Q_2 = \frac{0,12 \times 86,64 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \times 2,98 \text{ km}^2}{3,6} = 8,60 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Caudal subcuenca 3:

$$Q_3 = \frac{0,33 \times 86,14 \frac{\text{mm}}{\text{h}} \times 1,94 \text{ km}^2}{3,6} = 15,33 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

2.1.10. Pruebas de infiltración

Con el objetivo de conocer la capacidad de infiltración del suelo y del subsuelo, se realizaron una serie de pruebas de infiltración superficiales y en pozos excavados por una urbanización en las cercanías del área de estudio, los cuales son utilizados para la infiltración de las aguas pluviales. Las pruebas consisten en la aplicación de agua limpia a depósitos excavados con dimensiones definidas hasta saturar el suelo y llegar a un nivel estático del agua.

La tasa de infiltración se calcula a partir del descenso de nivel de agua y el tiempo demandado, se determina mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{H \times A}{T} \quad (4)$$

Donde

Q = caudal de infiltración (m^3 / s)

H = recuperación en suelo permeable (m)

A = área de sección transversal en pozo (m^2)

T = tiempo demandado para el descenso del nivel de agua (seg)

Tabla IX. **Tasa de infiltración para pozos de 27 y 30 metros**

Núm. de pozo	Altura de pozo (m)	Descenso de nivel (m)	Tiempo de descenso (s)	Área (m²)	Caudal de infiltración (m³/s)
1	30,60	1,74	2 700	0,64	4,12E-04
2	27,00	3,22	1 080	0,64	1,91E-03
Promedio	28,80	2,48	1 890	0,64	1,16E-03

Fuente: elaboración propia.

2.1.11. Diseño de propuestas a corto plazo

A continuación se presenta el diseño de las propuestas que pueden ser implementadas a corto plazo, en el área de las cuencas que tributan hacia el barrio El Calvario.

2.1.11.1. Pozos de absorción

Se consideraron los pozos de absorción como propuesta para la solución a los problemas de manejo de agua pluvial en el barrio El Calvario, debido a que son las obras civiles que más se adaptan al espacio disponible en el área de estudio. Por este método se puede recargar el manto freático del municipio de Quetzaltenango, con lo cual se asegura el abastecimiento de agua potable para la población, durante período indefinido.

El pozo de absorción es un sistema vertical de infiltración al subsuelo de las aguas provenientes de una fosa séptica, a través de las paredes y piso permeables.

Este sistema proporcionará al agua de lluvia un tratamiento físico y biológico, a través de la infiltración en un medio poroso.

Las dimensiones y número de pozos necesarios dependerán de la permeabilidad del terreno y se diseñarán de acuerdo con la experiencia que se tenga en la región donde se construyen.

Según el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), para el correcto dimensionamiento de la profundidad del pozo de absorción debe considerarse:

- La permeabilidad del suelo: esta característica debe ser definida de acuerdo con los resultados de las pruebas de percolación y de infiltración.
- Profundidad de nivel freático: debe mantenerse una distancia mínima de 1,50 metros entre el nivel freático y el de desplante de la capa de grava del fondo del pozo.

Para el diseño de los pozos de absorción se utilizó el caudal calculado para cada cuenca junto a la tasa de infiltración obtenida en las respectivas pruebas realizadas.

- Diseño de pozos de absorción para subcuenca 3:

Caudal de infiltración de suelo:

$$\frac{2,48\text{m} \times \pi \times (0,45\text{m})^2}{1\ 890\ \text{seg.}} = 1,10\ \text{E} - 03\ \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

El caudal en subcuenca 3 con un período de retorno de 100 años es de $15,33 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$.

El volumen acumulado en una precipitación con una duración de 60 minutos en un período de 24 horas:

$$V_a = 15,33 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 60 \text{ min} \times 60 \text{ seg.} = 55\,188 \text{ m}^3/\text{día.}$$

El caudal de infiltración requerido para una precipitación con una duración de 60 minutos será igual al producido por la cuenca en el mismo período de tiempo, es decir:

$$Q_{i60\text{m}} = 55\,188 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

El volumen de infiltración para un pozo con 2,48 metros de profundidad en manto de pómez y 90 centímetros de diámetro, calculado para un día:

$$1,10 \text{ E-}03 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 24 \text{ hrs} \times 60 \text{ min} \times 60 \text{ seg} = 95,04 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Cantidad de pozos de absorción para el caudal de demanda:

$$(55\,188 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}) / (95,04 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}) = 580,68 \approx 581 \text{ unidades.}$$

Debido a que el número de pozos obtenido es muy elevado se procede a rectificar las dimensiones del pozo a 18 metros de profundidad y 1,80 metros de diámetro.

$$(18 \text{ m} \times \pi \times (0,90 \text{ m})^2) / 1\,890 \text{ seg} = 0,024 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

El volumen de infiltración para un pozo con 18 metros de profundidad en manto de pómez y 1,80 metros de diámetro, calculado para un día:

$$0,024 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \times 24 \text{ hrs} \times 60 \text{ min} \times 60 \text{ seg} = 2\,093,92 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Cantidad de pozos de absorción para caudal de demanda:

$$(55\,188 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}) / (2\,093,92 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}) = 26,35 \approx 27 \text{ unidades.}$$

Con base en lo presentado anteriormente se propone la implementación de 27 pozos de absorción con una profundidad de 18 metros en el manto de pómez y un diámetro de 1,80 metros, distribuidos y localizados estratégicamente dentro de los linderos de la subcuenca 3 que ocupa parte de las zonas 1, 9 y 10 del municipio de Quetzaltenango.

Debido a que el manto de pómez se encuentra a una profundidad comprendida entre los 20 y 30 metros se supone una profundidad total aproximada para los pozos de absorción de 38 a 48 metros.

Realizando el cálculo para las subcuencas 1 y 2 se obtiene un total de 16 y 23 pozos de absorción respectivamente, para cubrir la descarga de agua pluvial. En el caso de la cuenca 1 se propone una profundidad de 30 a 40 metros con 10 metros en el manto de pómez y para la cuenca 2 una profundidad de 35 a 45 metros con un desarrollo en el manto de pómez de 15 metros.

El diseño estructural del pozo de absorción se realizó con base en la norma de diseño para tanques circulares de la Portland Cement Association (PCA).

2.1.11.2. Diseño de tanques desarenadores

Son estructuras diseñadas para retener la arena que traen las aguas servidas o las aguas superficiales, a fin de evitar que ingresen al canal de aducción o al proceso de tratamiento y lo obstaculicen creando serios problemas. El propósito de separar la arena y material orgánico susceptible de putrefacción en sistemas para manejo de aguas pluviales en áreas urbanas es evitar la obstrucción de tuberías y el llenado de los pozos de absorción. Durante la época de lluvias se arrastra gran cantidad de este material, por lo que es necesario que el diseño considere el manejo eficiente del agua en esta época, ya que es cuando más se requiere de los desarenadores. Se diseñan para separar del agua pluvial partículas minerales de hasta 0,2 milímetros de diámetro.

La sedimentación puede clasificarse en varios tipos dependiendo de las características y concentraciones de los materiales suspendidos, en este caso se estudiará la sedimentación de partículas discretas, que son aquellas cuyo tamaño, forma y gravedad específica no cambian con el tiempo.

El diseño de los tanques de sedimentación se basa en el concepto del tanque ideal, toda partícula que entra al tanque tiene una velocidad horizontal igual a la del líquido y una vertical (V_t) igual a la velocidad final de sedimentación definida por la ley de Stokes.

El procedimiento recomendado para el diseño de un tanque desarenador es el siguiente:

Paso 1: calcular la velocidad de sedimentación mediante la ecuación de Stokes (5):

$$V_t = \frac{g}{18\mu} (\rho_p \times \rho_w) \times d^2 \quad (5)$$

Donde

P_p = densidad de la partícula (kg/m³)

P_w = densidad del fluido (kg/m³)

g = constante gravitacional (m/s²)

d = diámetro de la partícula (m)

μ = viscosidad dinámica del agua

Para una temperatura de 20 °C la viscosidad dinámica del agua es de 1,003 E-3 Kg m/s² y la densidad es de 1 000 kg/m³, se consideró un diámetro de partícula de 7,00 E -5 metros y una densidad de 2 600 kg/m³. Sustituyendo en ecuación (5).

$$V_t = \frac{\frac{9,8m}{s^2} \left(2\,600 \frac{kg}{m^3} * 1\,000 \frac{kg}{m^3} \right) (7,0\,E - 05\,m)^2}{18(1,003\,E - 03\,kg \frac{m}{s^2})}$$

$$V_t = 4,26\,E - 03\,m/s$$

Paso 2: calcular la velocidad de arrastre mediante la ecuación de Camp (6):

$$V_s = k \sqrt{(\rho_p - 1) * d} \quad (6)$$

Donde

P_p = densidad relativa de la partícula (kg/m³).

d = diámetro de la partícula (m).

k = factor dimensional que depende de las características de los sedimentos y de la fricción entre las partículas. Para este caso el valor es 125.

V_s = velocidad de arrastre, $\frac{m}{s}$.

$$V_s = 125 \sqrt{(2,6 - 1) * 7,0E - 05 \text{ m}}, \text{ entonces } V_s = 1,32 \frac{m}{s}$$

Paso 3: para que la partícula pueda ser eliminada, la resultante de las velocidades de sedimentación y horizontal debe conducir al fondo del tanque antes de alcanzar la denominada zona de salida. Se recomienda que la velocidad horizontal sea menor que la velocidad de arrastre para que no se resuspendan las partículas, como se establece a continuación

$$V = \frac{1}{3} V_a \quad (7)$$

Esto quiere decir que la velocidad de translación horizontal debe ser un tercio de la velocidad de arrastre.

$$V = \frac{1}{3} \left(1,3 \frac{m}{s} \right), \text{ entonces } V = 0,44 \frac{m}{s}$$

Paso 4: como el caudal promedio en avenidas, obtenido mediante el software ArcGis, es de 0,02 m³/s, se puede obtener la sección transversal del canal (perpendicular a la dirección de flujo), a partir de:

$$a = \frac{Q}{V} \quad (8)$$

Donde

$$a = h, W$$

Sustituyendo los valores de caudal y velocidad de traslación horizontal se tiene que:

$$a = \frac{0,02 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,44 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$a = 0,045 \text{ m}^2$$

Paso 5: proponer el ancho (w) del canal, despejar la profundidad (h) de la ecuación anterior y obtener la longitud L a partir de la ecuación (8):

$$\frac{Vs}{V} = \frac{h}{L} \quad (9)$$

Se proponen algunos valores de ancho del desarenador (w) y en función de este se obtiene la profundidad (h) y la longitud (L):

Tabla X. **Cálculo de dimensiones para el desarenador**

W, en m	h = a/w, en m	L = Vs h/V, en m
1,5	0,030	3,13
2	0,023	2,34
3	0,015	1,57
3,25	0,013	1,44

Fuente: elaboración propia.

Con base en los datos obtenidos se propone un ancho de 3,25 metros, 1,44 metros de largo y una altura de desarenador de 1,44 metros. Los detalles se muestran en la sección de anexos.

El diseño estructural de la losa y el piso del tanque desarenador se realizó con base en el ACI 318, el armado y el espesor de losa está previsto para soportar una carga de 5 toneladas, los muros se diseñaron según la norma para tanques rectangulares de la Portland Cement Association (PCA).

2.1.12. Planteamiento de propuestas a mediano y largo plazo

Posteriormente a la obtención de los datos correspondientes al lugar, los cálculos y los diseños realizados en los siguientes subtítulos, se plantean las propuestas tanto a mediano como a largo plazo.

2.1.12.1. Conducción de agua pluvial al zanjón Calderón

La conducción del agua pluvial hacia el cauce del zanjón Calderón ayudaría a reducir el caudal que desciende hasta el barrio El Calvario, por lo que se propone la protección de los taludes del zanjón Calderón con un zampeado Rip Rap, así como la ampliación de la tubería que se encuentra instalada desde la avenida Las Américas hasta el desfogue ubicado en la zona 3, ya que el diámetro de esta no es suficiente para la demanda que genera la cuenca.

2.1.12.1.1. Zampeado

Es la protección con roca colocada con o sin mortero construida para proteger márgenes, taludes, estructuras de drenajes y para el control de la erosión.

Este trabajo con o sin mortero se puede realizar a mano o mecánicamente, sobre una superficie lisa.

Los materiales para la construcción del zampeado deben cumplir con lo establecido a continuación:

- Roca

Se debe utilizar roca dura, durable y angular que sea resistente a la intemperización, a la acción del agua y que esté libre de materia orgánica y de desperdicio. No se debe utilizar cantos rodados, esquisto o rocas con fisuras. Además, la roca debe cumplir con lo siguiente:

- Gravedad específica aparente, AASHTO T 85 2,3 mínimo
- Absorción, AASHTO T 85 4,2 % máximo
- Índice de durabilidad (grueso), AASHTO T 210 52 mínimo
- Graduación para la clase especificada tabla XI

- Mortero

Debe consistir en una mezcla de una parte de cemento para mampostería, cemento hidráulico o hidráulico inclusor de aire, con dos partes de agregado fino AASHTO M 45 en volumen. Se puede agregar cal o ceniza muy fina en una

cantidad que no exceda del 10 por ciento del cemento hidráulico en masa, en vez de cemento inductor de aire se puede utilizar cemento hidráulico con un aditivo inductor de aire.

El mortero debe tener una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 14 MPa (2 000 lb/pulg²), cuando se ensaye de acuerdo con AASHTO T 22 y T 23, las muestras deben ser cilindros con una razón de longitud a diámetro de 2 a 1.

- Geotextil tipo IV

Son materiales fabricados utilizando polímeros sintéticos de cadena larga, compuestos de por lo menos 95 por ciento en masa de poliolefinas, poliéster o poliamidas. La fabricación del geotextil, incluyendo los remates en las orillas, debe hacerse dentro de una red firme para que los filamentos o hilos mantengan la estabilidad dimensional relativa entre ellos mismos.

El geotextil y los hilos utilizados en la costura deben ser resistentes a ataques químicos, moho y al deterioro, y debe estar libre de desgarres, defectos o fallas que alteren adversamente las propiedades físicas. El geotextil tipo IV debe cumplir con los requerimientos indicados en la tabla XII.

Tabla XI. **Requerimiento de graduación para zampeado**

Clase	Porcentaje de roca en masa	Masa (kg)	Dimensión cúbica aproximada (mm)
1	20	10 a 15	150 a 200
	30	5 a 10	125 a 150
	40	0.5 a 5	50 a 125
	10	0 a 0.5	0 a 50
2	20	25 a 50	200 a 250
	30	10 a 25	150 a 200
	40	1 a 10	75 a 150
	10	0 a 1	0 a 75
3	20	100 a 150	350 a 400
	30	50 a 100	250 a 350
	40	5 a 50	125 a 250
	10	0 a 5	0 a 125
4	20	250 a 350	450 a 500
	30	100 a 250	350 a 450
	40	10 a 100	150 a 350
	10	0 a 10	0 a 150
5	20	700 a 1 000	650 a 700
	30	350 a 700	500 a 650
	40	25 a 350	200 a 500
	10	0 a 25	0 a 200
6	20	850 a 1 600	700 a 850
	30	500 a 850	550 a 700
	40	50 a 500	250 a 550
	10	0 a 50	0 a 250

Fuente: *Libro Azul de Caminos*. División 250, sección 251. p. 48.

Tabla XII. **Requerimientos físicos para Geotextil**

Propiedades	U	Especificaciones					
		Porcentaje de suelo que para el tamiz 0.075 mm					
		< 15	15 a 50	>50	< 15	15 a 50	>50
		Geotextil Clase 2			Geotextil Clase 3		
		Tipo IV - A	Tipo IV - B	Tipo IV - C	Tipo IV - D	Tipo IV - E	Tipo IV - F
Resistencia a la tracción grab.	N	1 400 / 900	1 400 / 900	1 400 / 900	1 100 / 700	1 100 / 700	1 100 / 700
Resistencia de la costura.	N	1 260 / 810	1 260 / 810	1 260 / 810	990 / 630	990 / 630	990 / 630
Resistencia al desgarre	N	500 / 350	500 / 350	500 / 350	400 / 250	400 / 250	400 / 250
Resistencia a la perforación	N	500 / 350	500 / 350	500 / 350	400 / 250	400 / 250	400 / 250
Resistencia al reventado	KPa	3 500 / 1750	3 500 / 1750	3 500 / 1750	2 750 / 1 350	2750 / 1 350	2 750 / 1 350
Permisividad	S ⁻¹	0,7	0,2	0,1	0,7	0,2	0,1
Abertura aparente de poros	Mm	0,43	0,25	0,22	0,43	0,25	0,22

Fuente: *Libro Azul de Caminos*. División 250, sección 251. p. 50.

2.1.12.2. Incremento en diámetro de la tubería que conecta con el zanjón Calderón

El diámetro de la tubería que se encuentra instalada en la intersección entre la avenida Las Américas y el zanjón Calderón debe ser capaz de transportar el caudal que genera la subcuenca que tributa.

Figura 26. Área tributaria del zanjón Calderón



Fuente: elaboración propia, con programa de ArcGis versión 9.3.

El área que tributa hacia el zanjón Calderón es de 0,987 km² o 987 000 m², generando un caudal de agua pluvial de 7,8 m³/s para una intensidad de 86,14 mm / h y un período de retorno de 100 años.

El cálculo del diámetro de la tubería se puede obtener al resolver la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{\pi}{4} (D * 0,0254)^2 * \frac{0,03429}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Donde

Q = caudal de agua pluvial, en m^3/s

D = diámetro de la tubería, en pulgadas

L = longitud del cauce

n = coeficiente de rugosidad de Manning

El caudal de diseño será de $7,8 m^3/s$, la pendiente del tramo es de 1,05 por ciento producto de un desnivel igual a 20 metros y una longitud de 1 325,64 metros. Se propone utilizar una tubería fabricada con fibra de vidrio, por lo que el coeficiente de rugosidad de Manning será de 0,009.

Resolviendo la fórmula se obtiene un diámetro de 49,42 pulgadas, pero el diámetro de una red pluvial en funcionamiento no debe rebasar el 90 por ciento de la capacidad, se debe realizar un replanteamiento del dato obtenido.

$$D_{servicio} = D_{diseño} / 0,90 \quad (11)$$

$$D_{servicio} = 49,42 \text{ "/} 0,90 = 54,91\text{"}$$

Por lo que se propone una tubería de 55 pulgadas que soporte una presión de por lo menos 1,00 megapascuales, que es un diámetro frecuentemente producido en fibra de vidrio.

A continuación se presentan las razones por las cuales se decidió seleccionar la tubería de fibra de vidrio.

- No necesita revestimientos, envolturas u otros tipos de protección contra la corrosión y oxidación.
- Los ciclos de mantenimiento son prolongados y las reparaciones son considerablemente más económicas que en los casos de los demás materiales como PVC, ABS, hierro o acero, al trabajarse solamente sobre la parte dañada sin necesidad de sustituir todo el tubo.
- Tiene $\frac{1}{4}$ del peso del acero y $\frac{2}{3}$ partes del peso del PVC, facilitando el manejo, que se traduce directamente en la reducción de los costos de transporte y colocación.
- La fabricación y modificación de la tubería y accesorios puede ser en el sitio, lo que supone un mayor avance en el proyecto y menos paros.
- Toda la línea de accesorios, como ye, tee, reductores, codos, respiradero, entre otros son hasta 40 por ciento más económicos que otros materiales.

2.1.12.3. Pavimentación de calles

Con el fin de reducir la cantidad de lodo y desechos que descienden hacia el área del Calvario y sectores aledaños, se propone la pavimentación de las calles que aún se encuentran de terracería.

Existen varias vías principales pendientes de pavimentar en las que el agua pluvial moviliza lodo, rocas y basura hasta depositarlos en las calles que conforman el barrio El Calvario, (ver figura 6).

Figura 27. **Calles sin pavimentar**



Fuente: elaboración propia, con programa de ArcGis versión 9.3.

Al realizar la pavimentación de estas calles y avenidas se lograría reducir la cantidad de sedimento transportado, además de poder controlar y conducir de una mejor manera las aguas pluviales hacia los desarenadores y pozos de absorción.

La longitud total de calles y avenidas sin pavimentar es de 4 317,71 metros.

2.1.13. Presupuesto y cronograma de propuestas a corto plazo

Para la elaboración del presupuesto, las propuestas que se pueden realizar en un corto plazo se desglosaron los renglones de trabajo, se realizaron las cuantificaciones de cada renglón de las propuestas y luego se calcularon los costos directos. Con estos resultados se establecieron las relaciones de ejecución física y financiera que debe existir entre ellos para el éxito del proyecto.

Los precios de los materiales son los que se pueden encontrar en depósitos de la ciudad altense y los precios de mano de obra fueron cotizados en Quetzaltenango.

Tabla XIII. **Resumen de presupuesto**

Cuadro de cantidades estimadas y precios unitarios

Proyecto: propuesta para la solución al problema de manejo de aguas pluviales

Ubicación: barrio El Calvario, zona 1 de Quetzaltenango

No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	POZO DE ABSORCIÓN 48 METROS DE PROFUNDIDAD				
1.1	CEMENTO	30	SACOS	Q 71.00	Q 2,130.00
1.2	ARENA	6	M3	Q 160.00	Q 960.00
1.3	PIEDRIN 3/4"	6	M3	Q 200.00	Q 1,200.00
1.4	PIEDRA BOLA DE 4" A 6"	24	M3	Q 100.00	Q 2,400.00
1.5	TABLA	36	UND	Q 35.00	Q 1,260.00
1.6	ALAMBRE	30	LB	Q 7.00	Q 210.00
1.7	ELECTROMALLA 7/7	2	UND	Q 300.00	Q 600.00
1.8	ACERO No. 3	24	VAR	Q 25.00	Q 600.00
1.9	ACERO No. 4	12	VAR	Q 34.00	Q 408.00
1.10	CODO PVC 10"	1	UND	Q 60.00	Q 60.00
1.11	ELECTROMALLA 4/4 GRADO 60	8	UND	Q 450.00	Q 3,600.00
1.12	PIEDRIN 1"	3	M3	Q 200.00	Q 600.00
1.13	BROCAL + TAPADERA	1	UND	Q 550.00	Q 550.00
	TOTAL MATERIALES				Q 14,578.00
	MANO DE OBRA				Q 15,000.00
	TRANSPORTE				Q 2,915.60
	TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q 32,493.60
	TOTAL COSTOS INDIRECTOS (20%)				Q 6,498.72
	TOTAL POZO DE ABSORCIÓN				Q 38,992.32

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. Cronograma de actividades del proyecto

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

PROYECTO: PROPUESTA PARA LA SOLUCIÓN AL PROBLEMA DE MANEJO DE AGUAS PLUVIALES

UBICACIÓN: BARRIO EL CALAVARIO, ZONA 1 DE QUETZALTENANGO

No.	DESCRIPCIÓN	MESES				
		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5
1	POZOS DE ABSORCIÓN					
1,1	LIMPIEZA, CHAPEO Y DESTRONQUE					
1,2	EXCAVACIÓN DE POZO DE ABSORCIÓN					
1,3	ARMADO, FORMALETEADO, FUNDICIÓN Y DESFORMALETEADO DE RECUBRIMIENTO DE CONCRETO H = 2,00 m					
1,4	LLENADO DE POZOS CON PIEDRÍN Y PIEDRA BOLA					
1,5	COLOCACIÓN DE TAPADERAS Y BROCALES					
1,6	CONEXIÓN DE TUBERÍA A DESARENADORES					
2	DESARENADORES					
2,1	LIMPIEZA, CHAPEO Y DESTRONQUE					
2,2	NIVELACIÓN Y PUENTEADO					
2,3	EXCAVACIÓN PARA CAJAS DESARENADORAS					
2,4	ARMADO, FORMALETEADO, FUNDICIÓN Y DESFORMALETEADO DE PAREDES DE CONCRETO ESPESOR = 0,15 m					
2,5	FUNDICIÓN DE TAPADERAS					

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño de la ampliación y mejoramiento de la carretera hacia el sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango

El sector Las Moras se encuentra aproximadamente a 17,5 kilómetros de la ciudad de Quetzaltenango y su ingreso está ubicado sobre la carretera que conduce hacia el altiplano.

2.2.1. Análisis de la situación actual de la carretera

Debido al crecimiento poblacional, este sector se ha extendido territorialmente, a lo cual hace evidente la ausencia de varios servicios que son indispensables para el desarrollo de cualquier comunidad. Estas necesidades hacen apropiado el mejoramiento de las calles de dicho sector, para estimular el desarrollo económico, social y comercial de la comunidad.

Actualmente, el ingreso hacia el sector Las Moras es totalmente de terracería conformado en su mayoría por un material de limo arcilloso, el cual está sobre ceniza volcánica pomácea, blanca y suelta. El acceso ocupa un relieve de ondulados a muy inclinados. El mal estado del acceso ha provocado que en época de invierno únicamente transiten vehículos de doble tracción.

El proyecto consiste en el diseño geométrico del tramo de carretera rural que comunica con el sector Las Moras, el cual tiene una longitud de 2 870,00 metros y un beneficio al desarrollo de 100 familias de dicha comunidad.

2.2.2. Estudio topográfico de preliminar

Los estudios topográficos de preliminar son aquellos que permiten reconocer el terreno, para poder recabar toda aquella información, datos y

antecedentes necesarios para poder definir los diseños y procedimientos del proyecto.

Para el estudio topográfico se hicieron reconocimientos del lugar y se tomaron dos puntos fijos: el inicial y el final, entre los cuales se definió la ruta de la carretera. En este análisis se pudo constatar que el tipo de región es montañosa.

El levantamiento consiste en una poligonal abierta formada por ángulos y tangentes, donde se deberá establecer lo siguiente:

- Punto de partida
- Azimut o rumbo de salida
- Kilometraje de salida
- Cota de salida de terreno

Este procedimiento debe tener un grado de precisión razonable para obtener una medición total que, además de marcar las sinuosidades topográficas, muestre pormenores y accidentes que en alguna forma pudiesen afectar la localización final. Para cada levantamiento se debe tomar lecturas de:

- Planimetría
- Altimetría
- Secciones transversales de preliminar
- Radiaciones y referencias

2.2.2.1. Planimetría

El trazo se efectúa por el método de dobles deflexiones con estacionamientos a cada 20 metros en los puntos donde se considere necesario, por ejemplo: cauce de río, fondo, cruce con alguna carretera existente, la cima de un cerro, entre otros. En cada estación se coloca una estaca identificándola plenamente.

El punto de partida así como el banco de marca se referencia de una manera clara, permanente y fácil de localizar. Para determinar exactamente el rumbo de partida se efectúa una observación solar. En cada intersección de dos rectas se deberá localizar la estación y medir el ángulo o delta. Con intersección de dos rectas, se deberá localizar la estación y medir el ángulo delta con una aproximación de un minuto. Las distancias se miden con una cinta.

El estacionamiento de salida se establece basándose en alguna carretera existente, en caso contrario puede aceptarse un estacionamiento arbitrario.

El levantamiento topográfico preliminar para el proyecto del tramo rural que comunica con el sector Las Moras consistió en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes. Al realizar este tipo de levantamiento se debe tener el cuidado de identificar plenamente uno o varios bancos de marca, además de obtener un ángulo de precisión razonable y para marcar algunos accidentes que puedan afectar la localización final.

Para este trabajo se utilizó una estación total marca TOPCON GPT – 3107W y dos prismas. Aplicando el método topográfico de conservación de azimut, se midieron distancias horizontales con cinta métrica colocada

horizontalmente y ubicando colocando estacas en cada estación. Las estaciones están ubicadas a una distancia de 20 metros entre sí.

2.2.2.2. Altimetría

Debe efectuarse tomando diferencias de nivel en todos los puntos fijados por el trazador de la línea central, situando bancos de marca (BM) o controladores de nivel cada 500 metros aproximadamente. Como cota de salida BM, se tomará de preferencia una fijada por la Dirección General de Cartografía de acuerdo con el Datum Geodésico que rige para la República. En caso de no existir un BM quedarán situados sobre puntos permanentes como: árboles grandes, muros, exteriores de casas o monumentos de concreto, anotando en cada BM, estación, elevación, distancia y lado de la línea central, además deberán numerarse de forma individual.

Es recomendable dibujar el perfil que se levantó durante el día con el objetivo de apreciar si la forma presenta un patrón lógico, de no ser aceptable se procederá a realizar una rectificación y cambio de línea, lo que evita que los errores sean visibles hasta el momento de dibujar el perfil en el gabinete, incurriendo en gastos de traslado del equipo y personal.

