



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

**DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA
POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE
PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**

Otoquí Junajpú Hernández Xet

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, agosto de 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA
POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE
PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

OTOQUÍ JUNAJPÚ HERNÁNDEZ XET

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Angel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria de Sierra
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 28 de julio del 2014.

Otoquí Junajpú Hernández Xet

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 06 de mayo de 2015
Ref.EPS.DOC.348.05.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Otoquí Junajpú Hernández Xet** con carné No. **200819143**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO.**

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. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
SJRS/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 23 de julio de 2015
Ref.EPS.D.344.07.15

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Otoquí Junajpú Hernández Xet, carné 200819143**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo 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



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala, 8 de Julio de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **“DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO”** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Otoquí Junajpú Hernández Xet con carné 2008-19143, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERÍA
 DEPARTAMENTO
 DE
 TRANSPORTES
 USAC

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





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,
20 de julio de 2015

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Otoquí Junajpú Hernández Xet, con Carnet No. 2008-19143., quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

DIRIGIDA Y ENSEÑADA A TODOS



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

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

/bbdeb.

Más de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Luis Emmanuel Per Taquirá, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 1, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre 2014

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 631.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA POTRERILLOS Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 1, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO**, presentado por el estudiante universitario Luis Emmanuel Per Taquirá, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Alfredo Beber'.

Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
Decano en Funciones

Guatemala, 12 de noviembre de 2014

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por todas las bendiciones derramadas en mi vida, su inmenso amor al permitirme el calor de mi familia y por ser la guía de mi camino.
- Mis padres** Pascual Mateo Hernández Toledo y Victoria Xet Ajozal de Hernández, para quienes nunca existirán palabras para expresar mi infinito agradecimiento, por su apoyo incondicional, ya que sin su ejemplo y sacrificio día con día no hubiese sido posible alcanzar esta meta.
- Mis hermanos** Quikab y Canek Hernández Xet; por su cariño y apoyo incondicional en todo momento, además de ser personas y profesionales ejemplares, fuente de mi inspiración para conseguir esta meta.
- Mi familia** Abuela, tíos y primos por ser parte fundamental en mi vida.
- Mis amigos** Que de una forma u otra estuvieron involucrados en apoyarme en la culminación de mi carrera.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por todas las bendiciones derramadas en mi vida, su inmenso amor al permitirme el calor de mi familia y por ser la guía de mi camino.
Mis padres	Pascual Mateo Hernández Toledo y Victoria Xet Ajozal de Hernández, por el cariño y esfuerzo que me han brindado durante toda mi vida.
Mis hermanos	Quikab y Canek Hernández Xet, por ser una importante influencia en mi carrera, y por compartir este éxito en mi vida.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por darme las herramientas necesarias para desarrollarme como profesional en el campo.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme los conocimientos necesarios para desarrollarme como ingeniero.
Municipalidad de Zaragoza	Por la oportunidad que me brindó para realizar el Ejercicio Profesional Supervisado, su valiosa colaboración y amistad desinteresada.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Zaragoza	1
1.1.1. Características físicas.....	1
1.1.1.1. Ubicación y localización geográfica	1
1.1.1.2. Límites y colindancias.....	2
1.1.1.3. Topografía	3
1.1.1.4. Clima	3
1.1.1.5. Hidrografía.....	4
1.1.1.6. Población y demografía	4
1.1.1.7. Tipo de vivienda.....	4
1.1.2. Características de infraestructura	4
1.1.2.1. Vías de acceso	5
1.1.2.2. Servicios públicos	5
1.1.2.2.1. Educación.....	5
1.1.2.2.2. Salud	6
1.1.2.2.3. Agua potable	6
1.1.2.2.4. Drenajes	7
1.1.2.2.5. Energía eléctrica.....	7

1.1.3.	Características socioeconómicas	7
1.1.3.1.	Antecedentes históricos	7
1.1.3.2.	Actividad económica	8
1.1.3.3.	División política	9
1.1.3.4.	Organización social y productiva.....	9
1.1.3.5.	Costumbres y tradiciones	10
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño del pavimento rígido para la aldea Potrerillos	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Estudio preliminar de campo	11
2.1.2.1.	Planimetría	12
2.1.2.2.	Altimetría	13
2.1.3.	Diseño geométrico de carreteras	13
2.1.4.	Línea de preliminar.....	14
2.1.5.	Diseño de la línea de localización	14
2.1.6.	Corrimiento de línea	15
2.1.7.	Alineamiento horizontal	17
2.1.7.1.	Tangentes	17
2.1.7.2.	Curvas circulares.....	18
2.1.7.2.1.	Elementos de curva circular.....	18
2.1.7.3.	Curvas de transición.....	24
2.1.7.3.1.	Elementos de la espiral de transición	24
2.1.7.4.	Sobreelevación o peralte (e)	27
2.1.7.5.	Sobreelevación	29
2.1.7.6.	Corrimiento.....	30
2.1.8.	Alineamiento vertical	34