Todos los datos de la nivelación de la preliminar se deberán ir anotando en una libreta denominada libreta de niveles de preliminar.

En el levantamiento altimétrico del acceso hacia el sector Las Moras, se realizó la nivelación, usando una estación total marca TOPCON GPT – 3107W y dos prismas.

2.2.3. Estudio de suelos

Con el fin de obtener las propiedades mecánicas del suelo, se debe realizar una serie de ensayos. En este caso se realizaron los ensayos de Capacidad Soporte de Suelo (CBR), para poder conocer el módulo de reacción de la rasante.

2.2.3.1. Capacidad Soporte de Suelo (CBR)

El valor relativo de soporte de un suelo (CBR) es un índice de la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad, se expresa en porcentaje de la carga requerida para producir la misma penetración en una muestra estándar de piedra triturada.

Para este ensayo es necesario conocer la humedad óptima y la actual del suelo y así determinar la cantidad de agua que se añade a la muestra de suelo. Los cilindros se compactan en cinco capas para 10, 30 y 65 golpes por cada capa, para cada cilindro compactado se obtendrá el porcentaje de compactación (% C), de expansión y el de CBR, el procedimiento analítico se rige por la Norma AASHTO T 193.

La prueba consiste en lo siguiente: a cada cilindro se le coloca un disco perforado con vástago ajustable y el disco de 10 a 13 libras sobre él, así como el extensómetro, montado sobre un trípode, ajustando la lectura a cero.

Luego se sumerge en el agua durante cuatro días tomando lecturas a cada 24 horas controlando la expansión del material. Es importante tener en cuenta que el peso de 10 a 13 libras colocado sobre el disco perforado con vástago ajustable, corresponde aproximadamente al peso de una losa de

concreto. El objetivo de sumergir la muestra durante cuatro días en agua es para someter a los materiales usados en construcción a las peores condiciones que puedan estar sujetos en el pavimento.

Después de haber tenido la muestra en saturación durante cuatro días se extrae del agua escurriéndola durante quince minutos, se le quita la pesa, el disco perforado y el papel filtro, se mide la resistencia a la penetración. Cuando se empieza la prueba se coloca nuevamente sobre la muestra, el peso, el extensómetro ajustado a cero con el pistón colocado sobre la superficie de la muestra, se procede a hincar el pistón a una velocidad de penetración de 1,27 centímetros por minuto.

Se toma la presión, expresada en libras por pulgada cuadrada necesaria para hincar a determinadas penetraciones.

2.2.3.1.1. Análisis de resultados

Se realizaron 3 ensayos de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

Descripción del suelo: suelo limo arenoso con gravilla color negro

Peso unitario suelto: 1 467,36 kg/m³

Porcentaje de humedad óptima: 20,90 %

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
CBR al 95 % ce compactación:	55 %	57,52 %	58,2 %

Con estos datos se puede concluir que el material cumple con los requisitos de subrasante especificados por la Dirección General de Caminos, la

cual solicita como mínimo un 30 por ciento de CBR para poder utilizar el material en rellenos y terraplenes.

2.2.4. Vehículo de diseño

En el proceso de diseño de una carretera es de suma importancia elegir el vehículo que más se acople para el cálculo de las dimensiones, ya que se pueden obtener las cargas vivas que actuarán sobre la estructura, así como los radios mínimos de giro necesarios en el proyecto.

A continuación se presentan las características de los vehículos de diseño según el *Acuerdo centroamericano sobre circulación por carreteras* de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA).

Tabla XV. Dimensiones de los vehículos de diseño según SIECA

Tipo de vehículo	Tipo de eje de vehículo			Tipo eje semiremolque			TOTAL (toneladas)	
	Eje simple direccional	Eje de tracción			Eje de arrastre			
		Eje simple	Doble rueda	Triple rueda	Eje simple	Doble rueda		Triple rueda
C2	5,00	10,00					15,00	
C3	5,00		16,50				21,50	
C4	5,00			20,00			25,00	
T2-S1	5,00	9,00			9,00		23,00	
T2-S2	5,00	9,00				16,00	30,00	
T2-S3	5,00	9,00				20,00	34,00	
T3-S1	5,00		16,00		9,00		30,00	
T3-S2	5,00		16,00			16,00	37,00	
T3-S3	5,00		16,00			20,00	41,00	

Continuación de la tabla XV.

Vehículo - Tipo	Radio de diseño (m)
C2	7,3
C3	12,8
C4	12,8
T2-S1	12,8
T2-S2	12,8
T2-S3	13,7
T3-S1	13,7
T3-S2	13,7
T3-S3	13,7

Fuente: SIECA. *Acuerdo centroamericano sobre circulación por carreteras según la sociedad de ingenieros consultores*. p. 35.

En este caso en particular se utilizará como vehículo de diseño el de tipo T3-S1, el cual se asemeja a los vehículos de transporte pesado más comunes en el área rural de Guatemala.

2.2.5. Velocidad de diseño

Es el elemento básico para el diseño geométrico de carreteras y el parámetro de cálculo de la mayoría de los diversos componentes del proyecto.

En cualquier diseño de carreteras, la velocidad de diseño debe ser estudiada, regulada y controlada con el fin de que ella origine un perfecto equilibrio entre usuario, vehículo y la carretera, de tal manera que siempre se garantice la seguridad de los usuarios.

En este caso se trabajará el diseño de una carretera secundaria considerada por la Dirección General de Caminos como tipo E, la cual se encuentra en un terreno montañoso con un tráfico promedio diario de vehículos que va de 100 a 500 vehículos, por lo que se propone una velocidad de diseño de 30 km/hora.

2.2.6. Diseño geométrico horizontal

Es el proceso de correlación entre los elementos físicos y las características de operación de los vehículos, mediante el uso de las matemáticas, física y geometría. En este sentido, la carretera queda geoméricamente definida por el trazado del eje en planta y en perfil y por el trazado de la sección transversal.

2.2.6.1. Curvas circulares horizontales

Son la parte fundamental del diseño geométrico y se clasifican en: curvas circulares y espirales o de transición. El propósito es cambiar el recorrido de la carretera en el alineamiento horizontal, facilitando la comodidad de los usuarios. A continuación se presentan los elementos geométricos de una curva circular.

Los elementos que componen una curva horizontal son:

PI = puntos de intersección de las tangentes o vértice de la curva.

PC = punto donde termina la tangente de entrada y empieza la curva.

Δ = ángulo de deflexión de las tangentes.

O = centro de curva circular.

R = radio de la curva circular.

St = subtangente. Distancia desde PI al PC.

L = longitud a lo largo del arco desde PT a PT.

CL = cuerda larga: distancia en la línea recta desde PC al PT.

E = externa: distancia desde el PI al punto medio de la curva A.

M = ordenada media: distancia desde el punto medio de la curva A al medio de la cuerda larga B.

En la figura 28 se presentan los elementos que conforman la curva horizontal.

Los anteriores elementos geométricos se relacionan entre sí dando origen a expresiones que permiten el cálculo de la curva. Una de las funciones más básicas es la que relaciona el grado de curvatura con el radio de la curva y se representa en la fórmula siguiente:

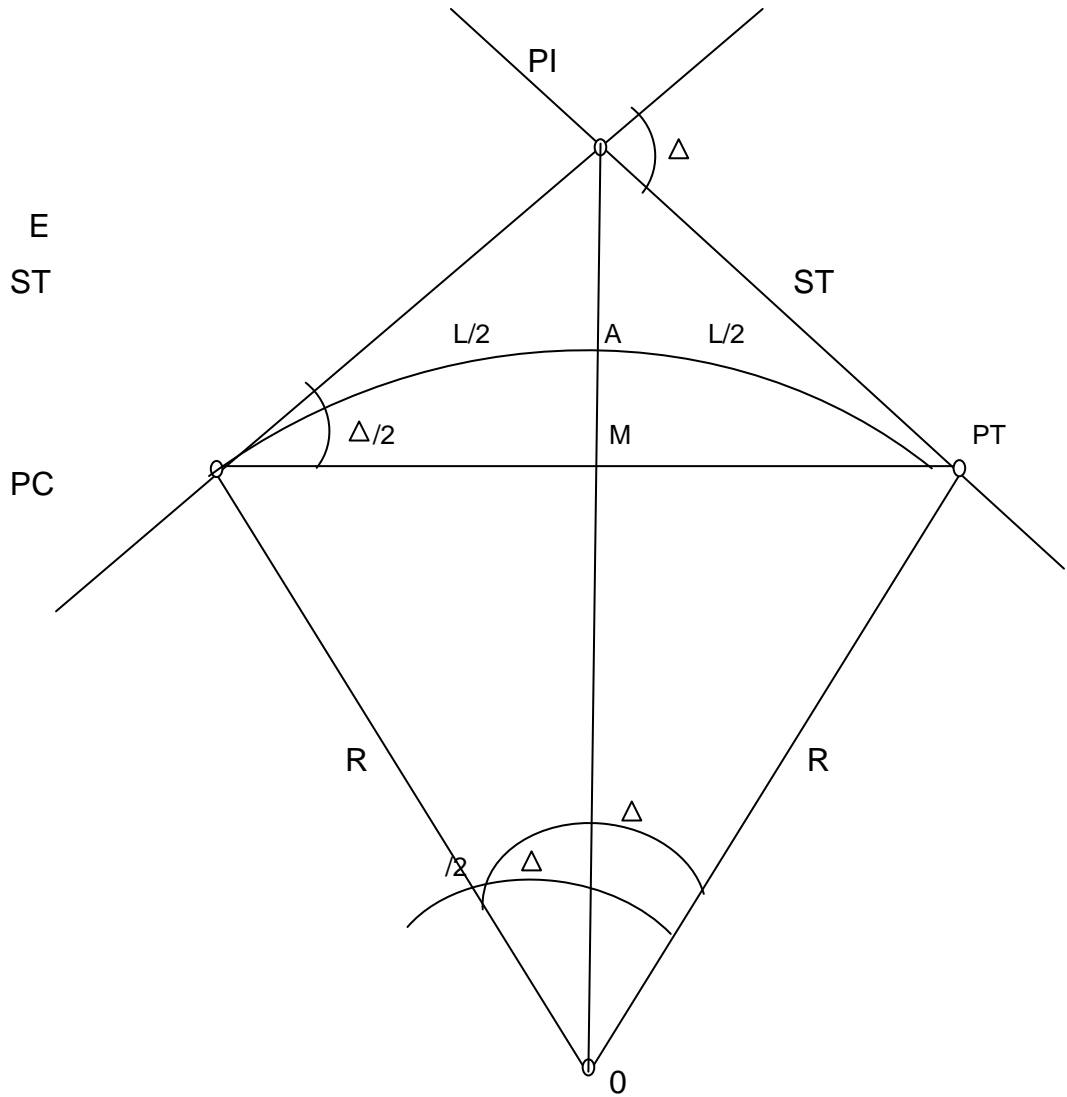
$$R = \frac{1145,9156}{G} \quad (1)$$

Donde R es el radio de la curva y G el grado de curvatura que se define como el ángulo central que subtiende un arco de circunferencia de 20 metros.

Existen dos maneras de proyectar las curvas circulares, una de estas consiste en buscar la curva que más se adapte y luego se calculan las componentes. La otra consiste en emplear curvas de determinado grado y calcular los demás elementos de ellas. En este caso se utilizará el segundo método debido a que es el más recomendable y preciso.

De esta manera se procedió a calcular los radios de diseño más comunes en Guatemala utilizando la fórmula anterior.

Figura 28. Elementos geométricos de una curva circular simple



Fuente: JAMES CÁRDENAS, Grisel. *Diseño de carreteras*. p. 43.

Tabla XVI. Grados de curva y radios de diseño

G°	Radio (m)	G°	Radio (m)	G°	Radio (m)	G°	Radio (m)
1°	1145,92	17°	67,41	33°	34,72	49°	23,39
2°	572,96	18°	63,66	34°	33,70	50°	22,92
3°	381,97	19°	60,31	35°	32,74	51°	22,47
4°	286,48	20°	57,30	36°	31,83	52°	22,04
5°	229,18	21°	54,57	37°	30,97	53°	21,62
6°	190,99	22°	52,09	38°	30,16	54°	21,22
7°	163,70	23°	49,82	39°	29,38	55°	20,83
8°	143,24	24°	47,75	40°	28,65	56°	20,46
9°	127,32	25°	45,84	41°	27,95	57°	20,10
10°	114,59	26°	44,07	42°	27,28	58°	19,76
11°	104,17	27°	42,44	43°	26,65	59°	19,42
12°	95,49	28°	40,93	44°	26,04	60°	19,10
13°	88,15	29°	39,51	45°	25,46	61°	18,79
14°	81,85	30°	38,20	46°	24,91	62°	18,48
15°	76,39	31°	36,97	47°	24,38	63°	18,19
16°	71,62	32°	35,81	48°	23,87		

Fuente: elaboración propia.

Ejemplo de cálculo de curvas horizontales: se tomará como ejemplo la curva horizontal 1 del diseño de la ampliación y mejoramiento de la carretera hacia el sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango.

- Cálculo de curva horizontal 1

Los datos para el cálculo de los elementos son:

Azimut de entrada: 261° 13' 09"

Azimut de salida: 241° 31' 10"

Estacionamiento del punto de intersección (PI): 0 + 070,80

Se tiene la deflexión $\Delta = 19^\circ 41' 59,27''$ y se propone un $G = 15^\circ$ teniendo como criterio principal la topografía que condiciona la curva.

De la tabla XVI anteriormente calculada, se tiene que cuando el grado de curva es $G = 15^\circ$ el radio de curva es $R = 76,39$ metros, el cual servirá para calcular los demás elementos de la curva que a continuación se describen.

Longitud de curva (LC) es la distancia siguiendo la curva desde el principio de curva (PC) hasta el principio de tangente (PT).

$$LC = (20 * \Delta) / G$$

$$LC = (20 * 19^\circ 41' 59,27'') / 15^\circ$$

$$LC = 26,27 \text{ metros.}$$

Subtangente (St) es la distancia entre el PC y el punto de intersección (PI) o entre el PI y el PT, en curvas circulares simples forman un ángulo de 90° con el radio.

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

$$St = 76,39 \text{ m} * \tan (19^\circ 41' 59,27'' / 2)$$

$$St = 13,26 \text{ metros}$$

Cuerda máxima (Cm) es la distancia entre una línea recta trazada entre PC al PT.

$$Cm = 2 * R * \text{Sen} (\Delta / 2)$$

$$Cm = 2 * 76,39\text{m} * \text{Sen} (19^\circ 41' 59, 27'' / 2)$$

$$Cm = 26,13 \text{ metros}$$

Ordenada media (OM) es la diferencia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

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

$$OM = 76,39 \text{ m} * (1 - (\text{Cos} (19^\circ 41' 59, 27'' / 2)))$$

$$OM = 1,13 \text{ metros}$$

External (E) es la distancia comprendida entre el PI al punto medio de la curva.

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

$$E = 76,39 \text{ m} * (\text{Sec} (19^\circ 41' 59, 27'' / 2) - 1)$$

$$E = 1,14 \text{ metros}$$

Para calcular los estacionamientos de PC1 y PT1 de una curva, se suma la tangente Tg1 al POT inicial para obtener el PC1 y se suma la longitud de curva al PC1 para obtener PT1, por lo que se tiene para el ejemplo de la curva 1 lo siguiente:

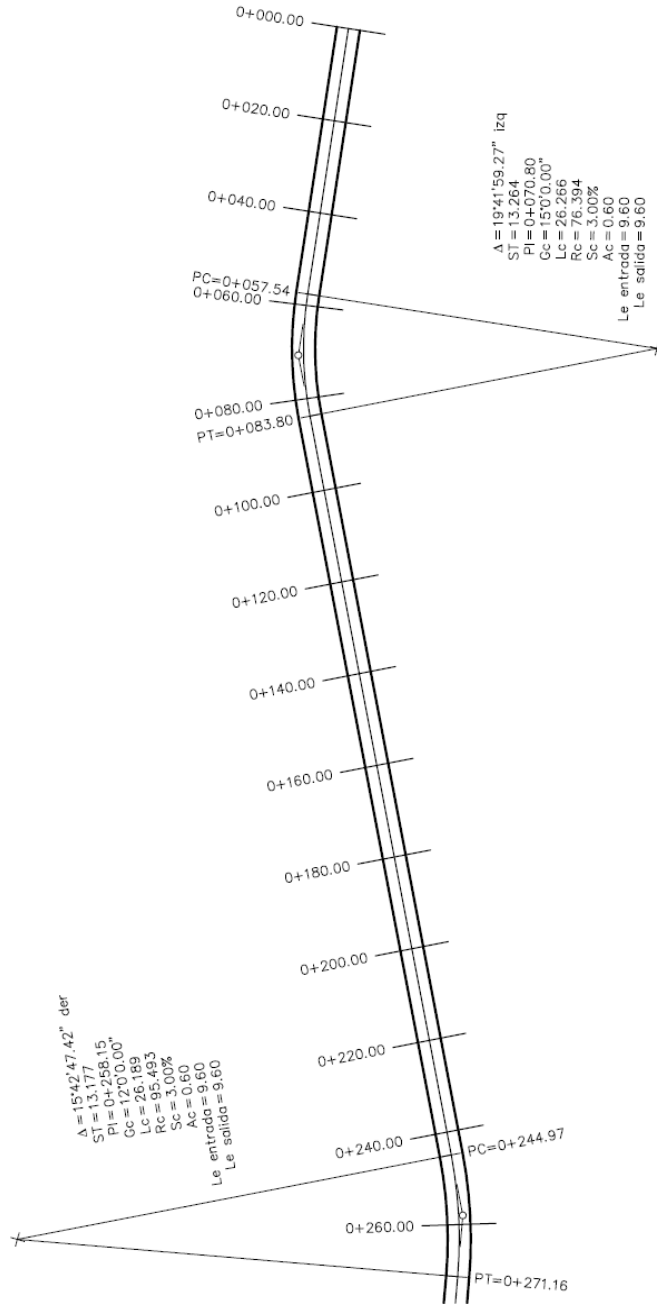
Principio de curva, principio de tangente

$$PC1 = POTi + Tg1 \quad PT1 = PC1 + LC1$$

$$PC1 = 0 + 0, 00 + 057, 54 \quad PT1 = 0 + 057, 54 + 26, 27$$

$$PC1 = 0 + 057, 54 \quad PT1 = 0 + 083, 81$$

Figura 29. **Planta de curvas horizontales 1 y 2**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Tabla XVII. **Resumen de cálculos de curvas horizontales**

Curva	Deflexión	G	Radio	LC	ST	CM	OM	E
1	19° 41' 59,27"	15	76,39	26,27	13,26	1,13	0,16	1,14
2	15° 42' 47,42"	12	95,49	26,18	13,17	26,37	0,90	0,90
3	13° 24' 27, 50"	15	76,39	17,88	8,98	5,10	0,11	0,53
4	33° 05' 39,65"	23	49,82	28,78	14,80	3,78	0,06	2,15
5	21° 12' 55,10"	15	76,39	28,28	14,30	19,11	0,72	1,32
6	17° 32' 47, 23"	16	71,62	21,93	11,05	4,57	0,09	0,84
7	16° 45' 6,30"	18	63,66	18,61	9,37	12,18	0,62	0,68
8	9° 25' 39,85"	15	76,39	12,57	6,30	6,10	0,16	0,26
9	17° 44' 1,78"	12	95,49	29,56	14,90	3,87	0,06	1,15
10	15° 21' 07,47"	20	57,29	15,35	7,72	7,25	0,22	0,51
11	13° 06' 12,59"	8	143,24	32,76	16,45	6,41	0,17	0,94
12	22° 40' 4,98"	15	76,39	30,22	15,31	6,14	0,16	1,52
13	38° 13' 18,63"	20	57,30	38,22	19,85	5,66	0,13	3,34
14	53° 04' 55,27"	25	45,84	42,47	22,90	9,98	0,42	5,39
15	29° 20' 47,38"	15	76,39	39,13	20,00	4,45	0,08	2,58
16	27° 00' 57,30"	20	57,30	27,02	13,76	6,62	0,18	1,63
17	21° 06' 41,80"	20	57,30	21,12	10,68	11,43	0,55	0,98
18	8° 28' 56,59"	5	229,18	33,93	16,99	22,99	2,28	0,63
19	4° 51' 28,54"	5	229,18	19,43	9,72	9,84	0,40	0,20
20	10° 27' 14, 05"	10	114,59	20,90	10,48	6,93	0,20	0,48
21	43° 25' 26,46"	9	127,32	96,50	50,70	6,52	0,18	9,72

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.2. Peraltes

Existen dos fuerzas que se oponen al deslizamiento lateral de un vehículo, la componente del peso sobre el eje horizontal W_p y la fuerza de fricción transversal desarrollada entre las llantas y el pavimento F_f . Igualmente para ayudar a evitar este deslizamiento, se acostumbra en las curvas darle cierta inclinación transversal a la calzada.

La resultante paralela actúa hacia afuera de la curva por lo que debe ser resistida por la fuerza de fricción transversal que actúa hacia dentro de la curva.

Realizando la sumatoria de fuerzas que actúan sobre un vehículo que se encuentra circulando por una curva, se tiene lo siguiente.

$$F_p - W_p = F_f \quad (2)$$

Desarrollando la ecuación y descomponiendo lo términos en las expresiones que los componen, se tiene:

$$e + \mu = \frac{V^2}{127 R} \quad (3)$$

Donde

μ = coeficiente de fricción entre el pavimento y las llantas

V = velocidad del vehículo (km/h)

R = radio de curva circular horizontal (m)

Para el cálculo de peralte en curvas horizontales se despreciará la fricción que pueda existir entre los neumáticos del vehículo y el pavimento, además la velocidad del vehículo se considerará como la velocidad de diseño, la cual tiene un valor de 30 km/h. Por lo que la fórmula quedaría de la siguiente manera:

$$e = \frac{V^2}{127 R} \quad (4)$$

Se debe tomar en cuenta que el valor máximo de peralte utilizado en el diseño de carreteras en Guatemala es del 10 por ciento, por norma general de seguridad no debe ser menor a 6 por ciento.

A continuación se presenta la tabla con los valores de peralte para cada una de las curvas propuestas para la ampliación y mejoramiento del acceso hacia el sector Las Moras.

Tabla XVIII. **Peralte necesario en curvas**

CURVA	G	Radio (m)	Velocidad (km/h)	PERALTE e	Peralte Corregido
1	15	76,39	30	0,093	0,093
2	12	95,49	30	0,074	0,074
3	15	76,39	30	0,093	0,093
4	23	49,82	30	0,142	0,100
5	15	76,39	30	0,093	0,093
6	16	71,62	30	0,099	0,099
7	18	63,66	30	0,111	0,100
8	15	76,39	30	0,093	0,093
9	12	95,49	30	0,074	0,074
10	20	57,29	30	0,123	0,100
11	8	143,24	30	0,049	0,060
12	15	76,39	30	0,093	0,093
13	20	57,30	30	0,124	0,100
14	25	45,84	30	0,155	0,100
15	15	76,39	30	0,093	0,093
16	20	57,30	30	0,124	0,100
17	20	57,30	30	0,124	0,100
18	5	229,18	30	0,031	0,060
19	5	229,18	30	0,031	0,060
20	10	114,59	30	0,062	0,062
21	9	127,32	30	0,056	0,060

Fuente: elaboración propia.

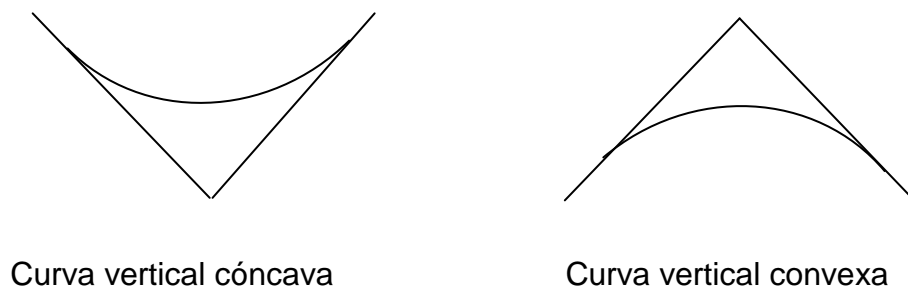
2.2.7. Diseño geométrico vertical

También llamado alineamiento en perfil, es la proyección del eje real o espacial de la vía sobre una superficie vertical paralela al mismo, debido a este paralelismo la proyección mostrará la longitud real del eje de la vía. A este eje también se le denomina rasante o subrasante.

2.2.7.1. Curvas verticales

Los elementos que forman el perfil longitudinal de la subrasante deben enlazarse por medio de curvas verticales cóncavas o convexas, de longitud variable. El propósito de las curvas verticales consiste en proporcionar suavidad al cambio de una pendiente a otra, pueden ser circulares, parabólicas simples y cúbicas, entre otras. La que se utiliza por el Departamento de Carreteras de la Dirección General de Caminos es la parabólica simple, debido a la facilidad del cálculo y adaptabilidad a las condiciones de operación.

Figura 30. Tipos de curvas verticales



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Al momento de diseñar se deben considerar las longitudes mínimas permisibles de curvas verticales, con el objetivo de evitar el traslape y dejando la mejor visibilidad posible a los conductores. La longitud mínima de curvas verticales se calcula con la expresión que a continuación se presenta:

$$LCV = K \times A(5)$$

Donde

LCV = longitud mínima de curvas verticales dada en metros

A = diferencia algebraica de las pendientes dada en porcentaje

K = constante que depende de la velocidad de diseño

Para que las curvas verticales cóncavas y convexas cumplan con la distancia de visibilidad necesaria, la longitud deberá calcularse a partir del parámetro K. En la tabla XIX se muestran los valores mínimos de K, según la velocidad de diseño y el tipo de carretera.

Tabla XIX. **Valores K y longitud mínima de las curvas verticales**

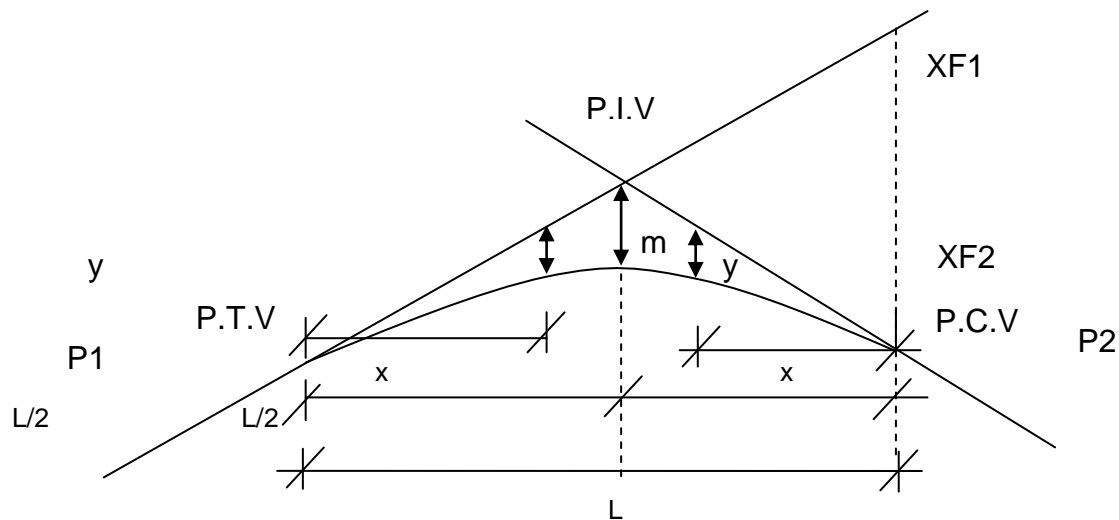
Velocidad de proyecto (km/h)	Valores del parámetro K (m / %)		Longitud mínima aceptable
	Curva convexa	Curva cóncava	
	Carretera tipo E, D, C, B, A.	Carretera tipo E, D, C, B, A.	
30	4	3	20
40	7	4	30
50	12	8	30
60	23	12	40
70	36	20	40
80	.	31	50
90	.	43	50
100	.	57	60
110	.	72	60

Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Vías de comunicación*. p. 78.

Para el acceso hacia el sector Las Moras se tiene una velocidad de diseño de 30 m/s, por lo que se trabajará con valores para K de 4 para curvas cóncavas y convexas, con este dato se obtiene una longitud mínima aceptable de 20 metros.

Los elementos que conforman una curva vertical están descritos en la figura 31.