2.1.8.1.	Diseño de la subrasante	34
2.1.8.2.	Tangente vertical	35
2.1.8.3.	Pendiente gobernadora	36
2.1.8.4.	Pendiente máxima	36
2.1.8.5.	Pendiente mínima.....	36
2.1.8.6.	Curvas verticales	37
2.1.8.7.	Criterios de diseño para curvas verticales.....	38
2.1.8.8.	Corrección por curva vertical a subrasante	40
2.1.8.9.	Sección típica	45
2.1.9.	Movimiento de tierras	49
2.1.9.1.	Áreas de secciones transversales	49
2.1.9.2.	Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras	52
2.1.10.	Estudios de suelos.....	54
2.1.10.1.	Pruebas de laboratorio	55
2.1.10.1.1.	Límites de Atterberg	55
2.1.10.1.2.	Análisis granulométrico.....	57
2.1.10.1.3.	Densidad máxima y humedad óptima (ensayo Proctor).....	58
2.1.10.1.4.	Ensayo de razón soporte California (CBR)	60
2.1.10.1.5.	Análisis de resultados...	61
2.1.11.	Pavimentos.....	62

2.1.11.1.	Elementos estructurales de un pavimento.....	63
2.1.11.1.1.	Subrasante.....	63
2.1.11.1.2.	Subbase.....	65
2.1.11.1.3.	Base.....	67
2.1.11.1.4.	Carpeta de rodadura.....	73
2.1.11.2.	Tipos de pavimentos.....	73
2.1.11.2.1.	Pavimentos flexibles.....	73
2.1.11.2.2.	Pavimentos rígidos.....	74
2.1.12.	Métodos de diseño de pavimentos rígidos.....	76
2.1.12.1.	Método AASHTO 93.....	76
2.1.12.2.	Método PCA.....	78
2.1.13.	Diseño por método simplificado PCA.....	79
2.1.13.1.	Factores de diseño.....	79
2.1.13.1.1.	Módulo de ruptura del concreto (MR).....	79
2.1.13.1.2.	Módulo de reacción de la subrasante (k).....	80
2.1.13.1.3.	Tráfico y cargas de diseño.....	81
2.1.13.1.4.	Tipos de juntas.....	82
2.1.13.2.	Secuencia de diseño para el método simplificado PCA.....	86
2.1.14.	Diseño de la mezcla de concreto para la carpeta de rodadura.....	99
2.1.14.1.	Pasos para el diseño de la mezcla.....	104
2.1.15.	Drenajes.....	107
2.1.15.1.	Calculo de áreas de descarga por el método racional.....	108

	2.1.15.2.	Drenaje longitudinal	111
		2.1.15.2.1. Diseño de cuneta.....	111
	2.1.15.3.	Drenaje transversal.....	117
2.1.16.		Elaboración de planos y detalles	119
2.1.17.		Elaboración de presupuesto	120
2.1.18.		Cronograma de ejecución física y financiera	121
2.1.19.		Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	122
	2.1.19.1.	Elementos, impacto generado y medida de mitigación	123
2.2.		Diseño del sistema de agua potable para la zona 2 del municipio de Zaragoza, Chimaltenango	128
2.2.1.		Descripción del proyecto	128
2.2.2.		Levantamiento topográfico	129
	2.2.2.1.	Planimetría.....	129
	2.2.2.2.	Altimetría.....	130
2.2.3.		Fuentes de agua.....	130
2.2.4.		Caudal de aforo	131
2.2.5.		Análisis de la calidad del agua.....	132
	2.2.5.1.	Análisis bacteriológico	132
	2.2.5.2.	Análisis fisicoquímico.....	133
2.2.6.		Criterios de diseño.....	133
	2.2.6.1.	Período de diseño.....	134
	2.2.6.2.	Población de diseño	134
		2.2.6.2.1. Tasa de crecimiento ...	134
		2.2.6.2.2. Población actual	135
		2.2.6.2.3. Población futura.....	135
2.2.7.		Consumo de agua	136
2.2.8.		Factores de consumo	136
	2.2.8.1.	Factor de día máximo (FDM)	136