Figura 31. **Elementos de una curva vertical**



Fuente: CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño de carreteras*. p. 81.

Donde

PIV = punto de intersección de las tangentes verticales

PCV = punto en donde comienza la curva vertical

PTV = punto donde termina la curva vertical

PSV = punto cualquiera sobre la curva vertical

P1 = pendiente de la tangente de entrada, en m/m

P2 = pendiente de la tangente de salida, en m/m

A = diferencia algebraica de pendientes

L = longitud de la curva vertical, en metros

X = distancia horizontal para cada valor de y

y = diferencia de nivel para cada valor de X

Ejemplo de cálculo de curvas verticales:

Se tomará como ejemplo la curva vertical 1 de la carretera diseñada en el sector Las Moras.

- Cálculo de curva vertical 1

Los datos para el cálculo de las elevaciones de la rasante de la curva para cada estación, son los siguientes.

Pendiente de entrada $P1 = 6,54 \%$

Pendiente de salida $P2 = 7,07 \%$

En este caso la diferencia algebraica de pendientes es de $-0,53 \%$, con un valor de $K = 4$ la longitud de la curva es de:

$$LCV = K * A$$

$$LCV = 4 * 0,53 \% = 2,12 \text{ metros}$$

Debido a que la longitud de curva vertical mínima requerida para una velocidad de 30 km/h es de 20 metros, se propone una longitud de curva de 30 metros para obtener una curva más tendida y así tener un tránsito más suave.

Con una longitud de curva de 30 metros se obtiene el siguiente valor de K:

$$LCV = K * A$$

$$K = LCV / A$$

$$K = 30 \text{ metros} / 0,53 \% = 56,60 \text{ m} / \%$$

Para el cálculo de las elevaciones de la curva asociadas a la rasante se utiliza la parábola de la forma $y = K * X^2$, donde y es la diferencia de nivel desde la tangente P1 hasta la superficie final de diseño, dada para cada valor de la distancia horizontal X hasta el punto que se está calculando.

Y K es la relación obtenida de la diferencia de la pendiente y la longitud de curva vertical propuesta: $K = (P2 - P1) / 2L$

Figura 32. **Hoja de cálculo de curva vertical 1**

Estación	Elevación original	Elevación calculada	Longitud	Pendiente
00 + 000,00	100,00			
00 + 170,63		111,16	170,63	6,54 %
00 + 260,55	117,52	89,92		7,07 %
Longitud de la curva vertical: 30,00 metros.				
PCV	00 + 155,63			
PIV	00 + 170,63			
PTV	00 + 185,63			
		XF1	112,14	
		XF2	112,22	
		Desnivel	0,079	
Aplicando parábola		LCV = 30,00 metros		K = -8,83 E-05
		$y = K * X^2$		

Continuación de la figura 32.

$$y = 8,83 \text{ E-}05 * (15 \text{ m})^2 = 0,019$$

Estación	D.h.	Rasante	Corrección	Rasante Corregida
00 + 155,64	PCV	0	110,18	110,180
00 + 160,00		4,36	110,18	110,178
00 + 170,64	PIV	15	111,18	111,161
00 + 180,00		5,64	112,22	112,217
00 + 185,64	PTV	0	112,22	112,220

Fuente: elaboración propia.

Puede notarse que las cotas calculadas en el punto PTV coinciden con las calculas para XF1 y XF2.

Tabla XX. **Resumen de curvas verticales**

Curva	P1 %	P2 %	A %	LCV (m)	K	Est. PIV	Elev. PIV	Corrección	Elev. PIV corregida
1	6,54	7,07	-0,53	30	56,60	0 + 170,64	111,18	0,019	111,161
2	7,07	2,30	4,77	30	6,30	0 + 275,57	118,40	0,178	118,58
3	2,30	11,47	-9,16	35	3,82	0 + 415,71	122,21	0,400	121,81
4	13,61	7,09	6,52	35	5,37	0 + 877,76	180,91	0,285	181,20
5	7,09	11,05	-3,96	30	7,58	1 + 051,97	193,71	0,148	193,56
6	11,05	-5,38	16,43	50	3,04	1 + 227,45	211,92	1,026	212,95
7	-1,31	6,07	-7,38	30	4,07	1 + 405,81	205,95	0,276	205,67
8	6,07	10,00	-3,93	30	7,63	1 + 553,97	214,80	0,147	214,66
9	10,00	-0,40	10,40	35	3,36	1 + 671,38	225,94	0,455	226,40
10	-0,40	6,07	-6,47	40	6,18	1 + 817,39	226,14	0,323	225,82
11	6,07	12,20	-6,13	35	5,71	1 + 991,08	236,63	0,268	236,36

Fuente: elaboración propia.

2.2.8. Movimiento de tierras

Es el proceso que consiste en el conjunto de cortes y rellenos a realizarse en un terreno para la ejecución de una obra, previo a este paso se debe efectuar un replanteo topográfico, para trazar la subrasante definida en los trabajos de localización.

2.2.8.1. Secciones transversales

La topografía del terreno en el sentido perpendicular a la línea central de la carretera, determinará el volumen de movimiento de tierras necesario en la construcción de un proyecto carretero, al tomar en cuenta la sección topográfica transversal se localiza el punto central de la carretera, puede quedar ubicado sobre el terreno natural, con esta área de relleno se marca debajo del terreno natural y el área de corte a partir de la cual se habrá de trazar la sección típica.

Para el diseño se estimará el ancho de rodadura con la pendiente de bombeo de 2 por ciento o el peralte que sea apropiado, si corresponde a un caminamiento en curva horizontal el ancho del hombro de la carretera con el pendiente, taludes de corte y relleno según se presente el caso, determinando la pendiente al tipo de material del terreno y la altura que precisen.

Cuando es necesario se marca un espacio de remoción de capa vegetal, la cual debe tener una profundidad de 30 centímetros

El perfil de la cuneta por lo general se calcula aparte para considerarlo como excavación de canales, se mide o calcula el área enmarcada entre el trazo de perfil de terreno y el que se desea obtener, clasificando así separadamente el corte y el relleno necesario.

Los taludes recomendados para el trazo de la sección típica, corte o relleno, se muestran a continuación:

Tabla XXI. **Tabla de relaciones para el dibujo de taludes**

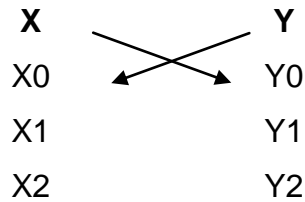
Material	Altura	Inclinación
Corte:		
Duro	Cualquiera	¼ : 1 = 4 : 1
Semiduro	Cualquiera	¼ : 1 = 4 : 1
Semisuave y suave	0 a 3 metros	1 : 1 = 1 : 1
	3 a 7 metros	½ : 1 = 2 : 1
	Más de 7 metros	1/3 : 1 = 3 : 1
Relleno:		
Todo material	0 a 3 metros	2 : 1 = 1 : 2
	Más de 3 metros	1 1/2 : 1 = 2 : 3

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. p. 20.

Para medir el área en forma gráfica se puede realizar un planímetro polar, si no se dispone de un planímetro, puede calcularse el área asignando coordenadas totales como se considere conveniente y aplicar el método de los determinantes para encontrar el área.

$$\text{Área} = \sum \left[\frac{\sum(X_t * Y_{t+1}) - \sum(Y_t * X_{t+1})}{2} \right]$$

- Ejemplo de cálculo de movimiento de tierra



2.2.8.2. Cálculo de volúmenes

Determinadas las áreas de las secciones de construcción se procede al cálculo de volumen de tierra. Es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides, tanto en corte como en relleno. Entre dos estaciones, el volumen es el de un prisma irregular, el área de las bases es la medida en cada una de las estaciones y la altura del prisma es igual a la diferencia de estaciones, sucede cuando en las estaciones consideradas existe solo corte o relleno. La forma más rápida de calcular el volumen es basándose en el producto de la semisuma de las áreas extremas, por la distancia entre las estaciones.

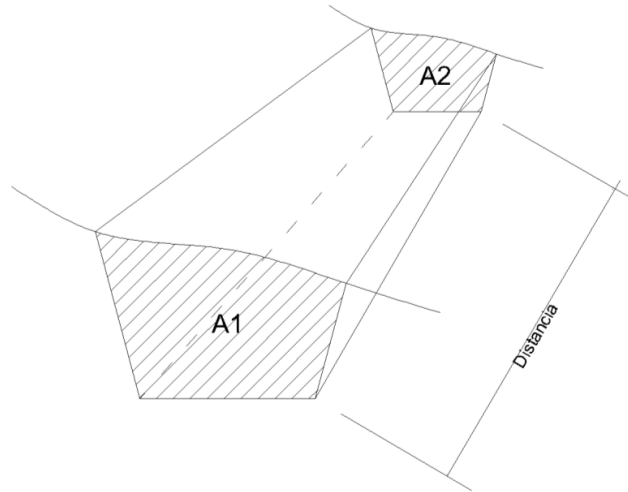
$$V = \frac{(A1 + A2) * Distancia}{2}$$

Donde

A1 = área 1

A2 = área 2

Figura 33. **Cálculo de volumen de tierra**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Cuando en un extremo la sección tenga solo área de corte y la otra solo de relleno, debe calcularse una distancia de paso donde teóricamente el área pasa a ser de corte a relleno.

Este se obtiene por medio de la interpolación de las dos áreas en la distancia entre ellas, las fórmulas que facilitan este cálculo son las siguientes.

$$VOL_{CORTE} = \frac{A_C * D_1}{2}$$

$$VOL_{RELLENO} = \frac{A_R * D_2}{2}$$

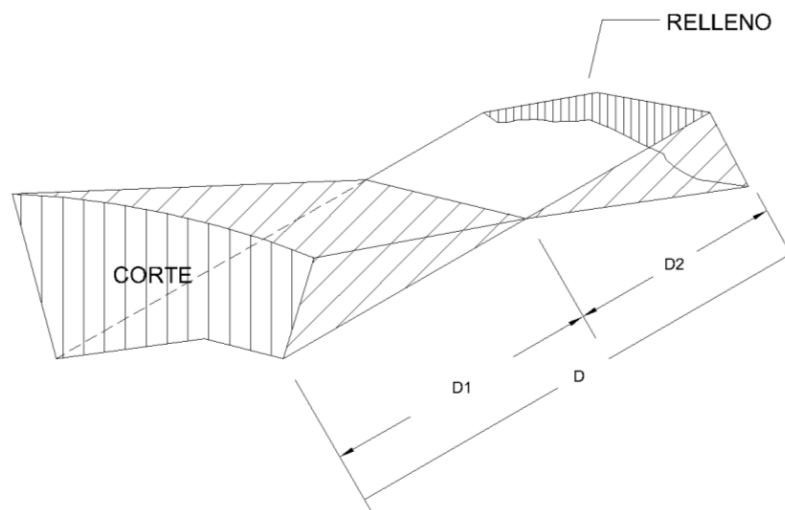
Donde

A_C = área de corte en la primera sección

A_R = área de relleno en la segunda sección

D = distancia

Figura 34. **Volumen de corte y relleno**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Distancia de paso entre dos secciones.

$$\frac{C + R}{D} = \frac{C}{D_1} \rightarrow D_1 = \frac{C * D}{C + R}$$

C = área de corte (H₁)

C = área de relleno (H₂)

D = distancia entre estaciones

D₁ = distancia de paso

Figura 35. **Distancia de paso entre dos estaciones**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.2.8.3. Reacondicionamiento de la subrasante

Consiste en escarificar, homogenizar, mezclar, uniformar, conformar y compactar la subrasante de una carretera previamente construida para adecuar la superficie a la sección típica y elevaciones del proyecto establecidas en planos. Se ejecutan cortes y rellenos con un espesor no mayor de 200 milímetros con el objeto de regularizar y mejorar mediante estas operaciones, las condiciones de la subrasante como cimiento de la estructura del pavimento.

2.2.8.3.1. Escarificación, tendido y conformación

En las áreas que necesiten reacondicionamiento se debe proceder a escarificar el suelo de la subrasante hasta una profundidad de 200 milímetros, eliminando las rocas mayores de 100 milímetros, acondicionándolas fuera del lecho del camino. Seguidamente se debe proceder a ajustar y conformar la

superficie efectuando cortes y rellenos en un espesor no mayor de 200 milímetros.

El suelo de la subrasante en toda el área a reacondicionarse debe humedecerse adecuadamente antes de la compactación. El control de la humedad debe efectuarse secando el material o por el método con carburo AASHTO T 217.

2.2.8.3.2. Cortes mayores de 200 mm

Si con los cortes y rellenos de 200 milímetros la superficie reacondicionada no se ajusta a los niveles indicados en los planos, se podrá ordenar cortes más profundos o completar los rellenos con material de préstamo apropiado.

2.2.8.3.3. Compactación

La subrasante reacondicionada debe ser compactada en su totalidad con un contenido de humedad dentro de ± 3 por ciento de la humedad óptima, hasta lograr el 95 por ciento de compactación respecto a la densidad máxima, AASHTO T 180. La compactación en el campo se debe comprobar de preferencia según AASHTO T 191.

2.2.8.4. Base

Es la capa de la estructura del pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas del tránsito proveniente de la capa de pavimento, de tal manera que el suelo de subrasante las pueda soportar.

La base consiste en la obtención, explotación, acarreo, tendido, humedecimiento, mezcla, conformación y compactación del material de la base ajustándose a los alineamientos horizontales, verticales y secciones típicas de pavimentación. Esta deberá tener un espesor de 150 milímetros y se utilizará la base natural extraída de la planta Agreca la cual se encuentra en Quetzaltenango.

El tamaño máximo de las piedras que contenga el material de base no debe exceder de 70 milímetros o no debe exceder de $\frac{1}{2}$ espesor de la capa, en este caso 100 milímetros.

El material debe tener un CBR, AASHTO T 193 mínimo de 30, efectuando sobre muestra saturada a 95 por ciento de compactación, AASHTO T 180.

La porción de material para base que pase por el tamiz 0,425 milímetros, no debe tener un índice de plasticidad AASHTO T 90 mayor de 6 ni un límite líquido AASHTO T 89 mayor de 25, determinados ambos sobre la muestra preparada en húmedo, AASHTO T 146. Cuando las disposiciones especiales lo indiquen expresamente, el índice de plasticidad puede ser más alto pero en ningún caso mayor de 8.

El equivalente de arena no debe ser menor de 25, determinado por el método AASHTO T 176.

El material de base debe estar exento de materias vegetales, basura, terrones de arcilla o sustancias que incorporadas dentro de la capa de base puede causar fallas en el pavimento.

2.2.8.4.1. Colocación de base

Se debe colocar el volumen de material correspondiente al espesor requerido sobre la subrasante, previamente preparada y reacondicionada.

El material puede ser colocado en pilas por medio de camiones de volteo, formando camellones.

2.2.8.4.2. Riego de agua

El material de base debe esparcirse, homogeneizarse y conformarse, agregándole la cantidad de agua necesaria para lograr la compactación, en caso de utilizarse maquinaria especial esparcidora y conformadora, el material puede ser humedecido previamente en la planta de producción, pudiéndose proceder a la compactación inmediata. La humedad de campo debe determinarse secando el material o por el método con carburo AASHTO T217.

2.2.8.4.3. Conformación y compactación de base

La capa de base debe conformarse ajustándose a los alineamientos y secciones típicas de pavimentación y compactarse en la totalidad, hasta lograr el 100 por ciento de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180.

La determinación de la densidad máxima se debe efectuar por cada 2 000 metros cúbicos de material de base o cuando haya evidencia de que las características del material han cambiado o se inicie la utilización de un nuevo banco.

La compactación en el campo se debe comprobar mediante el método AASHTO T 191. Pueden utilizarse otros métodos técnicos, incluyendo los no destructivos.

Antes de iniciar las operaciones de construcción de la base en forma continua, se debe efectuar un tramo de ensayo en el ancho total de la carretera de acuerdo con la sección típica de pavimentación con las condiciones, equipo y maquinaria que se utilizará para este efecto en la obra, con el objetivo de determinar los valores a usar para la evaluación de la compactación. Si durante la construcción ocurren cambios apreciables en las características y condiciones de los materiales, se debe efectuar un nuevo tramo de ensayo.

Si los resultados del tramo de ensayo son considerados satisfactorios, la determinación de la densidad máxima puede efectuarse por cada 10 000 metros cúbicos de material de subbase, si la compactación se efectúa en idénticas condiciones que en el tramo de ensayo.

2.2.8.4.4. Control de calidad del material para base

El material para la capa base deberá ser sometido a pruebas y ensayos para determinar si es apto para soportar y transmitir las cargas del pavimento. A continuación se presentan los parámetros para el control de la calidad del material.

- Valor soporte: se debe efectuar un ensayo por cada 500 metros cúbicos producidos al iniciar la explotación de cada banco, hasta llegar a 3 000 metros cúbicos y luego un ensayo por cada 3 000 metros cúbicos colocados.

- Piedras grandes y exceso de finos: las piedras mayores de 70 milímetros o mayores de ½ pulgada de espesor de la capa, el que sea menor, deben ser eliminadas de preferencia en el banco o planta de producción, antes de colocar el material de base.
- Granulometría: se debe efectuar un ensayo de granulometría por cada 500 metros cúbicos de los primeros 3 000 metros cúbicos producidos al iniciar la explotación de cada banco, seguidamente se debe efectuar un ensayo cada 3 000 metros cúbicos colocados de material de base.
- Plasticidad y equivalente de arena: se debe efectuar un ensayo por cada 3 000 metros cúbicos colocados de material de base.

2.2.8.4.5. Control de calidad y tolerancia en los requisitos de construcción

- Compactación: controlar, por medio de ensayos de laboratorio y de campo, la compactación que se debe dar al material según el equipo que dispone para lograr la densidad especificada. Se establece una tolerancia en menos de 3 por ciento, respecto al porcentaje de compactación especificado para aceptación de la capa de base. Se debe efectuar un ensayo representativo por cada 400 metros cuadrados de cada una de las capas que se compacten, las densidades de campo de preferencia, no deben de efectuarse a una distancia menor de 20 metros en sentido longitudinal sobre la superficie compactada que se esté controlando. De preferencia el control de compactación se debe hacer entre orillas interiores de hombros a una distancia mayor de 1 metro del borde de la

base y siguiendo un orden alternado de derecha, centro e izquierda del eje.

- Superficie y espesor: la conformación de la superficie de la base terminada debe verificarse mediante la utilización de una cordel delgado, atado en ambos extremos a la punta de dos varillas de igual altura, cada una se coloca directamente sobre trompos de construcción contiguos transversal y longitudinalmente. A continuación, con una regla graduada, se verifica si la altura del cordel es constante sobre la superficie de la base, en sentido transversal y longitudinal.

No se aceptan irregularidades mayores de ± 15 mm respecto a la cota de superficie correspondiente de la base.

- Deflexión: se debe controlar por medio de la viga Benkelman (AASHTO T 256) o por la aplicación de otro técnico reconocido y aceptado profesionalmente, si la deflexión de la capa de base conformada y compactada no sobrepasa el valor de deflexión máxima aceptable para dicha capa.

El valor máximo de deflexión aceptable para la superficie de la capa de base no debe ser mayor de 2 milímetros (0,08 pulgadas), respecto a un punto dado a una distancia no mayor de 3,68 metros en cualquier dirección.

Se debe efectuar una prueba de campo para determinar la deflexión por cada 400 metros cuadrados, en la superficie de la capa de base compactada previamente a la aceptación.

2.2.9. Diseño de pavimento rígido

Un pavimento de concreto o rígido consiste en una losa de concreto simple o armado, apoyada directamente sobre una base o subbase. La losa, debido a la rigidez y alto módulo de elasticidad, absorbe gran parte de los esfuerzos que se ejercen sobre el pavimento, lo que produce buena distribución de las cargas de rueda, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante.

Los métodos de diseño de espesores de pavimentos más ampliamente utilizados a nivel mundial son el de la *American Association of State Highways and Transportation Officials* (AASHTO) y el de la *Portland Cement Association* (PCA). Para el diseño del pavimento en el acceso hacia el sector Las Moras se utilizará el método AASHTO 93.

2.2.9.1. Espesor de pavimento

El diseño del pavimento rígido involucra el análisis de diversos factores: tráfico, drenaje, clima, características de los suelos, capacidad de transferencia de carga, nivel de serviciabilidad deseado y el grado de confiabilidad al que se desea efectuar el diseño acorde al grado de importancia de la carretera, estos factores son necesarios para predecir un comportamiento confiable de la estructura del pavimento y evitar que el daño del pavimento alcance el nivel de colapso durante la vida en servicio.

La ecuación fundamental AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos es:

$$\text{Log } W_{18} = Z_R S_0 + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta\text{PSI}}{4.5 - 1.5}\right)}{\frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}}$$

$$+ (4.22 - 0.32 P_t) \log \left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left[\frac{E_c}{k} \right]^{0.25}} \right]} \right]$$

Donde

W18 = número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas

ZR = es el valor de Z (área bajo la curva de distribución)

S0 = desviación estándar de todas las variables

D = espesor de la losa del pavimento en pulgadas

ΔPSI = pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

Pt = serviciabilidad final

Sc = módulo de rotura del concreto, en psi

J = coeficiente de transferencia de carga

Cd = coeficiente de drenaje

Ec = módulo de elasticidad del concreto, en psi

K = módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balastado), en psi/pulg

Para mejor comprensión de las variables se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Variable de diseño: esta categoría se refiere al grupo de criterios que debe ser considerado para el procedimiento de diseño.
- Criterio de comportamiento: representa el grupo de condiciones de fronteras especificado por el usuario, dentro del que una alternativa de diseño deberá comportarse.
- Propiedades de los materiales: para el diseño estructural esta categoría cubre todas las propiedades de los materiales del pavimento y del suelo de fundación, requeridas para el diseño estructural.
- Características estructurales: se refiere a ciertas características físicas de la estructura del pavimento que tienen efecto sobre el comportamiento.

2.2.9.1.1. Variables de diseño

Para la realización del diseño fue necesario considerar variables como el tiempo, tránsito (factor de carga y de camión), confiabilidad por mencionar algunas.

- Variables de tiempo

Se consideran dos variables: período de análisis y vida útil del pavimento. La vida útil se refiere al tiempo transcurrido entre la puesta en operación del camino o el momento en el que el pavimento requiera rehabilitarse es decir, cuando alcanza un grado de serviciabilidad mínimo. El período de análisis se refiere al período de tiempo para el cual va a ser conducido el análisis, es decir, el tiempo que puede ser cubierto por cualquier estrategia de diseño. Para el caso en el que no se considere rehabilitaciones, el período de análisis es igual

al de vida útil, pero si se considera una planificación por etapas es decir, una estructura de pavimento seguida por una o más operaciones de rehabilitación, el período de análisis comprende varios períodos de vida útil, el del pavimento y el de los distintos refuerzos.

Para efectos de diseño, se considera el período de vida útil, mientras que el período de análisis se utiliza para la comparación de alternativas de diseño es decir, para el análisis económico del proyecto. Los períodos de análisis recomendados según la clasificación de la vía y el volumen de tránsito son mostrados en la tabla XXII.

Tabla XXII. **Períodos de análisis para carreteras**

Clasificación de la vía	Período de análisis (años)
Urbana de alto volumen de tránsito	30 – 50
Rural de alto volumen de tránsito	20 – 50
Pavimentada de bajo volumen de tránsito	15 – 25
No pavimentada de bajo volumen de tránsito	10 – 20

Fuente: Guía AASHTO. *Diseño de estructuras de pavimentos*. p. 31.

Para este caso no se considerarán rehabilitaciones por lo que se puede tomar el período de análisis igual al de diseño. Debido a que este es un camino de bajo volumen de tránsito, se tomará un período de diseño de 20 años, siendo el más utilizado para estos tipos de pavimento.

- Tránsito

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante la vida útil, está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes que producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, lo cual origina distintas fallas. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito se transforma a un número de cargas por eje simple equivalente de 18 kips (80 kN) o ESAL (*Equivalent Single Axle Load*) de tal manera que el efecto dañino de cualquier eje pueda ser representado por un número de cargas por eje simple.

La información de tráfico requerida por la ecuación de diseño utilizado en este método son: cargas por eje, configuración de ejes y número de aplicaciones, para la estimación de los ejes simples equivalentes (ESAL), se debe tener en cuenta los siguientes conceptos:

- Factor equivalente de carga (LEF, por las siglas en ingles)

La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga (Fec), que es el número de aplicaciones ESAL aportadas por un eje determinado, así el Fec es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por la carga de un eje de 18 Kips y la carga producida por otro tipo de eje.

$$LEF = \frac{\text{Núm. de ESAL de 80 kN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{Núm. de ejes x kN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

- Factor camión (TF, por las siglas en inglés)

Es la forma de expresar los niveles equivalentes de daño entre ejes pero para el cálculo de ESAL, es conveniente expresar el daño en términos del deterioro producido por un vehículo en particular, es decir, los daños producidos por cada eje de un vehículo son sumados para dar el daño producido por ese vehículo. Así nace el concepto de factor camión que es definido como el número de ESAL por vehículo.

El factor camión puede ser computado para cada clasificación general de camiones o para todos los vehículos comerciales como un promedio para una configuración dada de tránsito. Es más exacto considerar el factor camión para cada clasificación general de camiones, para la determinación y cálculo de los ejes equivalentes se requiere el uso de FC para cada clase particular de vehículos, principalmente en camiones pesados.

En la tabla XXIII se tiene el porcentaje de la tasa anual de crecimiento vehicular que se usará y el período de diseño de la estructura de pavimento, lo que da el factor de crecimiento de tránsito. Se debe tener presente que el porcentaje de la tasa anual de crecimiento de vehículo se puede cambiar utilizando diferentes porcentajes, dependiendo del tipo de vehículo que se considere que va a aumentar o disminuir más que otros.

Tabla XXIII. **Factor de crecimiento de tránsito**

Período de análisis (años)	Factor sin Crecimiento	Tasa de crecimiento anual (g) (en %)						
		2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Fuente: AASHTO. *Guía del diseño de estructuras de pavimento*. Tabla D-20. p. 45.

A continuación se presenta la tabla XXIV con el cálculo de los ejes equivalentes para el diseño de pavimento rígido en el sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango.

Tabla XXIV. **Cálculo de ejes equivalentes**

Tipo de vehículo	Cantidad de vehículos diarios	Factor de crecimiento	Tránsito de diseño	ESAL factor	ESAL de diseño
Vehículos sencillos		6 %			
Autos	60	36,79	805 701	0,001	806
Autobuses	30	36,79	402 851	1,15	463 279
Camiones eje simple		5 %			
Pick-ups	42	33,06	506 810	0,005	2534
Camiones 2 ejes	16	33,06	193 070	1,15	222 030
Camiones tipo tráileres ejes compuesto		2 %			
Semirremolque (3 ejes)	2	24,30	17 739	1,96	34 769
TOAL VEHÍCULOS	150		ESAL de diseño		723 418

Fuente: elaboración propia.

El total de ejes equivalentes se debe multiplicar por un factor de dirección y uno de carril, los cuales están en función del número de carriles en una dirección y en ambas direcciones. Para este proyecto se utilizará un factor de dirección de 0,5 y un factor de carril de 1, por lo que se obtiene un valor de 361 709 ejes equivalentes por carril, los cuales se deben utilizar para el diseño del pavimento.

- Confiabilidad

Es la probabilidad de que el pavimento se comporte satisfactoriamente durante la vida útil o período de diseño, resistiendo las condiciones de tránsito y medio ambiente dentro del período. El comportamiento se refiere a la capacidad de soportar las cargas impuestas por el tránsito y brinda seguridad y confort al usuario durante el período para el que será diseñado.

En este caso se utilizará una confiabilidad de 90 por ciento lo que da un área bajo la curva de distribución (ZR) de -1,28.

- Desviación estándar

Es la desviación de la población de valores obtenidos por AASHTO que involucra la variabilidad inherente a los materiales y el proceso constructivo, en la tabla XXV se muestra valores para esta desviación estándar.

En este caso se tomará un valor de la desviación de 0,39 ya que la variación en el tráfico puede darse debido al tiempo de investigación y la fecha en que se realizó el conteo de vehículos.

Tabla XXV. Valores de la desviación estándar

Condición de diseño	Desviación estándar (S_0)	
	Pavimento rígido	Pavimento flexible
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito.	0,34	0,44
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito.	0,39	0,49

Fuente: AASHTO. *Diseño de estructuras de pavimentos*. p. 23.

- Índice de serviciabilidad inicial (P_o)

Se establece como la condición original del pavimento inmediatamente después de la construcción o rehabilitación, AASHTO estableció para pavimentos rígidos un valor inicial deseable de 4,5 si es que no se tiene información disponible para el diseño.

- Índice de serviciabilidad final (P_t)

Ocurre cuando la superficie del pavimento ya no cumple con las expectativas de comodidad y seguridad exigidas por el usuario, dependiendo de la importancia de la viabilidad pueden considerarse los valores (P_t) indicados en la tabla XXVI.

Tabla XXVI. **Índice de serviciabilidad final**

P_t	Clasificación
3,00	Autopistas
2,50	Colectores
2,25	Calles comerciales e industriales
2,00	Calles residenciales y establecimientos

Fuente: AASHTO. *Diseño de estructuras de pavimentos*. p. 28.

La serviciabilidad final para el pavimento a diseñar se tomará de 2,25.

La pérdida de serviciabilidad se define como la diferencia entre el índice de servicio inicial y final.

$$\Delta PSI = P_t - P_o$$

Los factores que influyen mayormente en la pérdida de serviciabilidad de un pavimento son: tráfico, medio ambiente y edad del pavimento, los efectos que causan estos factores en el comportamiento del pavimento han sido considerados en este método.

- Propiedades de los materiales
 - Módulo de reacción de la subrasante (K)

Este factor da idea de cuánto se asienta la subrasante cuando se le aplica un esfuerzo de compresión, numéricamente es igual a la carga en libra por pulgada cuadrada sobre un área de carga dividido por la deflexión en pulgadas

para esa carga. Los valores de K son expresados como libra por pulgada cuadrada por pulgada (pci).

La prueba de carga sobre placa requiere tiempo y es costosa. El valor de K es estimado generalmente por correlación con otros ensayos simples, así como la razón de soporte california (CBR), el valor es válido porque no se requiere la determinación exacta del valor K. Las variaciones normales para un valor estimado no afectarán apreciablemente los requerimientos de espesores del pavimento.

El material de la subrasante en el acceso hacia el sector Las Moras presenta un CBR de 55,25 por ciento, por lo que se puede obtener con base en la tabla que relaciona los valores de nK y CBR un módulo de reacción de la subrasante de 580 psi / in.

- Módulo de rotura del concreto

Es un parámetro muy importante como variable de entrada para el diseño de pavimentos rígidos, va a controlar el agrietamiento por fatiga del pavimento originado por las cargas respectivas de camiones, se le conoce como resistencia a la tracción del concreto a flexión.

El módulo de rotura requerido por el procedimiento de diseño es el valor medio determinado después de 28 días utilizando el ensayo de carga en los tercios. De esta manera se obtiene en el tercio medio una zona sometida a un momento flector constante y la rotura se producirá en cualquier punto de este tercio medio, con la única condición que exista una debilidad. Este ensayo es recomendable frente al ensayo de carga en el punto medio, en el cual la rotura

se producirá indefectiblemente en dicho punto (punto de aplicación de la carga) donde el momento flector es máximo.

El módulo de rotura también se puede determinar a través de la siguiente correlación:

Estimación a través de la resistencia a compresión del concreto.

$$S'_c = K \times \sqrt{F'_c}$$

Donde

$$7 < K > 12$$

F'_c = resistencia a compresión del concreto en psi.

Para la pavimentación a realizarse en el sector Las Moras se propone una resistencia a compresión en 28 días de 3 000 psi y un valor de K igual a 10, debido a que no se trata de un concreto de alta resistencia inicial, con base a esto se obtiene un módulo de rotura para el diseño de 547,72 psi.

- Módulo de elasticidad del concreto

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Es la reacción entre la tensión y la deformación, las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del concreto. En los pavimentos de concreto armado continuo el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica y el de contracción del concreto, son los que rigen el estado

de tensiones en la armadura. Para concreto de peso normal el Instituto del Concreto Americano sugiere:

$$E_c = 57000\sqrt{F'_c}$$

Dada esta relación, se puede deducir un módulo de elasticidad del concreto para una resistencia a compresión de 3 000 psi a los 28 días de 3 122 018, 58 psi.

2.2.9.1.2. Características estructurales

- Drenaje

El proceso mediante el cual el agua de infiltración superficial o agua de filtración subterránea es removida de los suelos y rocas por medios naturales o artificiales se llama drenaje, es uno de los factores más importantes en el diseño de pavimentos.

El agua es el causante principal del deterioro de la estructura del pavimento, origina muchos efectos devastadores siendo uno de ellos la pérdida de soporte del pavimento.

Para minimizar los efectos del agua sobre los pavimentos se debe:

- Prevenir el ingreso del agua al pavimento (drenaje superficial)
- Proveer de un drenaje para remover el agua rápidamente (drenaje subterráneo).
- Construir un pavimento suficientemente fuerte para resistir el efecto combinado de carga y agua.

Los efectos del drenaje sobre el comportamiento del pavimento han sido considerados en el método AASHTO 93 por medio de un coeficiente de drenaje, C_d . El drenaje es tratado considerando el efecto del agua sobre las propiedades de las capas del pavimento y las consecuencias sobre la capacidad estructural de este, además del efecto que tiene sobre el coeficiente de transferencia de carga en pavimentos rígidos.

La tabla XXVII proporciona los valores recomendados por la AASHTO para el coeficiente de drenaje, que depende de la propiedad de las capas que constituyen la estructura del pavimento para liberar el agua libre entre granos en función del tiempo durante el cual la estructura del pavimento está expuesta normalmente a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla XXVII. **Coeficiente de drenaje**

C_d	Tiempo para que el suelo libere el 50 % del agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles cercanos a la saturación.			
		< 1 %	1 – 5 %	5 – 25 %	>25 %
Excelente	2 horas	1,25 – 1,2	1,2 – 1,15	1,15 – 1,1	1,1
Bueno	1 día	1,2 – 1,15	1,15 – 1,1	1,1 – 1,0	1,0
Regular	1 semana	1,15 – 1,1	1,1 – 1,0	1,0 – 0,9	0,9
Pobre	1 mes	1,1 – 1,0	1,0 – 0,9	0,9 – 0,8	0,8
Muy pobre	Nunca	1,0 – 0,9	0,9 – 0,80	0,8 – 0,7	0,7

Fuente: AASHTO. *Diseño de estructuras de pavimentos*. p. 33.

En el caso del sector Las Moras se supone una clasificación regular de material en la subrasante y un porcentaje de tiempo en que la estructura está expuesta a niveles cercanos a la saturación de 25 por ciento, por lo que se obtiene un coeficiente de drenaje de 0,9.

- Transferencia de carga

Las cargas de tránsito deben ser transmitidas de una manera eficiente de una losa a la siguiente, para minimizar las deflexiones en las juntas, las deflexiones excesivas producen bombeo de la subbase y posteriormente rotura de la losa de concreto.

La capacidad de una estructura de pavimento de concreto para transferir o distribuir cargas a través de juntas o grietas, se logra en cuenta el método AASHTO 93 por medio del coeficiente de transferencia de carga J. Los dispositivos de transferencia de carga, trabazón de agregados y la presencia de bermas de concreto tienen efecto sobre este valor.

La tabla XXVIII establece los rangos de los coeficientes de transferencia de carga para diferentes condiciones, desarrolladas a partir de la experiencia y del análisis mecanístico de esfuerzos. Como se puede apreciar en esta tabla, el valor de J se incrementa a medida que aumentan las cargas de tráfico, esto se debe a que la transferencia de carga disminuye con las repeticiones de carga.

Tabla XXVIII. **Coefficientes de transferencia de carga**

Soporte lateral	Sí	No	Sí	No	Sí	No	Tipo
	Con pasadores o sin refuerzo de temperatura		Con refuerzo continuo		Sin pasadores (fricción entre agregados)		
Hasta 0,3	2,7	3,2	2,8	3,2	-	-	Calles y caminos vecinales
0,3 – 1	2,7	3,2	3,0	3,4	-	-	
1 – 3	2,7	3,2	3,1	3,6	-	-	
3 – 10	2,7	3,2	3,2	3,8	2,5	2,9	Caminos principales y autopista.
10 – 30	2,7	3,2	3,4	4,1	2,6	3,0	
Más de 30	2,7	3,2	3,6	4,3	2,6	3,1	

Fuente: AASHTO. *Diseño de estructuras de pavimentos*. p. 40.

El uso de bermas de concreto unidas o losas ensanchadas reducen las tensiones y deformaciones en una losa, es por eso que se usan valores menores de J. Es necesario tener en cuenta que la zona crítica de la losa es la esquina y con esta premisa las cargas se alejan de ella.

Para este diseño se estará trabajando con soporte lateral sin pasadores y sin refuerzo de temperatura, el número de ESAL es de 367 709,00 por lo que el coeficiente de transferencia de carga se debe tomar con el valor de 1.

2.2.9.1.3. Análisis de resultados

Para este caso, al resolver la ecuación AASHTO 93 con la variables descritas anteriormente, se obtuvo un espesor de 8,36 pulgadas, por lo que se

propone un pavimento de concreto con un espesor de 8 pulgadas diseñado para un período de 20 años.

2.2.9.2. Diseño de mezcla

Actualmente el concreto es el elemento más usado en el ámbito mundial para la construcción, lo que conlleva a la evolución de las exigencias para cada uso del mencionado elemento.

La demanda del concreto ha sido la base para la elaboración de los diferentes diseños de mezcla. Estos métodos permiten a los usuarios conocer no solo las dosis precisas de los componentes del concreto, sino también la forma apropiada para elaborar la mezcla. Uno de los métodos más conocidos de proporcionamiento de mezclas de concreto es el recomendado por el Comité ACI 211.1, práctica recomendada para el diseño de concretos de peso normal, pesado y masivo.

En el método ACI se determina en primer lugar los contenidos de pasta de cemento (cemento, agua, aire) y agregado grueso por diferencia de la suma de volúmenes absolutos en relación con la unidad, el volumen absoluto y peso seco del agregado fino.

A continuación se presentan los pasos para el diseño de mezclas según el método ACI 211.1.

2.2.9.2.1. Selección de asentamiento

Es una propiedad del concreto fresco que se refiere a la facilidad con que puede ser mezclado, manejado, transportado, colocado y terminado sin que

pierda su homogeneidad. El grado de trabajabilidad apropiado para cada estructura depende del tamaño y forma del elemento que se vaya a construir, de la disposición y tamaño del refuerzo y de los métodos de colocación y compactación.

En la tabla XXIX se muestran los asentamientos recomendados por el ACI 211 para varios tipos de construcción.

Tabla XXIX. **Asentamientos recomendados**

Construcción de concreto	Revenimiento mm (Pulg.)	
	Máximo	Mínimo
Zapata y muros de cimentación reforzada	75 (3)	25 (1)
Zapatas, cajones y muros de subestructuras sin refuerzo	75 (3)	25 (1)
Vigas y muros reforzados	100 (4)	25 (1)
Columnas de edificios	100 (4)	25 (1)
Pavimentos y losas	75 (3)	25 (1)
Concreto masivo	75 (3)	25 (1)

Fuente: ACI 211. *Diseño de mezclas*. Capítulo 4. p. 59.

En este caso se tomará un revenimiento para un pavimento que será de 75 milímetros, ya que se necesita una trabajabilidad que permita la colocación y manejo del concreto de una manera fluida y constante.

2.2.9.2.2. Selección de tamaño máximo nominal de agregado

La elección del tamaño máximo del agregado es el segundo paso del método, debe considerar la separación de los costados de la cimbra, el espesor

de la losa y el espacio libre entre varillas individuales o paquetes de ellas, por consideraciones económicas es preferible el mayor tamaño disponible, siempre y cuando se utilice una trabajabilidad adecuada. La cantidad de agua que se requiere para producir un determinado *slump* depende del tamaño máximo, forma y granulometría de los agregados, temperatura del concreto, cantidad de aire incluido y el uso de aditivos químicos.

El tamaño máximo del agregado se puede calcular mediante las siguientes relaciones:

- $\frac{1}{5}$ ancho del elemento
- $\frac{3}{4}$ espaciamiento entre varillas
- $\frac{1}{3}$ espesor de la losa

El espesor de la losa para el proyecto Las Moras es de 8 pulgadas por lo que el tamaño máximo de agregado recomendado para la mezcla de concreto es $\frac{1}{3}$ de este valor, lo que da como resultado 2,67 pulgadas, para este caso se tomará un tamaño máximo de $1 \frac{1}{2}$ pulgadas ya que es el mayor tamaño disponible en la planta Agreca ubicada en Quetzaltenango.

Según la información proporcionada por la planta Agreca, el agregado tiene un porcentaje de absorción de 2,6, un peso específico de 2,61, módulo de finura de 6,94, 2 por ciento de humedad y un peso volumétrico compactado de $1\,409 \text{ kg/m}^3$.

2.2.9.2.3. Resistencia de diseño

La resistencia promedio necesaria para el diseño (f'_{cr}) está en función al f'_c , la desviación estándar y el coeficiente de variación, los cuales son indicadores estadísticos que permiten tener información cercana de la experiencia del constructor.

El método ACI 211 proporciona las relaciones para el cálculo de la resistencia f'_{cr} , en este caso se utilizarán los requisitos de resistencia cuando no están disponibles los datos para establecer la desviación estándar.

Tabla XXX. Resistencias a compresión

Resistencia a compresión especificada, f'_c MPa.	Resistencia a compresión media requerida, f'_{cr} MPa.
Menos de 21	$f'_c + 7,0$
21 a 35	$f'_c + 8,5$
Más de 35	$1,10f'_c + 5,0$

Fuente: ACI 211. *Diseño de mezclas*. p. 58.

La resistencia especificada f'_c a 28 días es de 3 000 psi que equivale a 20,69 MPa, ya que se tomará la relación para menos de 21 MPa.

$$f'_{cr} = f'_c + 7,0$$

$$f'_{cr} = 20,69 \text{ MPa} + 7,0 = 27,69 \text{ MPa.}$$

Por lo que se tomará una resistencia de diseño de 27,69 MPa.

2.2.9.2.4. Relación agua/cemento

El ACI proporciona una tabla con los valores de la relación agua/cemento de acuerdo con la resistencia a la compresión a los 28 días que se requiere, la resistencia promedio seleccionada debe exceder la resistencia especificada con un margen suficiente para mantener dentro de los límites especificados.

Tabla XXXI. Resistencia a compresión a 28 días

Resistencia a compresión a 28 días MPa	Relación de agua - material cementante en masa	
45	0,38	0,30
40	0,42	0,34
35	0,47	0,39
30	0,54	0,45
25	0,61	0,52
20	0,69	0,60
15	0,79	0,70

Fuente: ACI 211. *Diseño de mezclas*. p. 73.

En este caso la resistencia de diseño es de 27,68 MPa por interpolación se obtiene el valor de la relación agua/cemento la cual es de 0,572.

2.2.9.2.5. Estimación de la cantidad de agua y contenido de aire

El método ACI 211 presenta una tabla con los contenidos de agua recomendados en función del *slump* requerido y el tamaño máximo del agregado. A continuación se presenta la tabla XXXII con la cantidad de agua para un concreto sin aire incluido.

Tabla XXXII. **Contenidos de agua recomendados**

ACI 211 Capítulo 6	Agua, kilogramos por metro cúbico de concreto, para tamaños de agregado indicados							
Asentamiento, mm	9,5 mm	12,5 mm	19 mm	25 mm	37,5 mm	50 mm	75 mm	150 mm
25 a 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 a 100	228	216	205	193	181	169	145	124
150 a 175	243	228	216	202	190	178	160	-----
Cantidad aproximada de aire atrapado en un concreto sin aire incluido, porcentaje	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2

Fuente: ACI 211. *Diseño de mezclas*. p. 81.

El tamaño máximo del agregado es de 37,5 milímetros y el asentamiento es de 75 milímetros, lo que da como resultado 181 kilogramos de agua por metro cúbico de concreto.

2.2.9.2.6. Contenido de cemento

La cantidad de cemento en masa necesaria para la mezcla de concreto se obtiene de la relación agua/cemento y el peso del agua.

Cantidad de cemento = cantidad de agua / relación agua-cemento.

Cantidad de cemento = 181 kilogramos / 0,572 = 316,43 kilogramos

Se necesitan 316,43 kilogramos de cemento para un metro cúbico de concreto logrando la resistencia requerida a 28 días.

2.2.9.2.7. Volumen de agregado grueso

El ACI maneja una tabla con el volumen del agregado grueso por volumen unitario de concreto, los valores dependen del tamaño máximo nominal de la grava y del módulo de finura de la arena. El volumen de agregado se muestra en metros cúbicos.

Tabla XXXIII. Volumen de agregados

Tamaño max del agregado mm plg	Módulo de finura de la arena			
	2,40	2,60	2,80	3,00
9,5 3/8	0,50	0,48	0,46	0,44
12,5 1/2	0,59	0,57	0,55	0,53
19 3/4	0,66	0,64	0,62	0,60
25 1	0,71	0,69	0,67	0,65
37,5 1 1/2	0,75	0,73	0,71	0,69
50 2	0,78	0,76	0,74	0,72
75 3	0,82	0,80	0,78	0,76
150 6	0,87	0,85	0,83	0,81

Fuente: ACI 211. *Diseño de mezclas..* p. 71.

El módulo de finura, según los datos proporcionados por la planta Agreca, es de 3,06 y el tamaño máximo del agregado grueso es de 37,5 milímetros, se obtiene un volumen de agregado grueso de 0,69 metros cúbicos por cada metro cúbico de concreto.

2.2.9.2.8. Peso volumétrico del agregado grueso

El volumen de agregado grueso obtenido anteriormente se convierte a peso seco del agregado grueso requerido en un metro cúbico de concreto, multiplicándolo por el peso volumétrico compactado en seco.

El peso volumétrico compactado del agregado grueso, según datos proporcionados por la planta Agreca, es de 1 409 kilogramos por metro cúbico de agregado, con este dato se calcula el peso de agregado grueso por cada metro cúbico de concreto, con la siguiente relación:

Peso agregado grueso = vol. de agregado * peso volumétrico compacta

Peso agregado grueso = $0,69 \text{ m}^3 * 1\,409 \text{ kg} / \text{m}^3 = 972,21 \text{ kg}$

Se utilizarán 972,21 kilogramos de agregado grueso con tamaño máximo de 1 ½ pulgada para fabricar un metro cúbico de concreto.

2.2.9.2.9. Estimación de la masa del concreto

La masa total de concreto se puede encontrar mediante la tabla propuesta por el método ACI 211, para la cual se necesita el tamaño máximo del agregado grueso.

Tabla XXXIV. Estimación de la masa del concreto

Tamaño máximo nominal del agregado, mm (pulg)	Estimación del peso del concreto fresco kg/m ³	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
9,5 (3/8)	2 280	2 200
12,5 (1/2)	2 310	2 230
19 (3/4)	2 345	2 275
25 (1)	2 380	2 290
37,5 (1 ½)	2 410	2 320
50 (2)	2 445	2 345
75 (3)	2 490	2 405
150 (6)	2 530	2 435

Fuente: ACI 211. *Diseño de mezclas*. p. 72.

Se tomará un peso volumétrico sin aire incluido de 2 410 kg/m³ para un tamaño de agregado de 37,5 milímetros.

2.2.9.2.10. Peso volumétrico del agregado fino

El cálculo del peso volumétrico del agregado fino consiste en restar los pesos de agua, cemento y agregado grueso al total del peso volumétrico del concreto.

$$\text{Agregado fino} = \text{peso concreto} - \text{cemento} - \text{agua} - \text{agregado grueso}$$

$$\text{Agregado fino} = 2\,410 \text{ kg} - 316,43 \text{ kg} - 181 \text{ kg} - 972,21 \text{ kg} = 940,36 \text{ kg}$$

Se requieren 940,36 kg de agregado fino por cada metro cúbico de concreto.

2.2.9.2.11. Ajuste por humedad

Consiste en ajustar a la mezcla por humedad de los agregados el agua que se añade, se debe reducir en cantidad igual a la humedad libre contribuida por el agregado, es decir, humedad total menos absorción.

Ajuste agregado fino = masa agregado (% humedad - % absorción)

Ajuste agregado fino = 940,36 kg (2,7 % - 2,8 %) = - 0,94 kg

Masa agregado fino real = 940,36 kg – 0,94 kg = 939,42 kg

Ajuste agregado grueso = masa agregado (% humedad - % absorción)

Ajuste agregado grueso = 972,21 kg (2,0 % - 2,6 %) = - 5,83 kg

Masa agregado grueso real = 972,21 kg – 5,83 kg = 966,38 kg

2.2.9.2.12. Proporcionamiento

La proporción final consiste en dividir la masa de agregados y agua dentro de la masa de cemento.

Cemento = 316,43 kg / 316,43 kg = 1

Agregado fino = 939,42 kg / 316,43 kg = 2,97

Agregado grueso = 966,38 kg / 316,43 kg = 3,05

Aproximado al entero más cercano el proporcionamiento del concreto es:
1: 3: 3 con 181 litros de agua.

El proporcionamiento de materiales en términos de volúmenes para realizar un metro cúbico de concreto, quedaría de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}\text{Cemento} &= 0,197 \text{ m}^3/0,197 \text{ m}^3 = 1 \\ \text{Agregado fino} &= 0,55 \text{ m}^3/0,197 \text{ m}^3 = 2,79 \\ \text{Agregado grueso} &= 0,69 \text{ m}^3/0,197 \text{ m}^3 = 3,50\end{aligned}$$

De esta forma el proporcionamiento quedaría 1: 2.8: 3.5 y es con el que se debe realizar la mezcla de concreto para el pavimento en el sector Las Moras y de esta manera obtener una resistencia de 3 000 PSI a los 28 días de la colocación.

2.2.9.3. Juntas transversales y longitudinales

Los pavimentos de concreto más habitualmente empleados son los de concreto con juntas y, en menor proporción, los de concreto armado con juntas.

Una serie de factores tales como la retracción del concreto, los gradientes térmicos que se producen en el pavimento al ir variando la temperatura ambiente a lo largo del día, la diferencia de temperatura entre el verano y el invierno, la posible aparición de empujes como consecuencia de dilataciones, las paradas de la puesta en obra y las limitaciones del ancho de los equipos de construcción, hacen necesaria la disposición de juntas en el pavimento, dividiendo este en losas. Si estas juntas no se ejecutaran se producirían espontáneamente fisuras de forma irregular.

2.2.9.3.1. Juntas de contracción

Son las más frecuentes en un pavimento de concreto y pueden ser transversales o longitudinales, la misión fundamental es limitar las dimensiones de las losas con objetos de disminuir valores admisibles, las tensiones

producidas por los fenómenos de retracción y los gradientes térmicos de forma que no se produzcan fisuras por ello.

La distancia a la que deben disponerse las juntas de contracción depende de factores como la mayor o menor retracción del concreto, el coeficiente de dilatación, el espesor del pavimento, la amplitud de las variaciones de temperatura, el rozamiento existente con la capa de base, entre otros.

Estas distancias entre juntas se conocen empíricamente y se puede obtener a partir del espesor de la losa, no debiendo ser más de 20 a 25 veces el mismo.

En la tabla XXXV se muestran las dimensiones recomendables y máximas de las losas para distintos espesores de estas.

Tabla XXXV. **Longitudes recomendables y máximas de juntas de contracción**

Espesor	Distancia recomendable	Distancia máxima
14 cm	3,50 m	4,00 m
16 cm	3,75 m	4,50 m
18 cm	4,00 m	5,00 m
20 cm	4,25 m	5,50 m
22 cm	4,50 m	6,00 m
24 cm	4,75 m	6,50 m

Fuente: INSTITUTO NACIONAL ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES. *Diseño y ejecución de juntas en pavimentos*. p. 32.

En el proyecto de ampliación y mejoramiento del acceso hacia el sector Las Moras, se deberán realizar los cortes de las juntas transversales a cada 4,00 metros.

2.2.9.3.2. Juntas de construcción

Son las que se forman entre bandas de fundición o en una misma banda, entre losas contiguas ejecutadas con un desfase de tiempo considerable.

Estas últimas son necesarias al final de la jornada de trabajo y en paradas prolongadas (más de una hora si no se emplea retardador de fraguado) de la puesta en obra de concreto, siempre que sea posible deben hacerse coincidir con una junta de contracción.

2.2.9.3.3. Juntas de dilatación

Se denomina de esta forma porque se prevén para absorber las expansiones provocadas por los aumentos de temperatura, evitando empujes indeseables que podrían producir la rotura del pavimento.

Para ello se interpone un material compresible (madera impregnada, láminas de poliuretano o polietileno expandido, entre otros) entre las losas en contacto o la losa y elementos rígidos como muros perimetrales y pozos de registro.

Solo son necesarias en casos específicos ya que la retracción del concreto, capacidad para soportar compresiones y el rozamiento con el terreno hacen que el pavimento sea capaz de resistir sin problemas estas dilataciones.

Los casos en los que se han de proyectar juntas de dilatación son principalmente tres:

- En carreteras, caminos o calles cuando el radio de una curva sea inferior a 200 metros, las juntas de dilatación deben colocarse al comienzo y al final de dicha curva, así como en el centro de la misma si la longitud es superior a 100 metros.
- Cuando el pavimento esté limitado por algún elemento rígido en los pozos de registro y sumideros, además de la junta de dilatación, es conveniente prever una junta de contracción transversal, en caso de no disponerla es muy probable que se produzcan espontáneamente fisuras.
- En cruces de calles como precaución suplementaria debe evitarse la formación de cuñas estrechas en el pavimento, que suelen presentar problemas de fisuración.

2.2.10. Especificaciones de los materiales para concreto hidráulico

El concreto debe dosificarse y producirse para asegurar una resistencia a la compresión promedio lo suficientemente alta, para minimizar la frecuencia de resultados de ensayos debajo del valor de resistencia a compresión especificada ($f'c$), en este caso 3 000 lbs/pulg². Los materiales para pavimentos de concreto fabricados con cemento hidráulico, deben llenar los requisitos siguientes:

2.2.10.1. Cementos hidráulicos

Se debe emplear un cemento Portland tipo I el cual está regido por las normas AASHTO M85, ASTM C 150 o COGUANOR NG 41005, debe obtener

una resistencia mínima de 3 000 lbs/pulg² a 28 días en morteros de cemento normalizados AASHTO T106, ASTM C 109 y COGUANOR NG 41003.

2.2.10.2. Agregado fino

Se utilizará arena triturada libre de arcilla o esquisto arcilloso, el módulo de finura no debe ser menor de 2,3 ni mayor de 3,1 ni variar en más de 0,20 del valor asumido al seleccionar las proporciones del concreto.

El agregado fino deberá tener un equivalente de arena mínimo de 75 cuando sea ensayado de acuerdo con lo establecido en AASHTO T 176, alternativa 2.

El módulo de finura de un agregado se determina de la suma de los porcentajes por masa acumulados retenidos en los siguientes tamices de malla cuadrada, dividida entre 100: 75 mm (3"), 38,1 mm (1 ½), 19 mm (¾), 9,5 mm (3/8"), 4,75 mm (Núm.4), 2,36 mm (Núm.8), 1,18 mm (Núm.16), 0,60 mm (Núm.30), 0,30 mm (Núm.50), 0,15 mm (Núm.100).

2.2.10.3. Agregado grueso

Se utilizará pedrín de 1 ½ pulgada extraído de las trituradoras localizadas en el municipio de Quetzaltenango, debe cumplir con los requisitos de AASHTO M 80 y ASTM C 33, el porcentaje de desgaste debe ser no mayor de 40 por ciento en masa después de 500 revoluciones en el ensayo de abrasión, AASHTO T 96 o ASTM C 131 y ASTM C 535.

El porcentaje de partículas desmenuzables y/o de terrones de arcilla no debe exceder del 5 por ciento en masa, pero el contenido de terrones de arcilla no debe ser mayor de 0,25 por ciento en masa.

2.2.10.4. Agua

Para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero.

2.2.11. Evaluación y aceptación del concreto

La resistencia del concreto fabricado deberá ser comprobada por medio de muestras tomadas *in situ*. A continuación se presentan los puntos a tomar en cuenta para la recolección de las muestras.

2.2.11.1. Número y frecuencia de las muestras

Las muestras para los ensayos de resistencia del concreto producido por la planta mezcladora deben tomarse como mínimo una vez por cada 100 metros cúbicos o fracción de concreto colocado diariamente en la estructura. En ningún caso el número de muestras será menor que una por día o una por cada 120 metros cúbicos de concreto colocado diariamente y no menos de 500 m² de superficie de pavimento.