	2.2.8.2.	Factor de hora máximo (FHM)	137
2.2.9.		Caudales de diseño.....	137
	2.2.9.1.	Dotación	138
	2.2.9.2.	Caudal medio diario	139
	2.2.9.3.	Caudal máximo diario.....	140
	2.2.9.4.	Caudal máximo horario	140
2.2.10.		Velocidad.....	141
2.2.11.		Presión	141
2.2.12.		Línea piezométrica	142
2.2.13.		Captación	143
2.2.14.		Línea de conducción	144
2.2.15.		Tanque de almacenamiento	144
	2.2.15.1.	Forma y tipo del tanque.....	146
	2.2.15.2.	Volumen del tanque	147
2.2.16.		Desinfección.....	147
2.2.17.		Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías	149
2.2.18.		Línea de distribución	150
2.2.19.		Red de distribución.....	151
	2.2.19.1.	Red primaria.....	153
	2.2.19.2.	Red secundaria	153
2.2.20.		Método de Hardy Cross para circuitos cerrados ...	153
2.2.21.		Cálculo hidráulico de red primaria	156
	2.2.21.1.	Caudal por nudo.....	156
	2.2.21.2.	Distribución de caudales	158
	2.2.21.3.	Diámetro propuesto	160
	2.2.21.4.	Cálculo de circuitos por Hardy Cross	161
	2.2.21.5.	Presiones y velocidades.....	164
	2.2.21.6.	Conexiones prediales	165

2.2.22.	Obras de arte.....	166
2.2.23.	Válvulas	166
2.2.24.	Presupuesto del proyecto	167
2.2.25.	Cronograma de ejecución física	168
2.2.26.	Programa de operación y mantenimiento	168
	2.2.26.1. Fortalecimiento administrativo	169
	2.2.26.2. Programa de mantenimiento.....	171
2.2.27.	Propuesta de tarifa	175
2.2.28.	Evaluación socioeconómica.....	176
	2.2.28.1. Valor presente neto (VPN).....	176
	2.2.28.2. Tasa interna de retorno (TIR)	178
2.2.29.	Evaluación de Impacto Ambiental.....	179
2.2.30.	Elaboración de planos y detalles	180
CONCLUSIONES		181
RECOMENDACIONES		183
BIBLIOGRAFÍA.....		185
APÉNDICES		189
ANEXOS		217

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación y localización del municipio de Zaragoza	2
2.	Elementos de curva horizontal circular simple	20
3.	Elementos de curva espiral de transición, configuración espiral-curva-espiral.....	26
4.	Variación del peralte a lo largo de la longitud de espiral	27
5.	Variación de la sobreelevación	28
6.	Cambio proporcional del peralte	32
7.	Tipos de curvas verticales.....	38
8.	Sección típica de una carretera.....	45
9.	Sección típica en tangente.....	48
10.	Sección típica en curva	48
11.	Secciones típicas transversales	51
12.	Volumen entre secciones del mismo tipo	52
13.	Volumen entre secciones de diferente tipo	53
14.	Elementos estructurales de un pavimento	63
15.	Fórmula de diseño del método AASHTO 93	77
16.	Tipos de juntas.....	84
17.	Interrelación aproximada de las clasificaciones de suelos y valores de soporte	89
18.	Tipos de drenaje en carretera	108
19.	Mapa de la cuenca, cuneta crítica.....	113
20.	Cuneta de sección trapezoidal.....	115
21.	Detalle de cuneta	117

22.	Mapa de la cuenca, drenaje transversal crítico.....	118
23.	Tipos de tanque	146
24.	Diagrama de circuito cerrado.....	154