2.2.11.2. Toma de la muestra

Las muestras para los ensayos de resistencia deberán tomarse de acuerdo a AASHTO T 141, ASTM C1 o COGUANOR NGO 41057, normalmente se debe hacer un muestreo del concreto al ser recibido en la obra de la descarga de las mezcladoras o agitadores de camión, en el sitio de la obra o de las tuberías del equipo de bombeo, según el caso.

2.2.12. Temperatura del concreto

La temperatura mínima del concreto descargado o fabricado en el lugar de la obra debe ser de 10° C.

La temperatura máxima del concreto no debe sobrepasar los 32° C a menos que se determine experimental, en el sitio de la obra y a satisfacción del delegado residente la posibilidad de obtener a una temperatura mayor, resultados satisfactorios.

2.2.13. Drenajes superficiales

El objetivo del drenaje en los caminos es en primer término el reducir al máximo posible la cantidad de agua que de una u otra forma llega y en segundo término dar salida rápida al agua que llegue al camino.

Para que un camino tenga buen drenaje debe evitarse que el agua circule en cantidades excesivas por el mismo, destruyendo el pavimento y originando la formación de baches, así como el agua que debe escurrir por las cunetas se estanque y reblandezca las terracerías, originando pérdidas de estabilidad de las mismas con los consiguientes asentamientos perjudiciales. Debe evitarse

que los cortes formados por materiales de mala calidad se saturan de agua con peligro de derrumbes o deslizamientos, según el tipo de material del corte, y debe evitarse que el agua subterránea reblandezca la subrasante con el consiguiente peligro.

2.2.13.1. Cunetas

Son zanjas que se hacen a ambos lados del camino con el propósito de recibir y conducir el agua pluvial de la mitad del camino (o de todo el camino en las curvas), esta escurre por los cortes y la que escurre de pequeñas áreas adyacentes, cuando las cunetas pasen del corte al terraplén, se prolongan a lo largo del pie del terraplén dejando una berma convencional entre el pie y el borde de la cuneta para evitar que se remoje el terraplén, lo cual es causa de asentamientos.

Debido a que el área a drenar por las cunetas es relativamente pequeña, generalmente se proyectan para que den capacidad a fuertes aguaceros de 10 a 20 minutos de duración.

Las cunetas frecuentemente son construidas con secciones transversales triangulares o trapezoidales y el diseño se basa en los principios del flujo en los canales abiertos usando la ecuación de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Donde

V = velocidad promedio en metros por segundo

n = coeficiente de rugosidad de Manning

R = radio hidráulico en metros

S = pendiente del canal en metros por metro

A = área de la sección en metros cuadrados

La fórmula de Manning antes expuesta se obtiene de la fórmula de Chezy para canales en régimen uniforme:

$$V = C \sqrt{RS} \quad (8)$$

En la que se ha remplazado C por el valor de:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (9)$$

Que fue propuesto por Manning.

Valores de n para la fórmula de Manning.

Tipo de material	Valor de n
Roca, lisos y uniformes	0,03
Rocas, ásperos e irregulares	0,04
Excavados en tierra	0,03
Revestidos de concreto en condiciones buenas	0,02
Revestidos de concreto en condiciones medias	0,13

Por otro lado se sabe que:

$$Q = A \cdot V \quad (10)$$

Por lo tanto incluyendo el valor de V de Manning, se tiene:

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

Donde

Q = descarga en metros cúbicos por segundo

A = área de la sección transversal del flujo en metros cuadrados

R_h = radio hidráulico en metros

S = pendiente del fondo en m/m

Lo que se pretende en la construcción de las cunetas es que sean de sección transversal eficiente y que sean fáciles de construir y de conservar.

A continuación se describe el diseño de la cuneta con sección triangular correspondiente al tramo entre la estación 1 + 570,00 y 1 + 820,00.

Tramo: 1 + 820,00 a 1 + 570,00 longitud de tramo 250 metros lineales.

Elevación punto inicial: 226,60

Elevación punto final: 217,50

Pendiente del tramo: 0,0364 m/m

Tipo de Superficie	Área tributaria	Valor de C
Pavimento	687,50 m ²	0,95
Tierra cultivable 5 000,00 m ²	0,51	
Zona residencial semiurbanas	391,15 m ²	0,40

Total 6 078,65 m²

Cálculo del valor de C:

$$C = \frac{0,40 \times 391,15 \text{ m}^2 + 0,51 \times 5\,000,00 \text{ m}^2 + 0,95 \times 687,5 \text{ m}^2}{6\,078,65 \text{ m}^2}$$

$$C = 0,55$$

Cálculo de tiempo de concentración utilizando la ecuación:

$$T_C = \frac{3L^{1,15}}{154 H^{0,36}} \quad (12)$$

Donde

L = longitud del cauce en metros, en este caso 250,00

H = desnivel del cauce en metros, en este caso 9,1 m

Entonces

$$T_C = \frac{3(250,00)^{1,15}}{154 (9,1)^{0,36}} = 5,03 \text{ min.}$$

Para calcular la intensidad de lluvia se tomará un período de retorno de 5 años, por lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

$$i = \frac{12\,930,00}{(T_C + 25)^{1,357}} \quad (13)$$

Donde

i = Intensidad de lluvia en mm/h

T_c = Tiempo de concentración en minutos

Sustituyendo los valores se tiene:

$$i = \frac{12\,930,00}{(5,03+25)^{1,357}} = 117,03 \text{ mm/h}$$

Con los datos obtenidos se procede a utilizar la ecuación para calcular el caudal por el método racional.

$$Q = \frac{C \times i \times A}{3,6} \quad (14)$$

Donde

C = coeficiente de escorrentía

i = intensidad de lluvia en mm/h

A = área tributaria de la cuenca en km²

Sustituyendo valores se tiene:

$$Q = \frac{0,55 \times 117,03 \text{ mm/h} \times 0,00608 \text{ km}^2}{3,6} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}$$

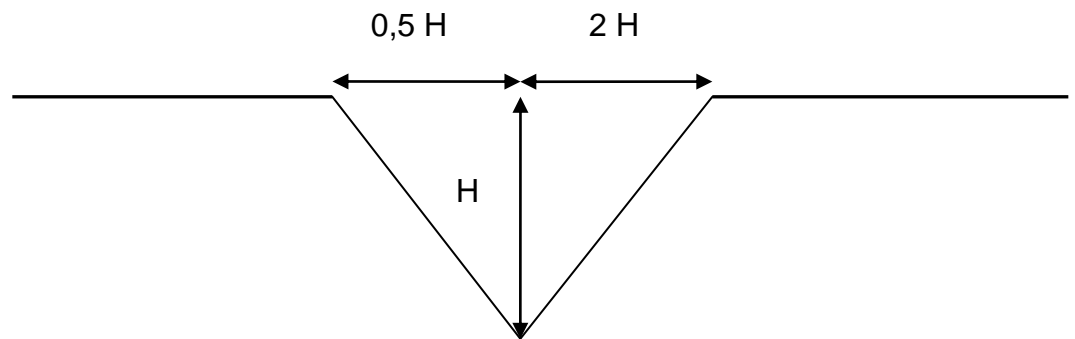
El caudal calculado se considera como el caudal de diseño (Q_d).

Para calcular el caudal de servicio (Q_s) se utiliza la ecuación núm. 11, por lo que se tiene:

Tomando los valores de:

$$n = 0,02H = 0,25 \text{ mS} = 0,0364 \text{ m/m}$$

Figura 36. **Caudal de servicio**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Se calcula radio hidráulico:

$$R_h = \frac{5^{1/2} H}{6} = \frac{5^{1/2} (0,25\text{m})}{6} = 0,093$$

Área de la sección:

$$A = \frac{5 H^2}{4} = \frac{5 (0,25\text{m})^2}{4} = 0,078 \text{ m}^2$$

Una vez calculados estos valores, se sustituyen valores en la ecuación núm. 11:

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} = 0,078 \text{ m}^2 \cdot \frac{1}{0,02} \cdot (0,93)^{\frac{2}{3}} \cdot (0,0364)^{\frac{1}{2}} = 0,1525 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_s = 0,1525 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como:

$$Q_s > Q_d$$

Significa que la sección de la cuneta es adecuada para soportar el caudal producido por una precipitación con 117,03 mm/h de intensidad y un período de retorno de 10 años.

2.2.13.2. Contracunetas

Son zanjas que se hacen en lugares convenientes con el fin de evitar que llegue a las cunetas más agua para la cual están proyectada, en virtud de que las cunetas solo pueden llevar el agua que escurre por el bombeo del camino, los taludes de los cortes y de pequeñas áreas adyacentes. Con el fin de recoger y encauzar el agua que proviene de zonas más alejadas y que se dirigen al camino, hay que construir zanjas llamadas contracunetas colocadas transversalmente a la pendiente del terreno, las cuales interceptan el paso del agua y la alejan de los terraplenes y cortes.

Cuando el camino sigue aproximadamente la dirección de la misma pendiente del terreno son innecesarias las contracunetas, entonces el agua correrá paralelamente al camino en dirección de los *talwegs* y saldrá a las alcantarillas.

En el acceso hacia el sector Las Moras no se contemplará el uso de contracunetas, ya que los terrenos adyacentes al pavimento poseen una pendiente natural la que asegura el flujo de agua, regando de esta manera las plantaciones y sembradíos existentes.

2.2.13.3. Bombeo

Se denomina bombeo de un camino a la forma de la sección transversal del mismo y que tiene como fin principal el drenar hacia los lados el agua que cae en el camino. El bombeo que debe emplearse depende la clase de superficie, facilidad de circulación de los vehículos y aspecto del camino. Por lo regular, se utiliza un bombeo de 2 por ciento para los caminos asfaltados y de 1,5 por ciento para los de concreto hidráulico.

Para el proyecto Las Moras el bombeo seleccionado es de 2 por ciento con el fin de asegurar la fluida circulación del agua pluvial y evitar estancamientos.

2.2.14. Obras de cruce

Son llamadas de drenaje transversal, tienen por objeto dar paso rápido al agua que por no poder desviarse en otra forma debe cruzar de un lado a otro del camino. En estas obras de cruce están comprendidos los puentes y las alcantarillas.

2.2.14.1. Desarenadores

Son estructuras constituidas para retener la arena que traen las aguas servidas o las aguas superficiales, a fin de evitar que ingresen al canal de aducción o al proceso de tratamiento y lo obstaculicen creando serios problemas. El propósito de separar la arena y material orgánico susceptible de putrefacción en sistemas para manejo de aguas pluviales en áreas urbanas es evitar la obstrucción de tuberías y el llenado de los pozos de absorción. Durante la época de lluvias se arrastra gran cantidad de este material, por lo que es

necesario que el diseño considere el manejo eficiente del agua en esta época, ya que es cuando más se requiere de los desarenadores. Se diseñan para separar del agua pluvial partículas minerales de hasta 0,2 milímetros de diámetro.

La sedimentación puede clasificarse en varios tipos dependiendo de las características y concentraciones de los materiales suspendidos, en este caso se estudiará la sedimentación de partículas discretas, que son aquellas cuyo tamaño, forma y gravedad específica no cambian con el tiempo.

El diseño de los tanques de sedimentación se basa en el concepto del tanque ideal, toda partícula que entra al tanque tiene una velocidad horizontal igual a la del líquido y una vertical (V_t), igual a la velocidad final de sedimentación definida por la ley de Stokes.

2.2.14.2. Transversales

Son las estructuras que ayudan a trasladar el agua producto de lluvia de un lado de la carretera al otro.

Al localizar una transversal debe procurarse no forzar los cruces para hacerlos normales cuando la localización razonable y natural es viajada, ya que en esos casos la economía obtenida con cruces normales no compensa los gastos de mantenimiento ocasionados por la erosión del agua al sufrir fuertes desviaciones. No debe tratarse de reducir el número de transversales concentrando en una sola el agua de varios *talwegs*, sino por el contrario, es conveniente colocar todas las transversales que sean necesarias para un funcionamiento eficaz del drenaje.

A continuación se detalla el diseño de la transversal ubicada en la estación 1 + 570,00, la que servirá de base para las demás.

- Diseño transversal E 1 + 570,00

Para efectos de calcular el diámetro adecuado en la transversal se tomará el caudal de diseño calculado para la cuneta entre la estación 1+ 820 y 1+ 570, el cual es:

$$Q_d = 0,108 \text{ m}^3/\text{s}$$

Teniendo este dato se procede a calcular el caudal a sección llena con la fórmula de Manning (11):

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Se calcula un diámetro mediante la fórmula:

$$D = \left[\frac{4^{5/3} n Q_d}{\pi S^{1/2}} \right]$$

Donde

$$S = 0,03 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$n = 0,022$, según tablas de valores para n

Por lo que:

$$D = \left[\frac{4^{5/3} (0,022) (0,108 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi (0,03)^{1/2}} \right] = 0,48 \text{ m}$$

Esto equivale a una tubería de 20 pulgadas de diámetro.

$$R_h = \frac{D}{4}, \text{ para sección llena} = \frac{0,508 \text{ m}}{4} = 0,127 \text{ m}$$

$$A = \pi \times r^2 = \pi \times (0,254 \text{ m})^2 = 0,203 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores en la ecuación de Manning se obtiene el caudal de servicio:

$$Q_s = (0,203 \text{ m}^2) \cdot \frac{1}{(0,022)} \cdot (0,127)^{2/3} \cdot (0,03)^{1/2} = 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo de la velocidad a sección llena:

$$V = \frac{1}{0,022} \cdot (0,127)^{2/3} \cdot (0,03)^{1/2} = 1,99 \text{ m/s}$$

Verificando relaciones hidráulicas:

$$\frac{q}{Q} = \frac{0,108 \text{ m}^3/\text{s}}{0,40 \text{ m}^3/\text{s}} = 0,27$$

Con base en tablas se tiene: $v/V = 0,856 \text{ m/s}$, $d/D = 0,36$

Y

$$v = \left(1,99 \text{ m}^3/\text{s} \right) \times (0,856) = 1,70 \text{ m/s}$$

Para saber si el diseño es correcto se debe cumplir con:

$$q < Q$$
$$0,40 \text{ m/s} < v < 4,00 \text{ m/s}$$
$$0,10 < d/D < 0,75$$

Dado que:

$$0,108 < 0,40$$
$$0,40 \text{ m/s} < 1,70 \text{ m/s} < 4,00 \text{ m/s}$$
$$0,10 < 0,36 < 0,75$$

Con base en esto se puede concluir que el diseño es correcto ya que la tubería de 20 pulgadas cumple con todos los parámetros necesarios. Sin embargo, para este proyecto se utilizará una tubería metálica de 30 pulgadas de diámetro, se pretende disponer de una sección que permita la correcta limpieza de la tubería.

En el proyecto de ampliación y mejoramiento del acceso hacia el sector Las Moras, San Juan Ostuncalco, Quetzaltenango, se proyecta colocar transversales en las estaciones 0 + 09,00, 0 + 250,00, 0 + 500,00, 0 + 748,00, 1 + 000,00, 1 + 376,89, 1 + 570,00, 1 + 820,00, 2 + 040,00 y en la 2 + 271,56, estas estaciones son ideales para la colocación de transversales, ya que no presentan ningún tipo de obstáculo en la desembocadura.

2.2.15. Planos

Los planos finales se elaboraron en CivilCad 2012, se encuentran en el apéndice 1 y contienen los detalles de la planta general y perfil del terreno. En la planta se colocaron todos los datos necesarios de las curvas horizontales, longitudes de tangentes, kilometraje de cada principio de tangente y principio de curva, en el perfil se especifican los diferentes niveles de cada punto, cambios de pendientes y los datos de las curvas verticales.

Para complementar el juego de planos se dibujaron las secciones transversales del movimiento de tierras a cada 20 metros, se incluyó el plano de sección típica de pavimento y detalle de drenajes longitudinales y trasversales.

2.2.16. Presupuesto y cronograma de ejecución

Para la elaboración del presupuesto de la carretera se desglosaron los renglones de trabajo, se realizaron las cuantificaciones de cada renglón del proyecto y luego se calcularon los costos directos. Con los resultados se establecieron las relaciones de ejecución física y financiera que debe existir entre ellos para el éxito del proyecto, estipulando un tiempo de ejecución de 4 meses.

Los precios de los materiales son los que se pueden encontrar en depósitos de San Juan Ostuncalco y los precios de arrendamiento de maquinaria y transporte de maquinaria fueron cotizados en Quetzaltenango.

El banco de material para la base se encuentra a 20 kilómetros del proyecto y la distancia para el transporte de maquinaria es de 18 kilómetros del proyecto a un precio de Q. 22,00 por kilómetros transportado.

Tabla XXXVI. Resumen del presupuesto

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

CUADRO DE CANTIDADES ESTIMADAS DE TRABAJO Y PRECIOS UNITARIOS
 PROYECTO: AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL ACCESO HACIA EL SECTOR LAS MORAS
 UBICACIÓN: SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO
 LONGITUD: 2 271.55 m.

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	COSTO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	ROTULO PARA IDENTIFICACIÓN DE PROYECTO (16X8) PIES	1,00	UND	Q 1 830,84	Q 1 830,84
1,2	RETIRO E INSTALACIÓN DE SERVICIO EXISTENTE (POSTES DE ENERGÍA ELÉCTRICA)	8,00	UND	Q 9 419,69	Q 75 357,52
1,3	LIMPIEZA, CHAPEO Y DESTRONQUE	1,54	Ha.	Q 46 000,00	Q 70 840,00
1,4	REPLANTEO DE TOPOGRAFÍA Y NIVELACIÓN	2,87	Km.	Q 2 500,00	Q 7 175,00
1,5	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	2 900,00	M ³	Q 85,30	Q 247 370,00
2	SUBRASANTE Y BASE				
2,1	REACONDICIONAMIENTO DE SUBRASANTE COMPACTADA AL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO	13 629,30	M ²	Q 16,25	Q 221 476,13
2,2	CONFORMACIÓN Y COMPACTACION DE BASE CON MATERIAL CASCAJO e = 0,15m EXTRAÍDO DE LA PEDRERA.	2 044,40	M ³	Q 500,35	Q 1 022 915,54
3	PAVIMENTO RIGIDO				
3,1	CONCRETO F'c = 3 000 psi, ESPESOR = 0.20 m.	2 052,05	M ³	Q 1 450,00	Q 2 975 472,50
4	DRENAJES				
4,1	CUNETA REVESTIDA e=0,1 m, CONCRETO 2,500 PSI	5 470,00	MI.	Q 67,50	Q 369 225,00
4,2	EXCAVACIÓN PARA DRENAJE TRANSVERSAL	50,4	M ³	Q 45,69	Q 2 303,00
4,3	TUBERIA METALICA DE 30"	60	MI	Q 1 166,70	Q 70 000,00
4,4	FUNDICIÓN DE CONCRETO CICLOPEO	22,5	M ³	Q 989,40	Q 22 261,50
5	BANQUETAS				
5,1	FUNDICION DE BANQUETAS ANCHO=1.00m, CONCRETO F'c=2 500 psi. ESPESOR = 0,07m.	5 470,00	MI.	Q 60,34	Q 330 050,00
TOTAL DEL PRESUPUESTO					Q 5 416 277,03

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVII. **Cronograma**

Cronograma de ejecución

PROYECTO: AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL ACCESO HACIA EL SECTOR LAS MORAS
 UBICACIÓN: SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO
 LONGITUD: 2 274,55 m.

No.	DESCRIPCIÓN	MESES				%	COSTO TOTAL
		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4		
1	TRABAJOS PRELIMINARES						
1.1	RÓTULO PARA IDENTIFICACIÓN DE PROYECTO (16X8) PIES					0,034 Q	1 830,84
1.2	RETIRO E INSTALACIÓN DE SERVICIO EXISTENTE (POSTES DE ENERGÍA ELÉCTRICA)					1,39 Q	75 357,52
1.3	LIMPIEZA, CHAPEO Y DESTRONQUE					1,31 Q	70 840,00
1.4	REPLANTEO DE TOPOGRAFÍA Y NIVELACIÓN					0,013 Q	7 175,00
1.5	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA					4,57 Q	247 370,00
1.6	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DE DESPERDICIO					0,068 Q	3 680,50
2	SUBRASANTE Y BASE						
2.1	REACONDICIONAMIENTO DE SUBRASANTE COMPACTADA AL 95%					4,09 Q	221 476,13
2.2	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE BASE CON MATERIAL CASCAJO e = 0.15m EXTRAÍDO DE LA PEDRERA.					18,9 Q	102 2915,54
3	PAVIMENTO RIGIDO						
3.1	CONCRETO F'c = 3 000 psi; ESPESOR = 0.20 m.					54,93 Q	2 975 472,50
4	DRENAJES						
4.1	CUNETA REVESTIDA e=0.07m, CONCRETO 2,500 PSI					6,81 Q	369 225,00
4.2	DRENAJE TRANSVERSAL					0,04 Q	2 303,00
4.3	TUBERÍA METÁLICA DE 30"					1,29 Q	369 225,00
4.4	FUNDICIÓN DE CONCRETO CICLOPEO					0,41 Q	22 261,50
5	BANQUETAS						
5.1	FUNDICIÓN DE BANQUETAS ANCHO=1.00m, CONCRETO F'c=2 000 psi. ESPESOR = 0.07m.					6,11 Q	330 050,00
TOTAL DEL PRESUPUESTO						100 Q	5 416 277,03

Fuente: elaboración propia.

2.2.17. Manual de mantenimiento del pavimento rígido

La mayor parte del mantenimiento de los pavimentos de concreto consiste en:

- Llenar y sellar las juntas y grietas en la superficie del pavimento.
- Reparación de las áreas fragmentadas, descascaradas y con grietas múltiples.
- Bacheado de áreas en donde se hayan presentado fallas.
- Reparación de las áreas dañadas por asentamientos o bombeo.
- Tratamiento de pavimentos combados.

2.2.17.1. Llenar y sellar las juntas y grietas

El objetivo es prevenir la filtración de la humedad a la base y el de mantener el espacio original de las juntas. Cuando se selle la junta, el concreto debe estar seco y el espacio de la junta completamente limpio de escama, suciedad, polvo y otras materias extrañas, incluso el sellador de la junta vieja.

Se utilizan cortadores de potencia para cortar y ranurar las juntas antes de resellarlas y un cepillo de alambre para dejar la junta limpia por completo. Inmediatamente antes del sellado, se limpia la junta utilizando un chorro de aire comprimido.

Con frecuencia se usan compuestos selladores de asfalto y hule de aplicación en caliente.

El tipo de equipo recomendado para la aplicación del sellador es un aplicador del tipo de presión mecánica, se utilizan los aplicadores mecánicos

del tipo de gravedad con calderas de vaciado manual, asimismo, se usan como selladores de juntas los polímeros elastoméricos de dos componentes de aplicación en frío.

2.2.17.2. Reparación de las áreas fragmentadas

Es un problema común para este tipo de pavimento, las grietas múltiples se distinguen por la cuarteaduras irregulares sobre la superficie del pavimento. La fragmentación es una despostilladura o astilladura de un pavimento firme y por lo regular se presenta a lo largo de juntas o grietas en el pavimento, el descascamiento es provocado por el deterioro o la desintegración del concreto y puede ocurrir en cualquier lugar de la superficie del pavimento.

En general, los agrietamientos menores en las superficies de concreto de cemento Portland se reparan rellenándolos con un compuesto sellador de juntas. Cuando las áreas con agrietamientos, despostilladuras o astilladuras sean demasiado grandes para controlarlas con los métodos rutinarios de sellado de juntas, se harán reparaciones a base de concreto o de algún material epóxico.

2.2.17.3. Bacheo de áreas

Las áreas con fallas en los pavimentos de concreto se repararán con concreto hidráulico, las debe marcar una persona con experiencia calificada para este tipo de trabajo. Seguidamente una cuadrilla de trabajo con martillos neumáticos y otro equipo mecánico va rompiendo y removiendo el concreto roto y prepara el área para la nueva superficie.

En el nuevo concreto se utilizará cemento de alta resistencia rápida, la profundidad del parche nunca será menor que el espesor de la losa existente y con frecuencia es conveniente usar acero de refuerzo.

Cuando los parches quedan adyacentes a las juntas de expansión, estas últimas deberán ser remplazadas. Sin embargo, las juntas de contracción se pueden omitir si el bache se extiende a través de la anchura total del pavimento.

2.2.17.4. Reparación de las áreas dañadas por asentamientos o bombeo

Uno de los mayores problemas en el mantenimiento de los pavimentos de concreto es la corrección del asentamiento de la losa, provocado por el bombeo. Por lo regular este último se caracteriza por:

- La fragmentación del pavimento cerca de la línea central y una junta o grieta transversal.
- La expulsión de agua a través de las juntas y grietas.
- Manchas en la superficie del pavimento debidas al suelo de la subrasante.
- La presencia de burbujas de lodo a la orilla del pavimento.
- Rotura del pavimento.

El bombeo de los pavimentos de concreto se puede prevenir con un mantenimiento adecuado del drenaje, con la corrección de las fallas y con el sellado de juntas y grietas. En los lugares en que el bombeo ha avanzado hasta alcanzar un grado apreciable, se corrige por inyección o sellado subterráneo. Este procedimiento se lleva a cabo perforando algunos agujeros en la losa y forzando el paso a través de ellos de una lechada adecuada para llenar los huecos entre la subrasante y la losa.

2.2.17.5. Tratamiento de pavimentos combados

El abombamiento o reventón de los viejos pavimentos de concreto es un problema continuo que, por lo regular, es provocado por la expansión longitudinal y falla en el funcionamiento adecuado de la juntas de expansión transversal. Cuando esto ocurre, es necesario remover la parte del pavimento que se ha dañado y reemplazarla con un parche de concreto o material asfáltico. Cuando se nota la evidencia de una compresión externa, se pueden evitar los abombamientos y los reventones del pavimento cortando una junta de expansión de mayor anchura si ya existe alguna o haciendo una junta nueva a través del pavimento.

2.2.17.6. Drenajes

Es importante mantener una limpieza periódica de las cunetas y desarenadores, con el propósito de evitar el estancamiento de agua y la infiltración de esta hacia la capa de la base.

Esta infiltración podría ocasionar problemas de agrietamiento y asentamiento de la losa.

En época de invierno es recomendable limpiar por lo menos una vez a la semana las cunetas y desarenadores.

Es necesario cargar y transportar los sedimentos o basura hacia un lugar adecuado, donde no puedan volver a bloquear obras de drenaje.

2.2.18. Estudio de impacto ambiental

Los proyectos de infraestructura de carretera producen distintos efectos al medio ambiente, por lo que son sometidos a un análisis de impacto ambiental, con el objetivo de identificar y valorar los impactos potenciales que estas obras generarán al ambiente.

Una evaluación ambiental es un estudio sistemático y multidisciplinario utilizado para predecir los efectos potenciales y las consecuencias ambientales de una acción propuesta, analizando las posibles alternativas según las características físicas, biológicas, culturales y socioeconómicas de un lugar dado.

A continuación se presentan las cuatro etapas en las que fue dividido el Estudio de Impacto Ambiental, iniciando con la de preconstrucción en la que se incluyen las actividades de proyecto y las afectaciones; la segunda es la de preparación del sitio que forma parte de la construcción de una carretera, en las manifestaciones de impacto ambiental se considera independiente; la tercera es la construcción y la cuarta es la de operación y mantenimiento.

Cada una de las etapas está conformada por una serie de actividades, se presentan las medidas de mitigación más frecuentemente encontradas, los impactos ambientales no fueron tipificados de acuerdo a la relevancia.

- Etapa de preconstrucción: está definida como todos los trabajos que se desarrollan hasta la entrega del proyecto ejecutivo que ha de implantarse. Contiene exclusivamente dos actividades: proyecto y afectaciones para las que se definen los posibles impactos y se presentan una serie de

medidas de mitigación factibles de llevarse a cabo, a fin de minimizar los resultados adversos.

Tabla XXXVIII. **Medidas de mitigación etapa de preconstrucción**

Actividad	Impacto	Medidas de mitigación
Proyecto	Deslaves, hundimientos, deslizamientos y movimientos masivos en los cortes.	Realizar el diseño de tal manera que se eviten áreas inherentemente inestables. Incluir, de ser necesario, la estabilidad de cortes con estructuras como paredes de concreto, gaviones, entre otros.
Afectaciones	Afectaciones a propietarios de terrenos	Compensación económica. Reubicación de propietarios.
	Afectación sobre el uso de suelo habitacional	Compensación económica. Reubicación de propietarios. Modificación de trazo.

Fuente: elaboración propia.

- Etapa de preparación del sitio: se refiere a las actividades que se llevan a cabo al inicio de la construcción de una carretera, puede considerarse como parte de la construcción en sí. En la mayoría de los estudios de impacto ambiental es tomada como un rubro separado a la construcción, por lo que se tomó la decisión de hacerlo de la misma manera para facilitar las comparaciones entre las diversas etapas de la carretera.

Esta etapa incluye la tarea de movimiento de tierra y corte de cajuela para llegar al nivel de rasante requerido en planos, se proponen medidas de mitigación para los efectos adversos en: agua pluvial (corriente superficiales y subterráneas), topografía, aire, ruido, suelo, microclima, fauna y paisaje.

Se presentan impactos no mitigables, como la modificación de la topografía, puesto que la única reducción del impacto implica la modificación del proyecto y a la vez podría repercutir en el no cumplimiento de las especificaciones técnicas con las que fue diseñada la carretera.

Tabla XXXIX. **Medidas de mitigación etapa de preparación del sitio**

Actividad	Impacto	Medida de Mitigación
Movimiento de tierra y capa vegetal	Contaminación de la corriente de agua superficial	Disposición del material lejano a las corrientes de agua. Establecer desarenadores para que los sedimentos en suspensión sean retenidos.
	Obstrucción de ríos y arroyos	Disposición del material lejano a las corrientes de agua.
	Contaminación del suelo	Evitar el uso de herbicidas o agroquímicos.
Movimiento de tierra y capa vegetal	Erosión	Inducir vegetación en las áreas aledañas al movimiento de tierra para detener la erosión.
	Modificación de la topografía	No mitigable.
	Contaminación de aire por humos	Evitar la quema de vegetación. Acatamiento de las normas guatemaltecas para unidades que utilizan diésel como combustible.
	Cambios en el microclima	Los efectos pueden minimizarse estableciendo vegetación, al concluir las obras en ambos lados de la carretera.
	Ruido	No mitigable
	Remoción de la capa de suelo fértil	Realizar un programa de rescate de flora, previo a la remoción de suelo fértil. Reutilización del material para posteriores actividades como arripe de taludes, reforestación, etc.
	Afectación del hábitat de fauna silvestre	No mitigable.
	Perturbación y desplazamiento de la fauna silvestre	Evitar los trabajos en época de reproducción sobre todo en los casos de especies en peligro de extinción o de alto valor para la región (si las hubiera). Evitar la caza furtiva Realizar el movimiento de tierra de manera paulatina para permitir el desplazamiento de la fauna

Continuación de la tabla XXXIX.

	Modificación del paisaje	No mitigable
Campamentos y oficinas de campo	Contaminación del suelo	Se colocarán botes para el almacenamiento de los residuos sólidos, vigilando la transportación periódica al basurero municipal. Al término de la obra se deberá limpiar el terreno y adicionar una capa de tierra vegetal producto del desmonte y despalme
	Contaminación del aire	Evitar las fogatas
	Contaminación del aire provocado por los motores de las plantas generadoras de luz	Que los motores a diésel o gasolina cumplan con las normas correspondientes
Excavación y nivelación	Drenaje superficial	Colocación de malla sobre los cuerpos de agua para evitar sólidos suspendidos. Establecer presas de decantación para que los sedimentos en suspensión sean retenidos
	Incremento en la erosión de los suelos	Programar las obras en época de estiaje para evitar la erosión hídrica
	Afectación de suelo e hidrología	Definir los lugares donde será depositado el material no empleado, cuidando la noafección de corrientes de agua superficiales y zonas de alta productividad agrícola. Reutilización del material no empleado para posteriores actividades
	Contaminación del aire	Humedecer la superficie a excavar para evitar partículas suspendidas. Contar con un botiquín de emergencias y tener identificado el hospital más cercano, así como la ruta de acceso más corta y segura Establecer un sistema de seguridad en las zonas de mayor tránsito, para evitar el paso de personas ajenas a la zona de trabajo

Continuación de la tabla XXXIX.

<p>Obras de drenaje y subdrenaje</p>	<p>Incorporación de estructuras y elementos ajenos al terreno natural</p>	<p>No mitigable</p>
<p>Cortes y Terraplenes</p>	<p>Inestabilidad de taludes</p>	<p>En cortes con problemas de estabilidad donde no haya suelo capaz de sostener vegetación, proteger con malla y concreto lanzado para contener el material fragmentado.</p> <p>Para taludes rocosos inestables se podrá colocar malla metálica galvanizada, anclada y colocar hidrosiembra.</p> <p>Usar filtros (agregados porosos o geotextiles) para controlar los deslizamientos.</p>
	<p>Erosión eólica e hídrica por degradación y desaparición de la cubierta vegetal</p>	<p>Promover un programa de rescate de vegetación que incluya el retiro de especies, la prevención durante el traslado, siembra, supervisión y mantenimiento de las acciones. Suavizar las pendientes de los cortes y terraplenes y cubrir posteriormente con suelo fértil procurando aprovechar el que se removi6 durante el despalme. Cortar el flujo de escorrentía antes de que el agua adquiera suficiente velocidad para iniciar el proceso erosivo, se deberán construir terrazas o bermas. Impermeabilizar la parte alta de los taludes. Revestir de roca del talud, colocando una capa filtrante (geotextil o mezcla de grava y arena) debajo del enrocado.</p>

Continuación de la tabla XXXIX.

Explotación de bancos de material	Eliminación de la cubierta vegetal	En la etapa de abandono se deberá restituir el suelo
	Disminución del recurso suelo	No mitigable
	Modificación de los drenajes naturales	No mitigable
	Disminución de la productividad agrícola en la zona de influencia por la deposición de polvo	Utilizar vehículos cubiertos y manejar los materiales húmedos. Establecer procedimientos adecuados en el manejo de los materiales para evitar emisiones fugitivas de polvo.
Pavimentación	Afectación al microclima	No mitigable
	Pérdida de la utilización del suelo	No mitigable
	Contaminación de la calidad de agua	Situar la subrasante por lo menos a 1,5 metros por encima de la capa freática. Colocar parapetos para retener los sedimentos durante la construcción.
	Cambios en los patrones de escurrimiento de aguas superficiales	Contar con un buen proyecto de drenajes y subdrenajes
	Reducción de infiltración	No mitigable

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Quetzaltenango se encuentra asentada sobre la cuenca media alta del río Samalá, por lo que el flujo de agua en el casco urbano de la ciudad en tiempo de invierno es inminente, lo que hace necesario la implementación de los mecanismos adecuados para el correcto manejo de aguas pluviales.
2. La recarga del manto freático mediante los pozos de absorción es de suma importancia para garantizar el abastecimiento de agua a la ciudad de Quetzaltenango.
3. El mejoramiento del acceso hacia el sector Las Moras promoverá el crecimiento económico y social de la población localizada en esta área
4. El método AASHTO para diseño de pavimentos toma en cuenta variables de tránsito, por lo que es necesario desde un inicio tener un control detallado de la cantidad y tipo de vehículos que transitan por la vía de estudio, con esto se garantiza un TPDA más preciso.
5. Para el correcto uso de los programas de diseño disponibles para ingeniería civil, como ArcGis o CivilCad, es necesario tener conocimiento amplio sobre normas y parámetros de diseño de obras, ya que los programas por sí solos no son suficientes.

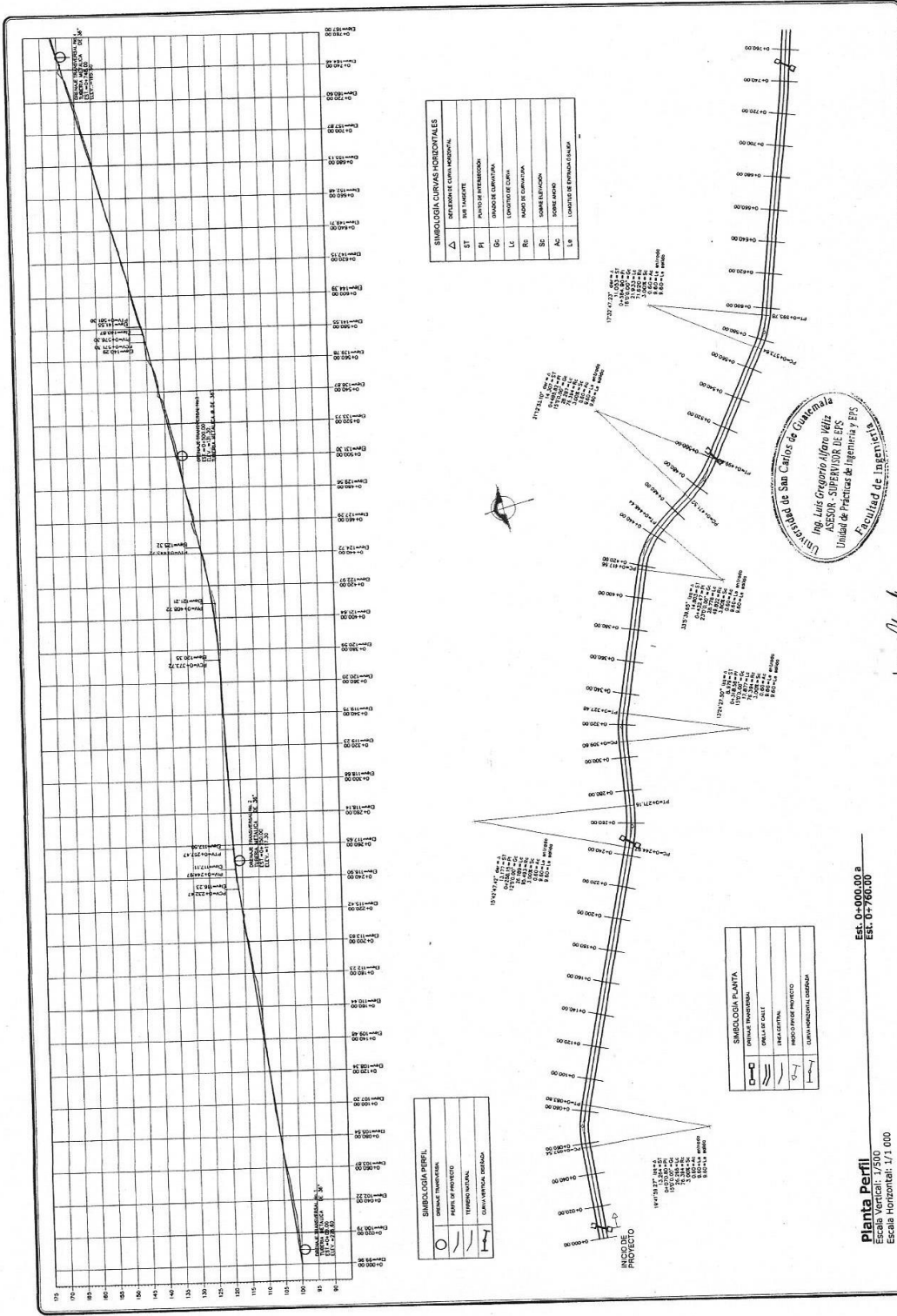
RECOMENDACIONES

1. Los pozos de absorción deben ubicarse en los puntos más bajos de las subcuencas y donde el área de captación sea la óptima.
2. El zanjón Calderón debe ser utilizado para la conducción de agua pluvial, ya que se puede disminuir la cantidad de agua que desciende hacia el barrio El Calvario.
3. La ejecución del mejoramiento del acceso hacia el sector Las Moras deberá realizarse en época de verano para evitar los problemas que provoca las lluvias de invierno.
4. En la aplicación de la base se debe contemplar un sobre ancho de 0,3 metros en cada extremo de la calle, para contar con un espacio adecuado para la colocación de la formaleta que se utilizará para la fundición del pavimento.
5. Una ayuda práctica en la planeación de proyectos carreteros es hacer uso de los procedimientos recomendados para la evaluación ambiental, ya que posibilitan tratar anticipadamente las consideraciones ambientales, reduciendo las necesidades subsecuentes de imponer limitaciones al proyecto y evitando los costos y demoras en la implantación que podrían surgir a raíz de los problemas no anticipados.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Diseño de mezclas*. Estados Unidos: ACI 318-05. 2005. 132 p.
2. American Association of State Highway and Transportation officials. *Diseño de estructuras de pavimentos*. Washington D.C.: AASHTO, 1986. 73 p.
3. CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. Bogotá: Ecoe Ediciones, 2005. 310 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Vías de comunicación caminos, ferrocarriles, puentes y puertos*. México: Limusa, 1980. 147 p.
5. Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas, 1975. 690 p.
6. _____. *Libro Azul de Caminos*. Guatemala: Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas, 1975. 804 p.
7. Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones. *Diseño y ejecución de juntas en pavimentos*. España: Universidad Politécnica de Valencia, 2012. 12 p.

8. SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. México: Editorial IMCVC, 1998. 208 p.
9. SHEFFER SIMMONS, Charles. *Clasificación de reconocimiento de los suelos en Guatemala*. Guatemala, 1990. 1000 p.
10. Secretaria de Integración Económica Centroamericana. *Acuerdo centroamericano sobre circulación por carreteras según la sociedad de ingenieros consultores*. Guatemala: SIECA, 2001. 35 p.
11. Us Bureau Reclamation. *Design Small Dams*. Estados Unidos: Departamento del Interior, 1987. 904 p.
12. WENDOR CHEREQUE, Moran. *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*. 2a ed. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1995. 125 p.



SIMBOLOGIA CURVAS HORIZONTALES	
△	SEÑALAMIENTO CURVA HORIZONTAL
ST	SEÑALAMIENTO
PI	PUNTO DE INTERSECCION
QC	PUNTO DE CURVATURA
LL	LONGITUD DE CURVA
RL	RADIO DE CURVATURA
SC	SUPERELEVACION
AC	ANCHO DE CARRETERA
LS	LONGITUD DE TRANSICION ANCHO

SIMBOLOGIA PERFIL	
○	SEÑALAMIENTO PERFIL
—	PERFIL DE PROYECTO
—	TERRENO NATURAL
—	GRANDE ANCHO DE CALLE

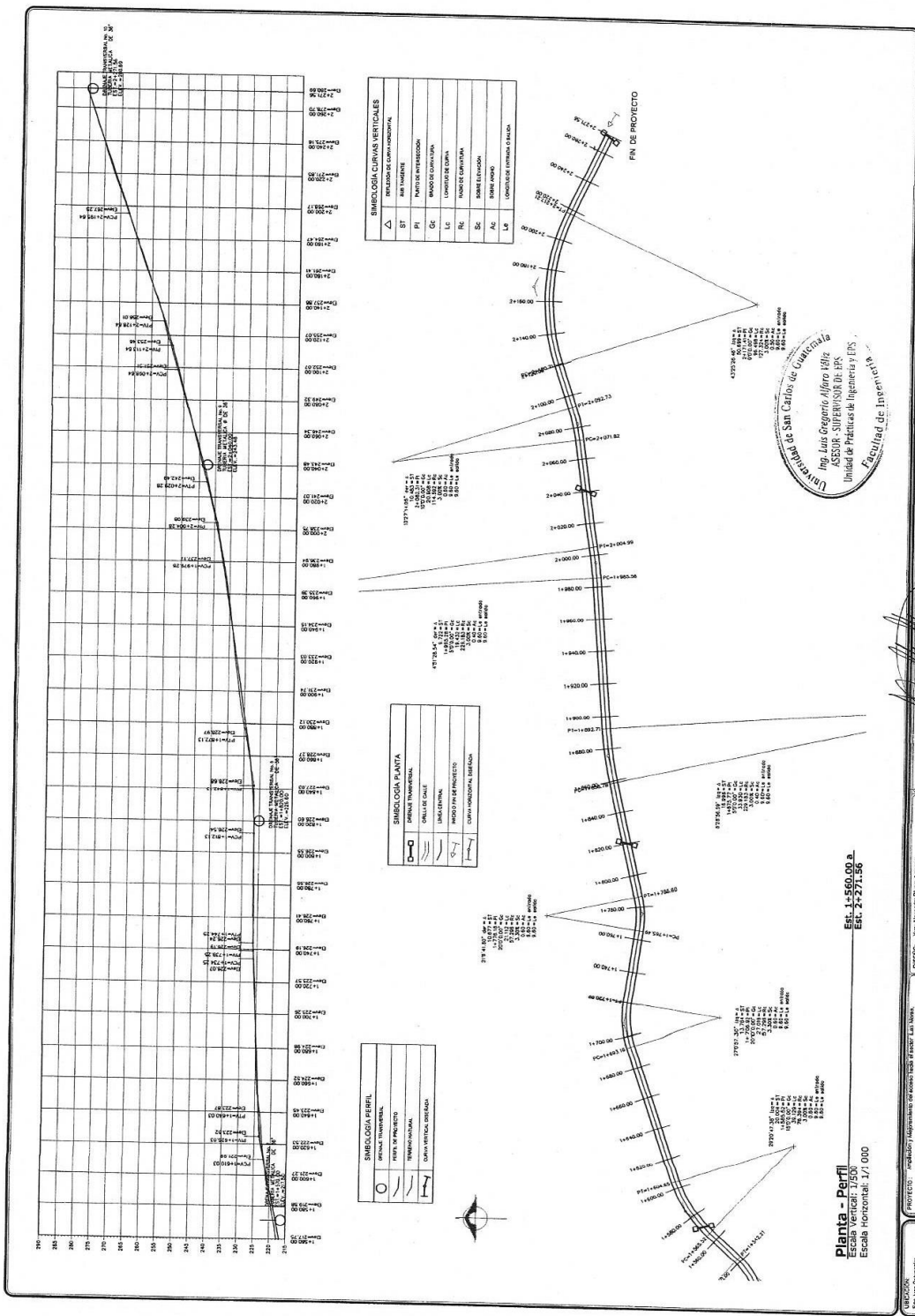
SIMBOLOGIA S.M.A.T.A.	
—	SEÑALAMIENTO S.M.A.T.A.
—	SEÑALAMIENTO DE CALLE
—	SEÑALAMIENTO DE ANCHO DE CALLE
—	SEÑALAMIENTO DE PUNTO DE CURVATURA
—	SEÑALAMIENTO DE LONGITUD DE CURVA

Universidad de San Carlos de Guatemala
 Ing. Luis Crespo Alfaro Witz
 ASESOR SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

Est. 0+000.00 a
 Est. 0+750.00

Planta Perfil
 Escala Vertical: 1/500
 Escala Horizontal: 1/1.000

(SEÑALAMIENTO) Señal de Proyecto Señal de Perfil Señal de Calle Señal de Punto de Curvatura Señal de Longitud de Curva	(PROYECTO) Proyecto de Ingeniería y EPS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS Facultad de Ingeniería	(DISEÑO) Diseñado por: Luis Crespo Alfaro Witz Diseñado por: Luis Crespo Alfaro Witz Diseñado por: Luis Crespo Alfaro Witz	(CALCULO) Calculado por: Luis Crespo Alfaro Witz Calculado por: Luis Crespo Alfaro Witz	(EVALUACION) Evaluado por: Luis Crespo Alfaro Witz Evaluado por: Luis Crespo Alfaro Witz	(REVISOR) Revisado por: Luis Crespo Alfaro Witz Revisado por: Luis Crespo Alfaro Witz	(APROBADO) Aprobado por: Luis Crespo Alfaro Witz Aprobado por: Luis Crespo Alfaro Witz	(FECHA) Fecha: 15/05/2015	(PLANO) Plano: 1/1	(ESCALA) Escala: 1/1	(TITULO) Título: Perfil de Proyecto	(NÚMERO) Número: 02 de 015
---	---	---	---	--	---	--	------------------------------	-----------------------	-------------------------	--	-------------------------------



SIMBOLOGIA CURVAS VERTICALES

INCLINACION DE CURVA HORIZONTAL	SIN TANGENTE	PUNTO DE INTERSECCION	TIPO DE CURVA	TIPO DE CURVA	TIPO DE CURVA	TIPO DE CURVA	TIPO DE CURVA	TIPO DE CURVA	TIPO DE CURVA
△	BT	PI	OC	LC	RLC	SC	AC	LC	LC

SIMBOLOGIA PLANTA

□	LINEA TRANSVERSAL	LINEA CENTRAL	CURVA HORIZONTAL SECCION
○	CHALLINER GALLE	INDICADOR DE PROYECTO	

SIMBOLOGIA PERFIL

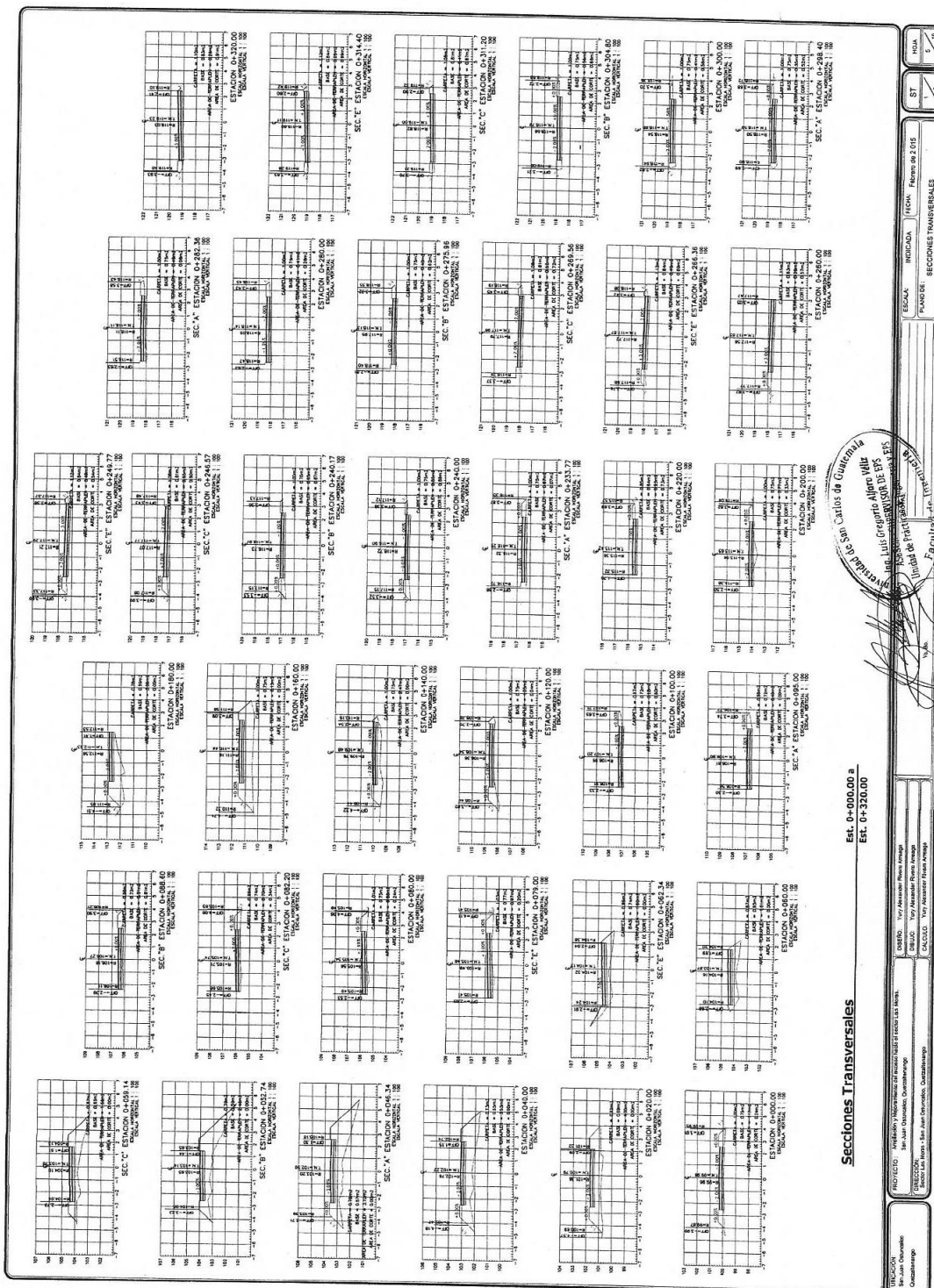
○	LINEA TRANSVERSAL	TIPO DE PROYECTO
○	TIPO DE PROYECTO	TIPO DE PROYECTO
○	TIPO DE PROYECTO	TIPO DE PROYECTO

Universidad de San Carlos de Guatemala
 Ing. Luis Gregorio Alfaro Rojas
 ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

Est. 3,456,000.00
 Est. 2,271.56

Planta - Perfil
 Escala Vertical: 1/500
 Escala Horizontal: 1/7,000

VERIFICACION: []
 DISEÑO: []
 PROYECTO: []
 CLIENTE: []
 FECHA: []
 HOJA: []
 PLP: []
 P: []
 E: []

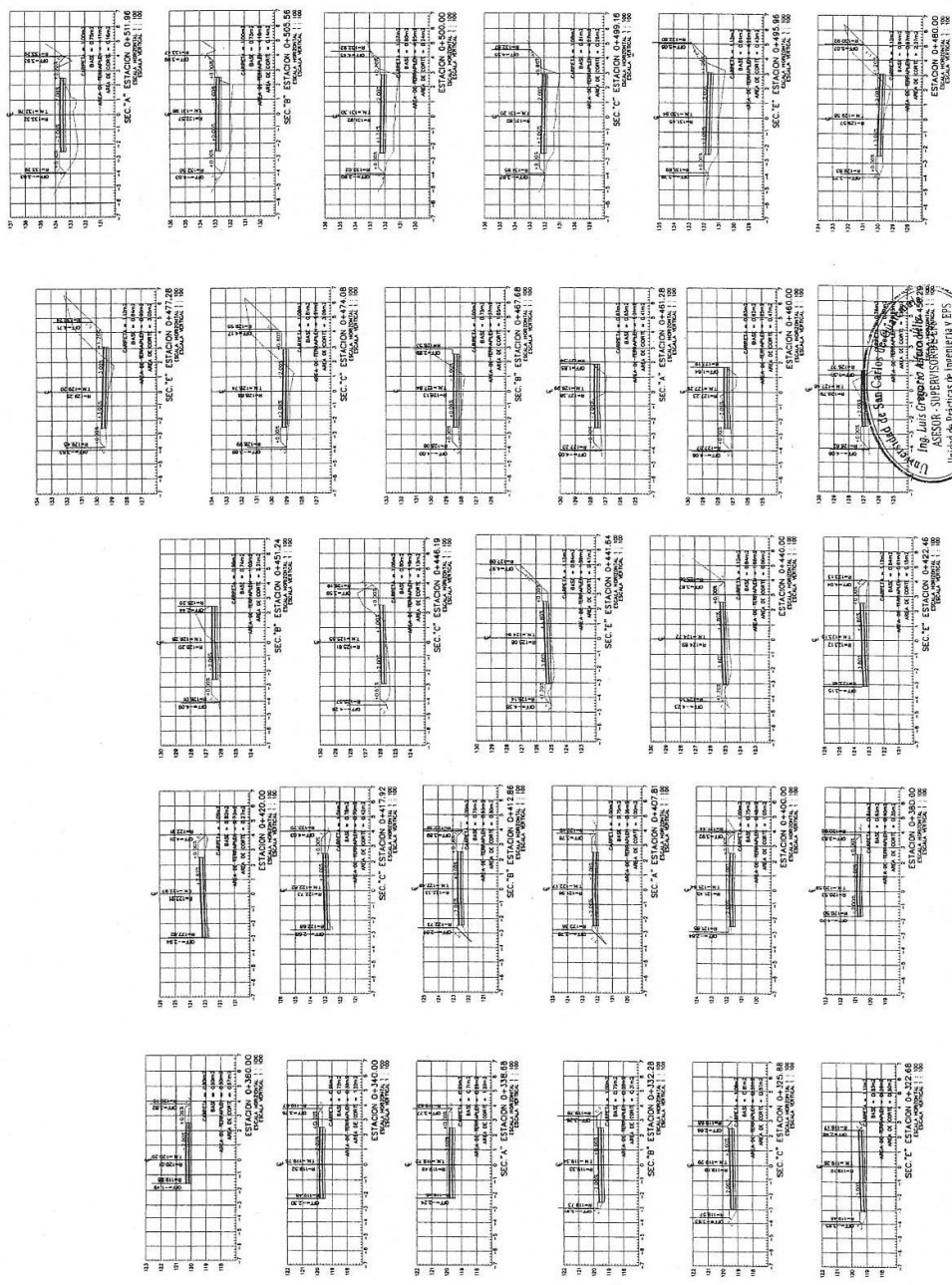


Proyecto de un Camión de Guaymas
 Ing. Luis Domingo Alamo Villar
 INGENIERO EN CARRETERAS
 Unidad de Ingeniería

Est. 0+00.00 a
 Est. 0+320.00

Secciones Transversales

PROYECTO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	INGENIERO: ING. LUIS DOMINGO ALAMO VILLAR	ESCALA: 1:1000	FECHA: 15/05/2015	INDICIA: SECCIONES TRANSVERSALES	ST: 1/5	Hoja: 5
OBJETO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	DESBRO: 15/05/2015	PROYECTO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	INDICIA: SECCIONES TRANSVERSALES	ST: 1/5	Hoja: 5	
PROYECTO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	DESBRO: 15/05/2015	PROYECTO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	INDICIA: SECCIONES TRANSVERSALES	ST: 1/5	Hoja: 5	
PROYECTO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	DESBRO: 15/05/2015	PROYECTO: PROYECTO DE UN CAMIÓN DE GUAYMAS	INDICIA: SECCIONES TRANSVERSALES	ST: 1/5	Hoja: 5	



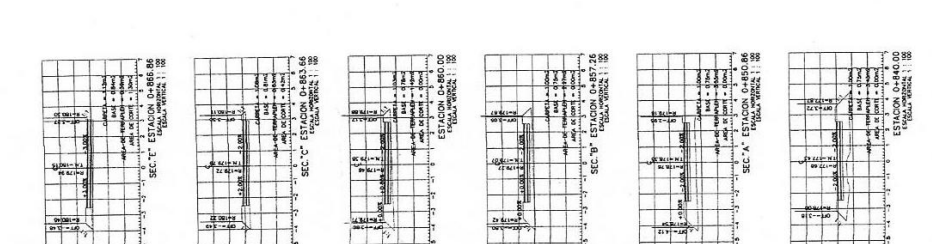
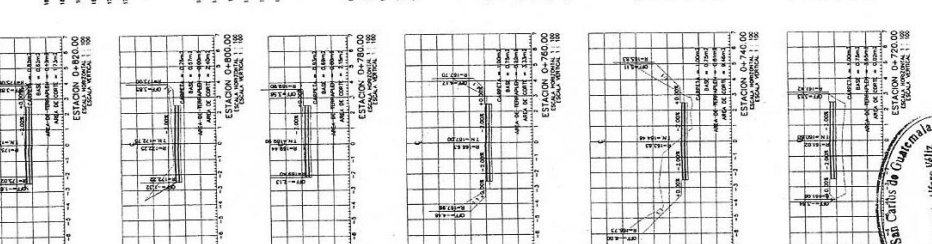
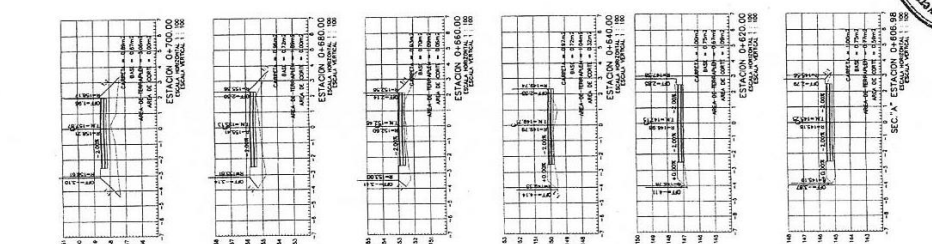
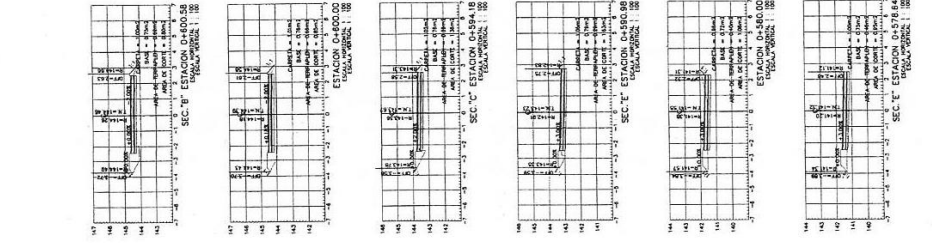
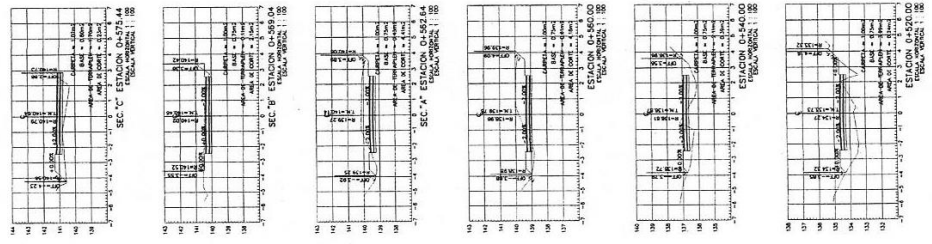
Secciones Transversales

Est. 0-322.68
 Est. 0-311.96

PROYECTO: Ampliación y Rehabilitación del Bypass del P. de las Marías.
 CLIENTE: MTC - Ministerio de Transportes y Comunicaciones
 DISEÑO: Vay Asociados Poma Ampa
 DIBUJO: Vay Asociados Poma Ampa
 CALIFICADO: Vay Asociados Poma Ampa

WITNES: *[Handwritten Signature]*

ESCALA: INDICADA (VER: Propos 62.2.015)
 PLANEO: Puntos - P.M.E.
 HONORARIOS: 3 4 5 6 7 8 9 10



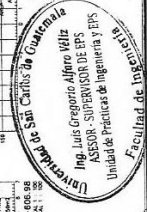
Secciones Transversales

Est. 0+520.00 a
Est. 0+566.86

PROYECTO: ASESORIA INTEGRAL PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE VIALIDAD EN EL MUNICIPIO DE SAN JUAN DE LOS RIOS, GUATEMALA
 DISEÑO: Yury Alexander Rivera Arango
 DIBUJO: Yury Alexander Rivera Arango
 CALCULO: Yury Alexander Rivera Arango

ESTADISTICA: Yury Alexander Rivera Arango
 DISEÑO: Yury Alexander Rivera Arango
 DIBUJO: Yury Alexander Rivera Arango
 CALCULO: Yury Alexander Rivera Arango

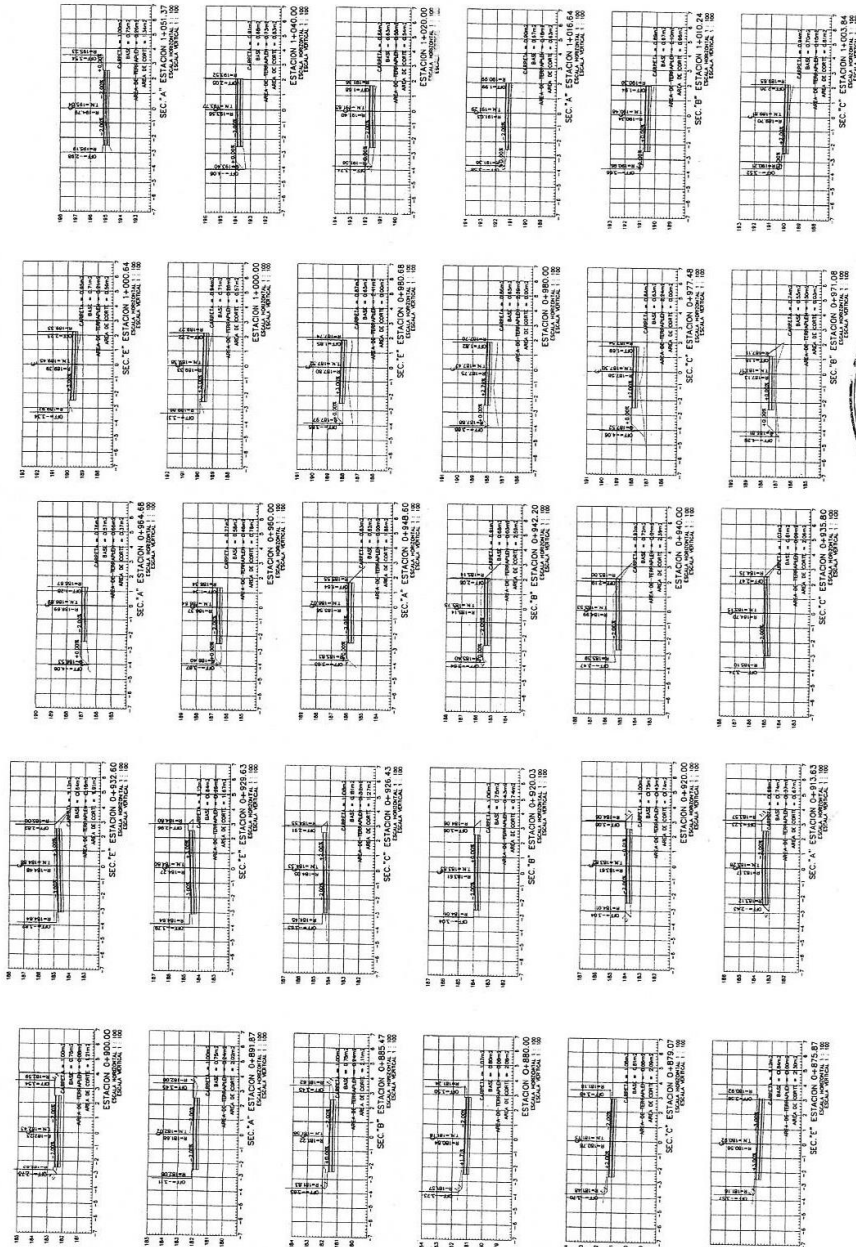
[Handwritten Signature]
 YURY ALEXANDER RIVERA ARANGO
 INGENIERO CIVIL



ESCALA:	INDICADA	FECHA:	Febrero de 2015
FUENTE:	Planta - Perfil		

ESTADISTICA:	9
DISEÑO:	9
DIBUJO:	9
CALCULO:	9

ESTADISTICA:	9
DISEÑO:	9
DIBUJO:	9
CALCULO:	9



Secciones Transversales

Est. 0+475.87
Est. 1+051.37

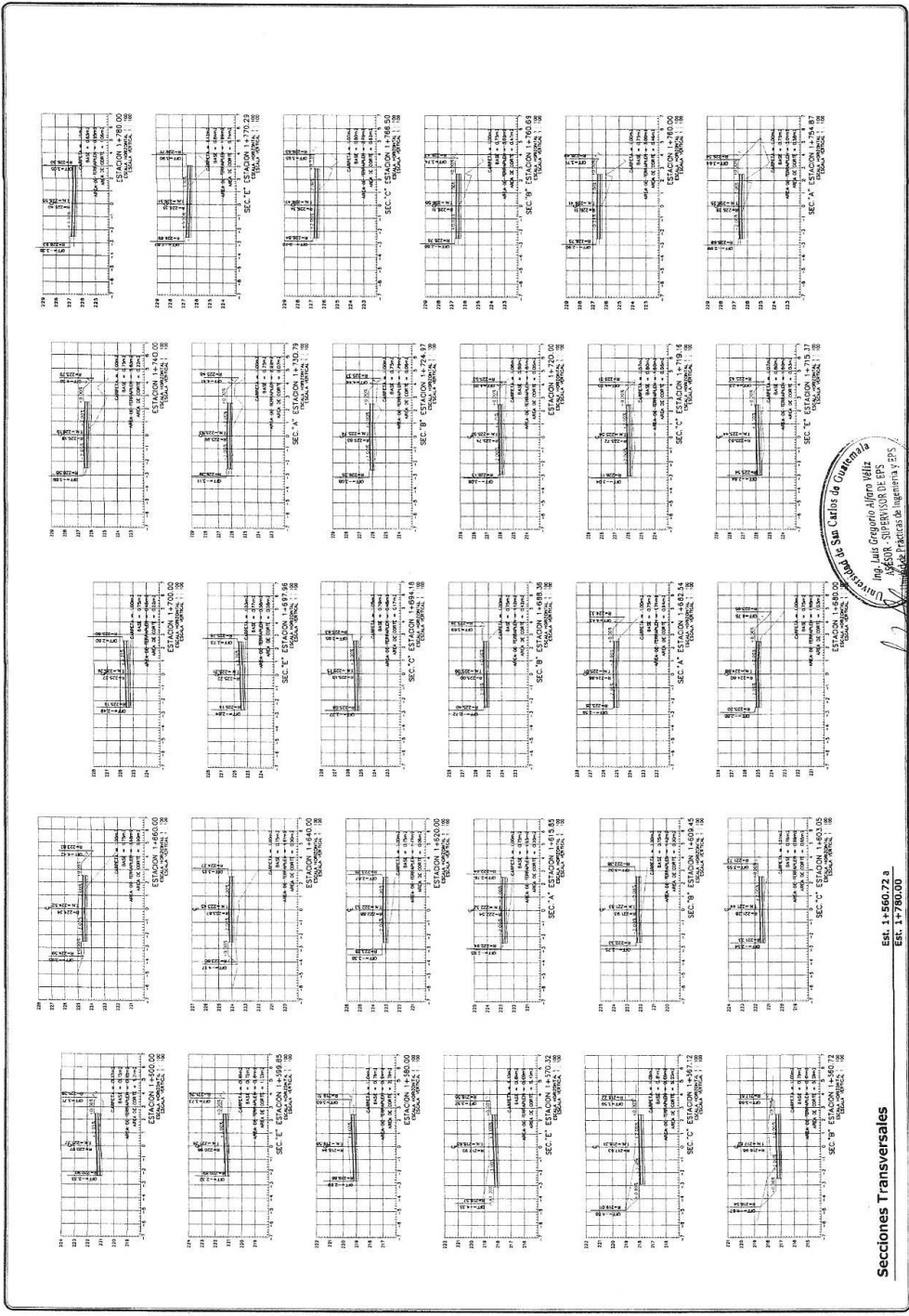
PROYECTO: Construcción de la Línea de Ferrocarril de los Hornos.
 DISEÑO: Ing. Juan Domínguez, Consultor Independiente.
 DIBUJO: Ing. Alexander Rivera Aragón.
 CALIFICADO: Ing. Alexander Rivera Aragón.

ELABORADO: San Juan Domínguez
 CONSULTOR: San Juan Domínguez
 DISEÑADO: San Juan Domínguez

NOTAS:
 ESCALA: INDICADA
 PLANOS: Papeles - Papeles

FECHA: FEBRERO DE 2015

HOJA: 19

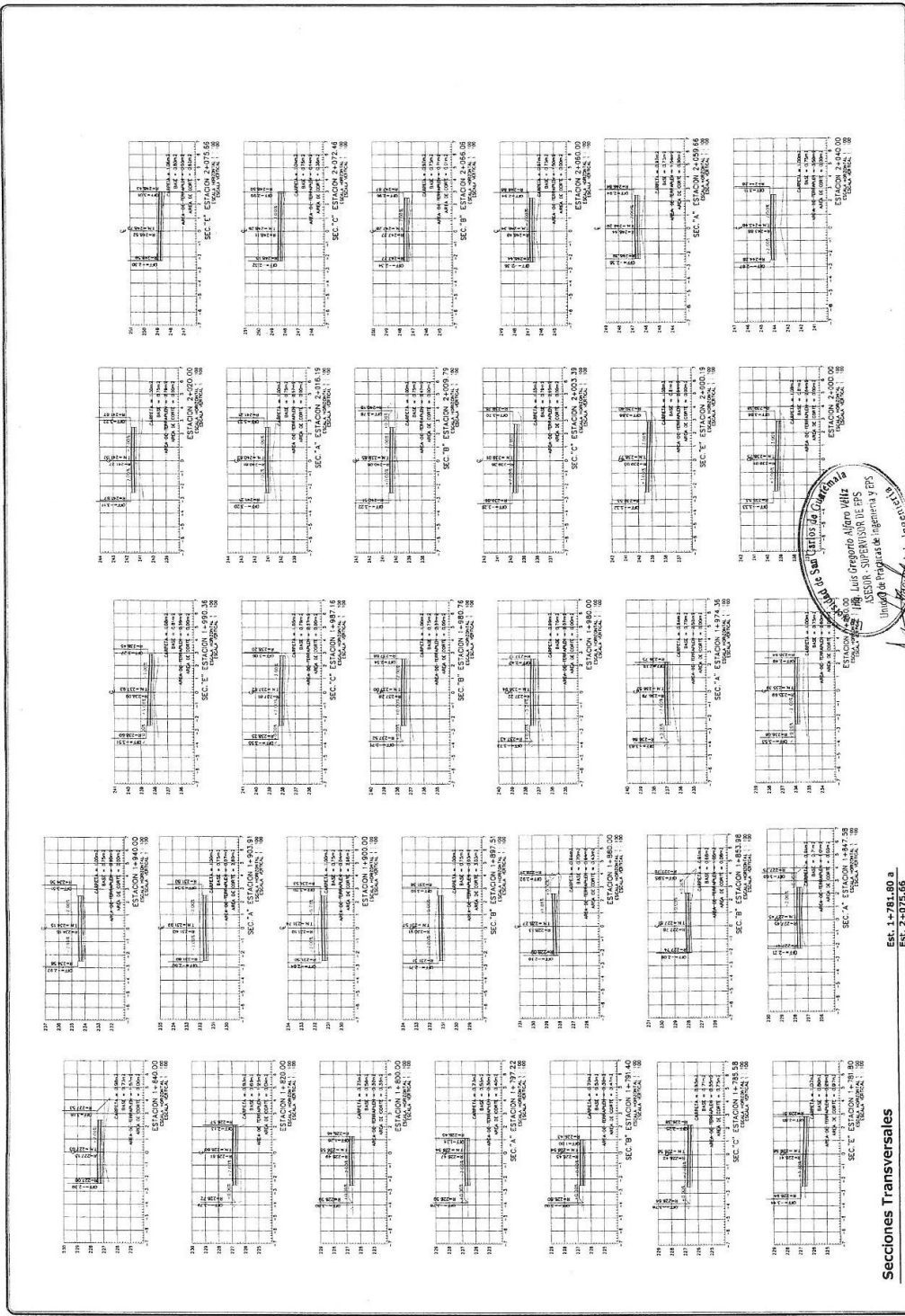


Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz
 INGENIERO SUPLENTE DE EPS
 Calle Francisco de Aguirre 1274
 San Juan, Chiriquí, Panamá
 Teléfono: 261-1111
 Celular: 9999-1111

Secciones Transversales
 Est. 1+560.72 a
 Est. 1+780.00

PROYECTO: "INTERCOMUNICACION DE BARRIO LAS CASAS DE GUAYABO A BARRIO LAS CASAS DE GUAYABO"
 DISEÑO: Ing. Alexander Rivera Arango
 DIBUJO: Ing. Alexander Rivera Arango
 CALCULO: Ing. Alexander Rivera Arango

ESCALA: INDICADA
 PLANTEL: 2015-09-08
 HOJA: 1/1



Secciones Transversales

Est. 1-781.80 a
Est. 2-075.66

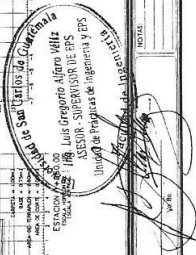
UBICACION: Insularidad / Propiedad / Inmuebles / Obras de Infraestructura / Obras de Saneamiento / Obras de Mantenimiento / Obras de Seguridad / Obras de Mejora Urbana / Obras de Mantenimiento de Infraestructura / Obras de Mantenimiento de Saneamiento / Obras de Mantenimiento de Seguridad / Obras de Mantenimiento de Mejora Urbana

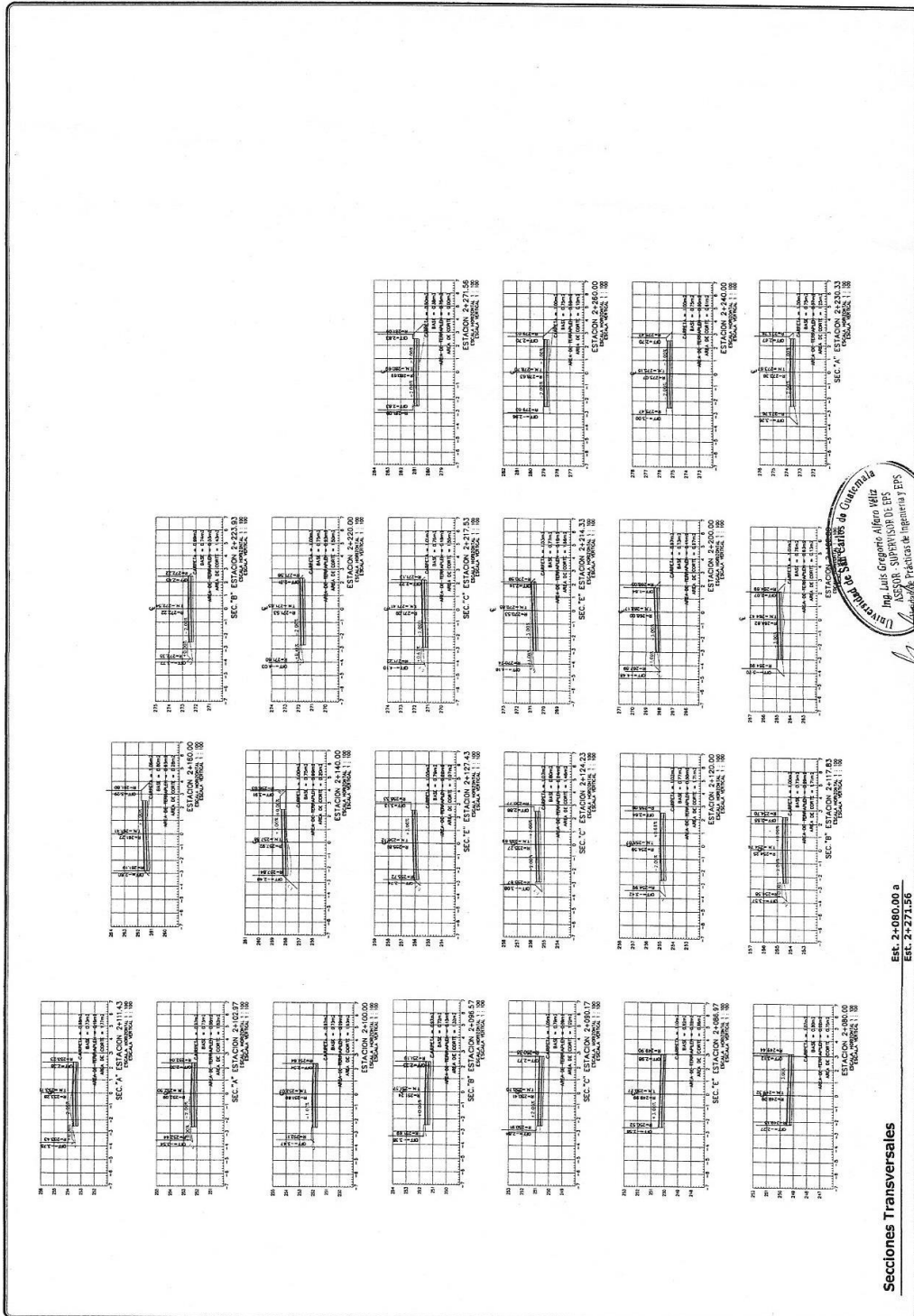
PROYECTO: Insularidad / Propiedad / Inmuebles / Obras de Infraestructura / Obras de Saneamiento / Obras de Mantenimiento / Obras de Seguridad / Obras de Mejora Urbana / Obras de Mantenimiento de Infraestructura / Obras de Mantenimiento de Saneamiento / Obras de Mantenimiento de Seguridad / Obras de Mantenimiento de Mejora Urbana

PROYECTO: Insularidad / Propiedad / Inmuebles / Obras de Infraestructura / Obras de Saneamiento / Obras de Mantenimiento / Obras de Seguridad / Obras de Mejora Urbana / Obras de Mantenimiento de Infraestructura / Obras de Mantenimiento de Saneamiento / Obras de Mantenimiento de Seguridad / Obras de Mantenimiento de Mejora Urbana

ESCALA: Horizontal / Vertical / Perfil / Plano

PROYECTO: Insularidad / Propiedad / Inmuebles / Obras de Infraestructura / Obras de Saneamiento / Obras de Mantenimiento / Obras de Seguridad / Obras de Mejora Urbana / Obras de Mantenimiento de Infraestructura / Obras de Mantenimiento de Saneamiento / Obras de Mantenimiento de Seguridad / Obras de Mantenimiento de Mejora Urbana





Secciones Transversales

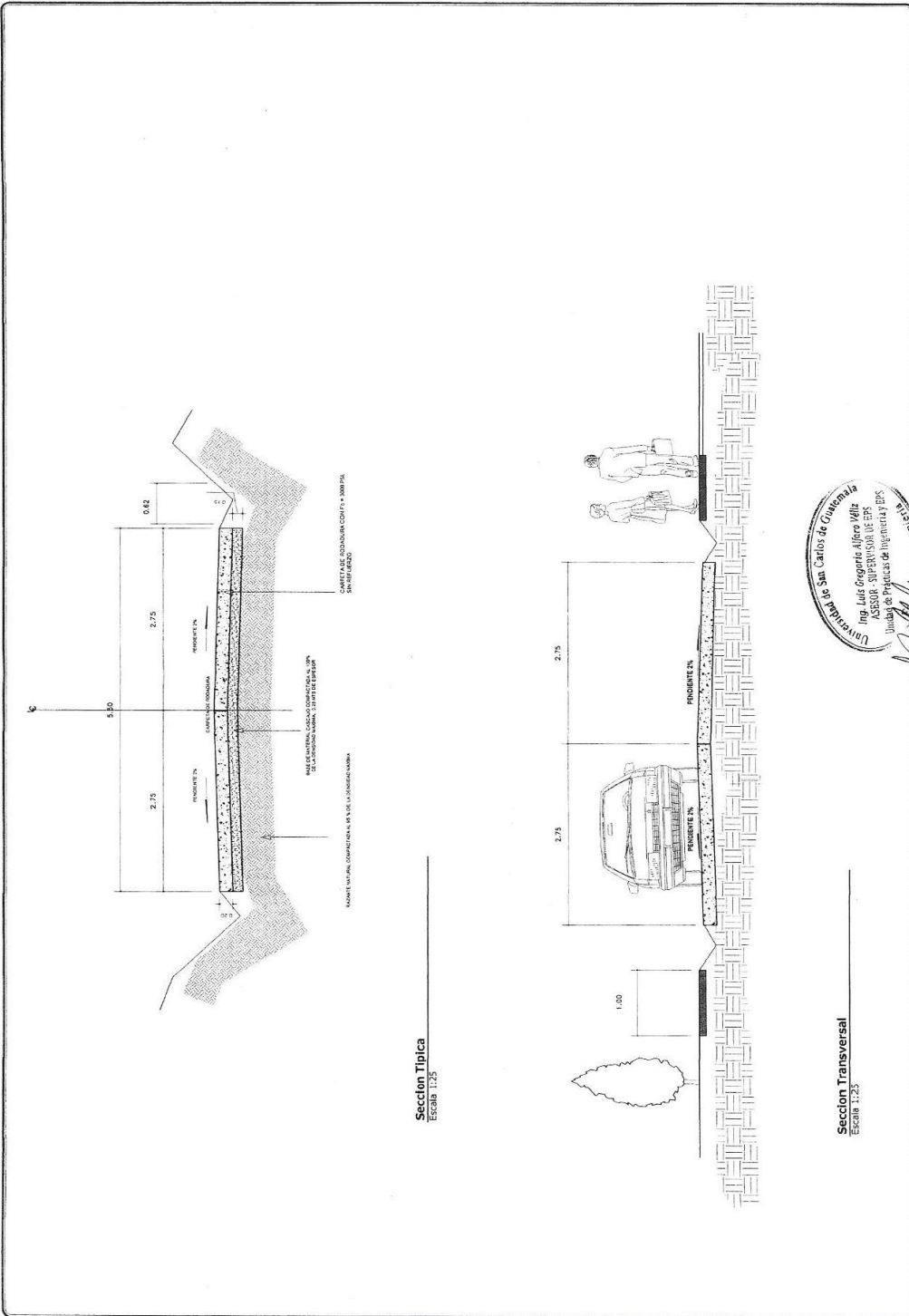
Est. 2+080.00 a
Est. 2+271.56

PROYECTO: Ampliación y Mejoramiento del Acceso Norte al Estadio La Merced
 San Juan Chiriquí, Cantón Guaracamburo
 DISEÑO: Tvy Alexander Rivera Arango
 DIBUJO: Tvy Alexander Rivera Arango
 CALCULO: Tvy Alexander Rivera Arango

Instituto Tecnológico de Costa Rica
 Ing. Luis Gregorio Alfaro Valiz
 ASISTOR - SUPERVISOR DE EPS
 Ingeniería y Prácticas de Ingeniería y EPS
 Universidad de Ingeniería y Tecnología

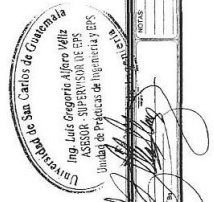
ESTADOS
 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

FECHA: Febrero del 2015
 ESCALA: 1:500
 PLAN: P-018

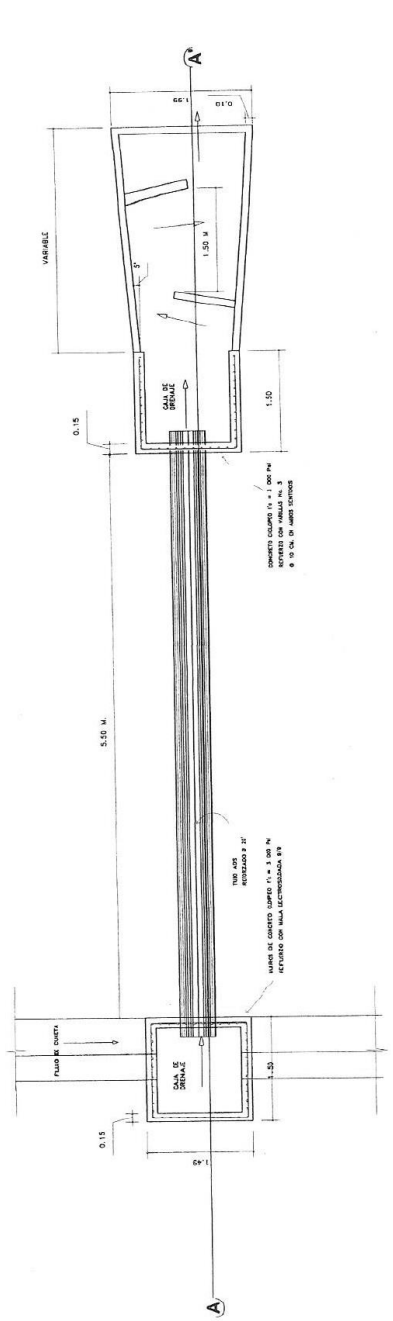


Seccion Tipica
Escala 1:25

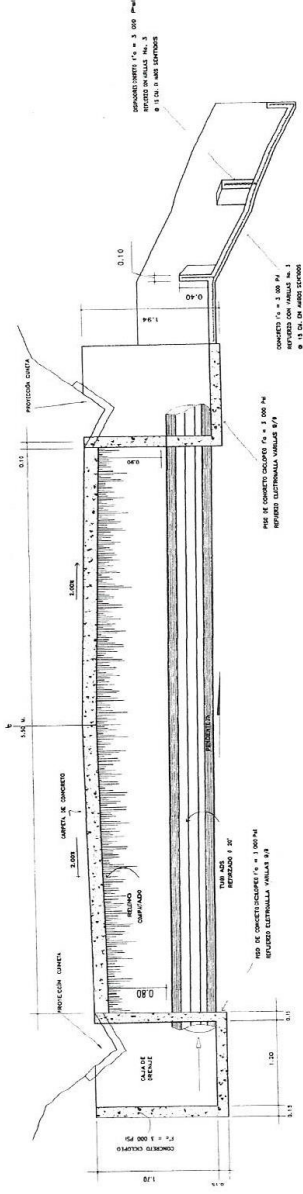
Seccion Transversal
Escala 1:25



PROYECTO: Mejoramiento de la infraestructura vial en el sector Las Flores.	UBICACION: Barrio San Juan, Ciudad de Guatemala.	FECHA: Febrero 2015	ESCALA: 1:25	INDICACION: D	NOVA
DISEÑO: Iván Alexander Rivera Arce	ELABORADO: Iván Alexander Rivera Arce	REVISADO: [Signature]	APROBADO: [Signature]	1	1
CALCULO: Iván Alexander Rivera Arce	VERIFICADO: [Signature]	DEFINIDO: [Signature]	1	1	1
AUTOR: [Signature]			DETALLE		



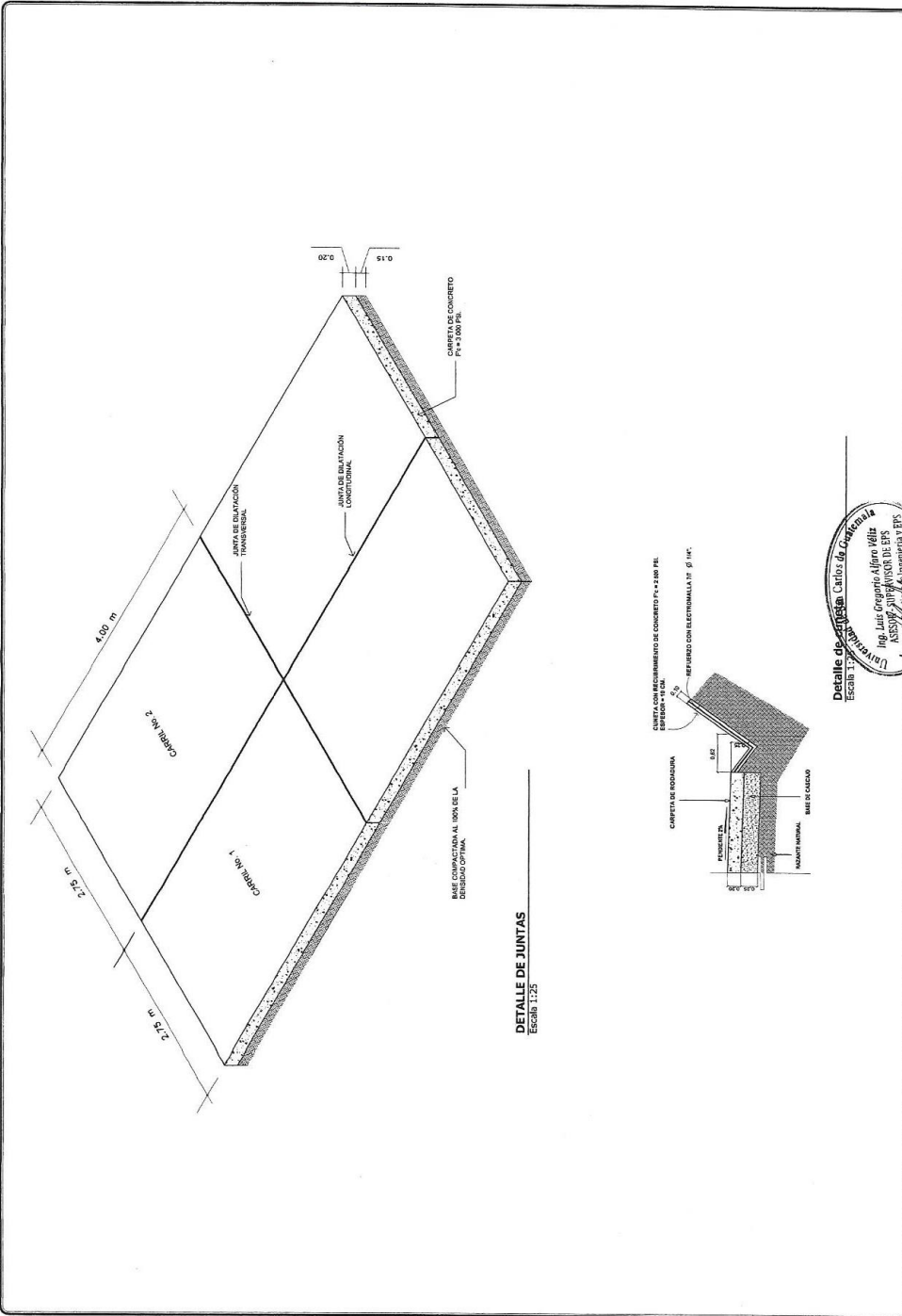
Planta Drenaje Transversal
Escala 1:20



Sección A-A Drenaje Transversal
Escala 1:20

Luis Grigorio Alfaro Villar
 ASesor - SUPERVISOR DE ERS
 C.A. Ingeniería y Arquitectura

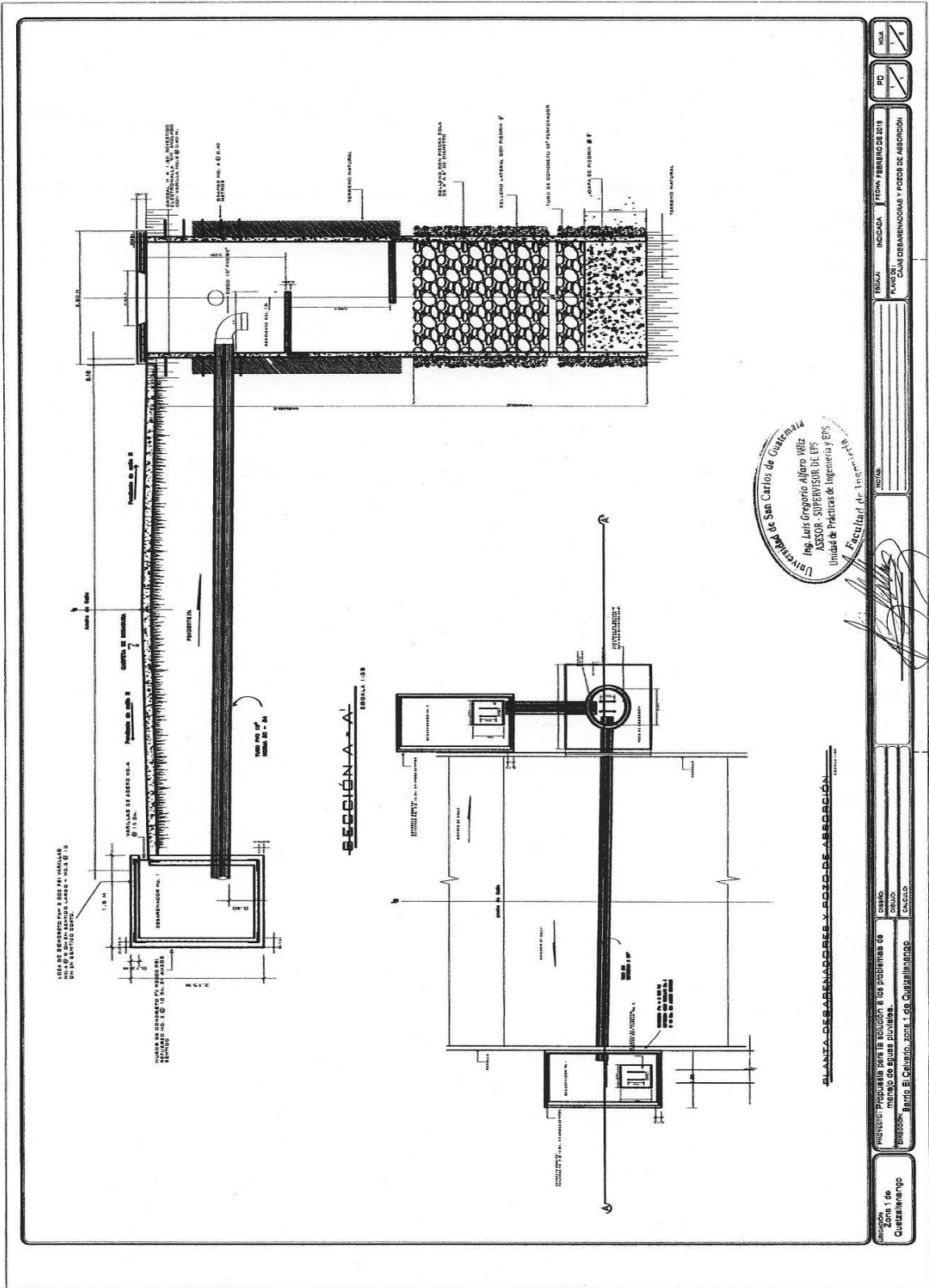
PROYECTO	REVISADO	APROBADO	FECHA	ESCALA	INDICADA	FECHA	REVISADO
DESIGNADO	REVISADO	APROBADO					
PROYECTO	REVISADO	APROBADO	FECHA	ESCALA	INDICADA	FECHA	REVISADO
DESIGNADO	REVISADO	APROBADO					



DETALLE DE JUNTAS

Escala: 1:25

PROYECTO: Construcción de un edificio de 4 niveles, en la zona de San Juan, Obispo, Cochabamba.	ESCALA: INDICADA	FECHA: Febrero 2015	HOJA: 16
DIRECCION: Ing. Juan Obando, Cochabamba.	PLANO DE: DETALLES		
PROYECTANTE: Ing. Juan Obando, Cochabamba.			



Universidad de Guatemala
Ing. Luis Gregorio Alfaro Viliz
asesor - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

[Handwritten Signature]

PLANTA DE DESAGUADORES Y POZOS DE ABSORCIÓN

PROYECTO PROPUESTO PARA LA REDUCCIÓN DE LOS PUNTOS DE
MUESTREO DE AGUAS PLUVIALES.
PROYECTO: Barrio El Calvario, zona 1 de Guatemala.

Escalera: 1:20

PD 1/1

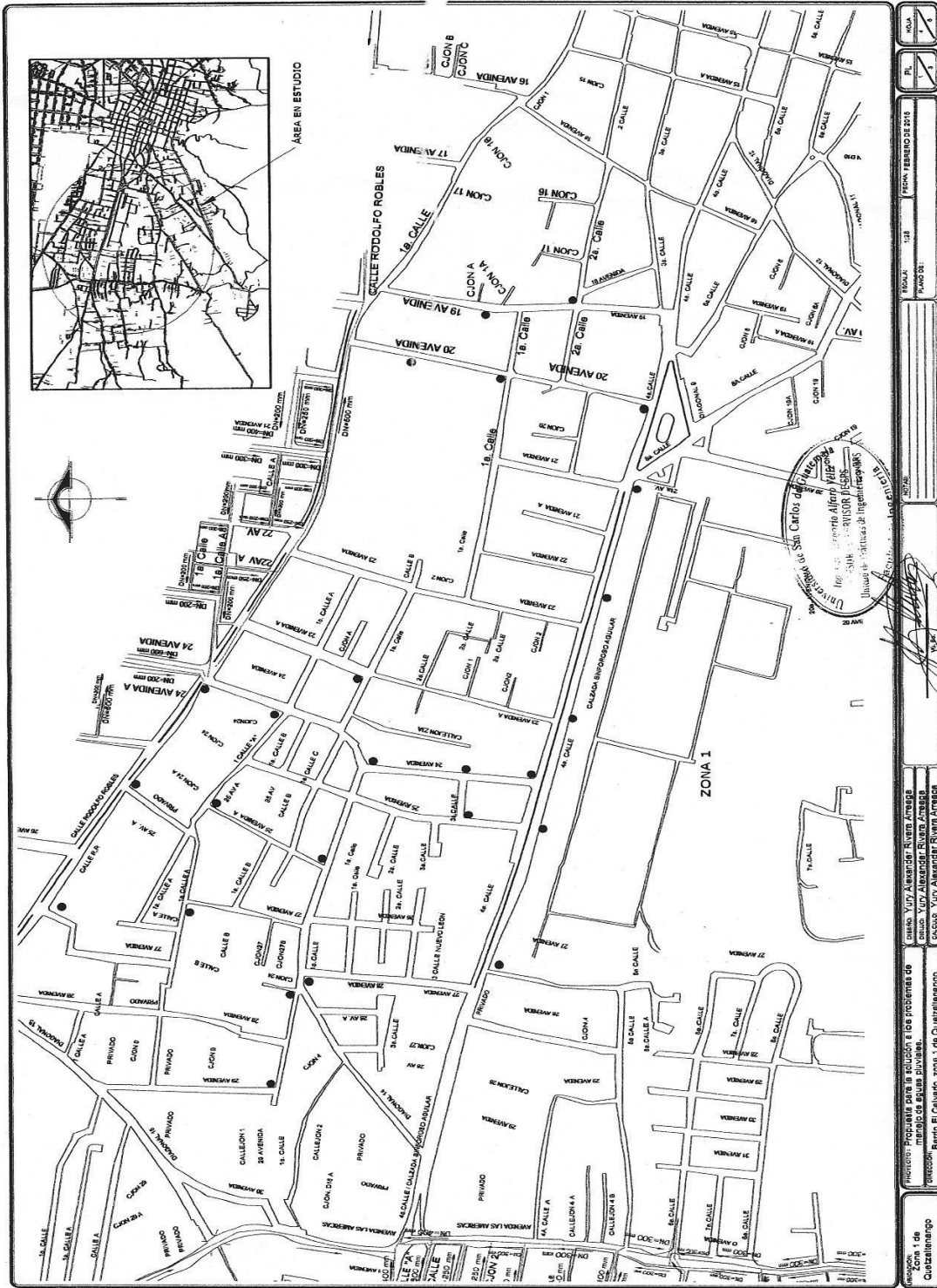
PD 1/1

PD 1/1

PD 1/1

PD 1/1

PD 1/1

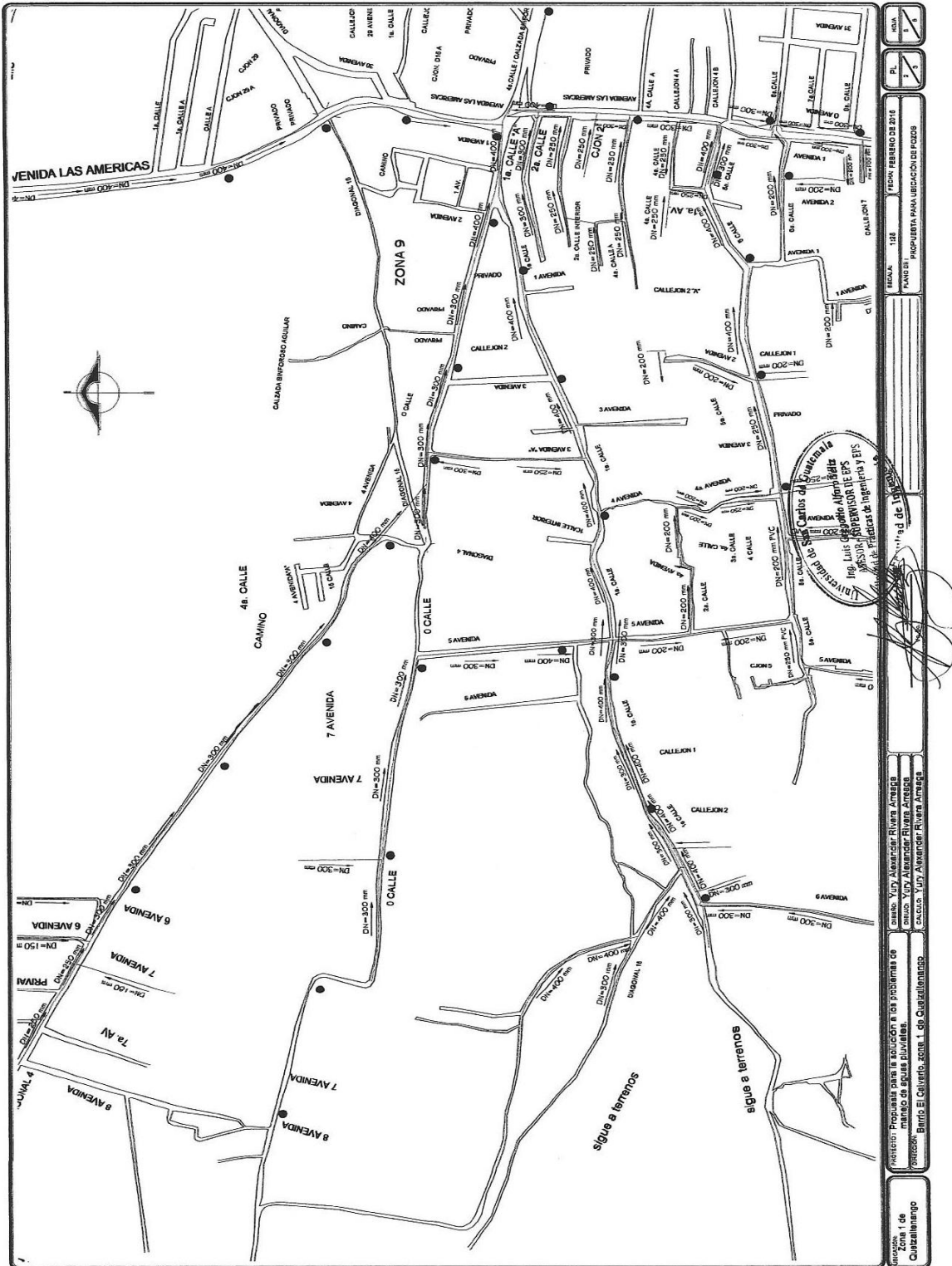


ESCUELA: _____ PL: _____ HOJA: _____ FECHA: FEBRERO DE 2015
 PÁGINA DE: _____
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL
 1960 - 2015
 100 años de fundación
 Calle de la Reforma, 15-1000, Guatemala, Guatemala
 T. (502) 2411 1111
 F. (502) 2411 1111
 E. ingenieria@usac.edu.gt
 WWW.USAC.EDU.GT

PROYECTO: Propuestas para la solución a los problemas de
 drenaje y evacuación de aguas pluviales.
 ZONA: Zona 1 de Cabañas.
 TÍTULO: Plan de Ordenamiento Territorial.

AUTORES:
 Ing. Yury Alexander Rivera Arreaga
 Ing. Yury Alexander Rivera Arreaga
 Ing. Yury Alexander Rivera Arreaga

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 CABAÑAS



ANEXOS

Datos de prueba de infiltración

Pozo Núm.: 1

Profundidad: 30,60 metros.

Tiempo desde el inicio (minutos)	Profundidad del agua (metros)	Inyección (metros)
0	30,60	-----
1	29,84	0,76
2	29,55	1,05
3	29,30	1,30
4	29,15	1,45
6	29,08	1,52
8	28,98	1,62
10	28,90	1,70
12	28,85	1,75
15	28,80	1,80
16	28,75	1,85

tiempo desde el inicio (minutos)	profundidad del agua (metros)	recuperación (metros)
0	28,75	-----
1	29,33	0,05
2	29,40	0,58
3	29,50	0,65
4	29,56	0,75
5	29,64	0,81
6	29,72	0,89
7	29,80	0,97
8	29,84	1,05
9	29,90	1,15
10	29,93	1,18
11	29,98	1,23
12	30,03	1,28
13	30,05	1,30
14	30,08	1,33
15	30,10	1,35
16	30,13	1,38
17	30,15	1,40
18	30,17	1,41
20	30,21	1,46
25	30,29	1,54
30	30,35	1,60
35	30,39	1,64
40	30,43	1,68
45	30,49	1,74

Pozo Núm.: 2

Profundidad: 27,00 metros.

Tiempo desde el inicio (minutos)	Profundidad del agua (metros)	Inyección (metros)
0	27,00	-----
1	25,72	0,76
3	24,04	2,96
4	23,58	3,42
6	23,27	3,73
8	23,14	3,86
10	23,07	3,93
12	23,02	3,98
15	22,98	4,02
16	23,00	4,00

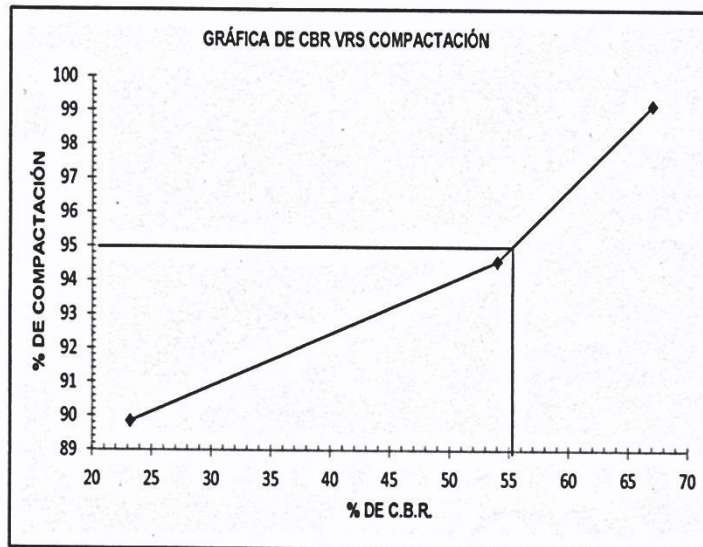
Tiempo desde el inicio (minutos)	Profundidad del agua (metros)	Recuperación (metros)
0	23,00	-----
1	23,49	0,49
2	23,70	0,70
3	23,86	0,86
4	24,01	1,01
5	24,25	1,25
6	24,43	1,43
7	24,60	1,60
8	24,72	1,72
9	24,90	1,90
10	25,12	2,12
11	25,30	2,30
12	25,43	2,43
13	25,66	2,66
14	25,82	2,82
15	25,95	2,95
16	26,06	3,06
17	26,15	3,15
18	26,22	3,22

Resultados de ensayo CBR.

INFORME DE ESTUDIO DE CBR

AASHTO T-193

% INCH	CILINDRO No.	% DE COMPACTACIÓN	% DE CBR	GOLPES
0.08	1	99.18	67	56
0.08	2	94.57	54	25
0.08	3	89.85	23.2	10



RESULTADO:
55.25% DE CBR AL 95.0% DE COMPACTACIÓN

SERVICIOS DE INGENIERIA EL PILAR
Ing Enrique Barrios Montes
Quetzaltenango

ING. JOSÉ ENRIQUE BARRIOS MONTES
GERENTE GENERAL
SERVICIOS DE INGENIERIA EL PILAR

José Enrique Barrios M.
INGENIERO CIVIL
Col. 4,400

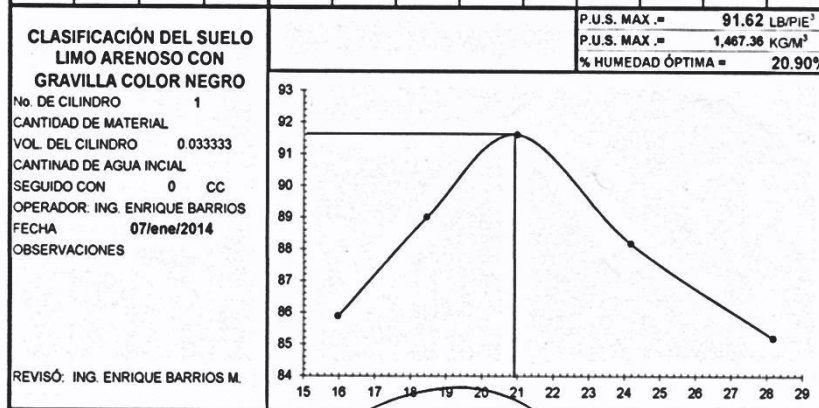
SERVICIOS DE INGENIERÍA "EL PILAR"

1a CALLE 1-45 ZONA 4, LA ESPERANZA, QUETZALTENANGO
TELÉFONOS: 5918-1682, 7772-0817, FAX 7772-0835

No. DE LABORATORIO: 1-SY-14 MATERIAL DE: SUBRASANTE
PROYECTO: PAVIMENTO SECTOR LAS MORAS, SAN JUAN OSTUNCALCO, QUETZALTENANGO.
SOLICITADO POR: SYSCON S.A.
PROCEDENCIA DEL MATERIAL: DEL PROYECTO

INFORME DE ESTUDIO DE PROCTOR MODIFICADO AASHTO T-180

P.B.	TARA	P.N.	P.U.H.	TARRO	TARA	P.B.H.	P.B.S.	DIF.	P.N.S.	% H.	PROM. HUM	P.U.S.
12.49	9.17	3.32	99.60								15.97	85.88
					99.50	146.70	140.20	6.50	40.70	15.97		
12.69	9.17	3.52	105.45								18.47	89.01
					98.60	166.60	156.00	10.60	57.40	18.47		
12.87	9.17	3.70	110.85								20.99	91.62
					99.20	177.60	164.00	13.60	64.80	20.99		
12.82	9.17	3.65	109.50								24.18	88.18
					99.00	178.60	163.10	15.50	64.10	24.18		
12.81	9.17	3.64	109.20								28.18	85.19
					99.50	174.10	157.70	16.40	58.20	28.18		



SERVICIOS DE INGENIERIA EL PILAR
Ing. Enrique Barrios Montes
Quetzaltenango

ING. JOSÉ ENRIQUE BARRIOS MONTES
GERENTE GENERAL
SERVICIOS DE INGENIERÍA EL PILAR

José Enrique Barrios M.
INGENIERO CIVIL
Col. 4,400