TABLAS

I.	Valores recomendados para las características geométricas de la carretera en estado final	16
II.	Especificaciones para curvas circulares.....	21
III.	Resumen del diseño geométrico de curvas horizontales	23
IV.	Valores máximos recomendados para longitudes de espiral, peraltes y sobreeanchos	33
V.	Valores de K para curvas cóncavas y convexas	40
VI.	Resumen de la corrección de subrasante, curva vertical 1	43
VII.	Resumen del diseño de curvas verticales	44
VIII.	Tabla de relaciones para dibujo de taludes	50
IX.	Clasificación típica para el uso de diferentes materiales	61
X.	Tipos de graduación y requisitos para material de subbase y base granular	70
XI.	Tipos de graduación y requisitos para material de subbase y base triturada	72
XII.	Clasificación de vehículos por categoría de cargas por eje.....	87
XIII.	Valores de k para diseño sobre bases granulares	90
XIV.	Valores de k para diseño sobre bases de suelo-cemento	91
XV.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k	91
XVI.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 1. Pavimentos con juntas de trave por agregados (no necesita dovelas)	92
XVII.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 2. Pavimentos con juntas doveladas	93

XVIII.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 2. Pavimentos con juntas con agregados de trave.....	94
XIX.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 3. Pavimentos con juntas doveladas.....	95
XX.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 3. Pavimentos con juntas con agregados de trave.....	96
XXI.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 4. Pavimentos con juntas doveladas.....	97
XXII.	TPDC permisible. Carga por eje categoría 4. Pavimentos con juntas con agregado de trave	98
XXIII.	Resistencia a compresión media requerida cuando no hay datos disponibles para establecer la desviación estándar	100
XXIV.	Revenimientos máximos y mínimos recomendados para varios tipos de construcción.....	101
XXV.	Requerimientos de agua para mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales del agregado grueso.....	102
XXVI.	Dependencia entre la relación agua/material cementante y la resistencia a compresión del concreto.....	103
XXVII.	Volumen de agregado grueso por volumen unitario de mezcla de concreto fresco	103
XXVIII.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía	111
XXIX.	Presupuesto del pavimento de la carretera a Potrerillos.....	121
XXX.	Cronograma de ejecución física y financiera	122
XXXI.	Aforo en fuentes de abastecimiento	132
XXXII.	Período de diseño.....	134
XXXIII.	Tanques disponibles.....	145
XXXIV.	Caudal por nudo del proyecto.....	158
XXXV.	Distribución de caudales.....	159

XXXVI.	Diámetro propuesto	160
XXXVII.	Cálculo de iteración 1	162
XXXVIII.	Cálculo de iteración 2	163
XXXIX.	Presiones finales de diseño.....	164
XL.	Presupuesto del sistema de agua potable.....	167
XLI.	Cronograma de ejecución	168
XLII.	Propuesta de tarifa	175
XLIII.	Ingresos y egresos	177

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
cm	Centímetro
C	Coeficiente de rugosidad de la tubería
n	Coeficiente de rugosidad de Manning
K	Constante de curva vertical
Δ	Deflexión de la curva horizontal
D	Diámetro hidráulico de tubería
H	Diferencia de elevaciones entre puntos extremos del cauce.
Db	Distancia de bombeo
t	Espesor de la losa de concreto del pavimento (carpeta de rodadura).
Hop	Humedad óptima
IP	Índice de plasticidad
I	Intensidad de lluvia
km	Kilómetro
km²	Kilómetro cuadrado
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
kg/cm³	Kilogramo por centímetro cúbico
lb	Libra
L/hab/día	Litros por habitante por día
L/s	Litros por segundo
lb/pie³	Libra por pie cúbico

lb/plg³	Libra por pulgada cúbica
PSI	Libras por pulgada cuadrada
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
L	Longitud de cauce de la cuenca tributaria
m	Metro
mca	Metros columna de agua
m²	Metros cuadrados
m/s	Metros por segundo
m³/s	Metros cúbicos por segundo
mm	Milímetro
min	Minutos
k	Módulo de reacción de la subrasante
Q	Moneda quetzal de Guatemala
π	Número PI, 3,141592654
e	Pendiente de bombeo
Hf	Pérdida de carga expresada en metros
Pie³	Pie cúbico
%	Porcentaje
%C	Porcentaje de compactación
plg	Pulgada
f'c	Resistencia a la compresión especificada del concreto.
f'cr	Resistencia a la compresión requerida del concreto
d	Tirante hidráulico de la sección del canal
Ha	Unidad de medida de hectáreas

GLOSARIO

AASHTO	American Association of Highways and Transportation Officials.
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
Altimetría	Rama de la topografía que estudia los métodos que tienen como finalidad la representación de las alturas de los puntos de un terreno.
Arena	Partículas de suelo de diámetro entre 0,074 y 4,76 milímetros.
Arcilla	Partículas de suelo de diámetro menor de 0,002 milímetros.
Agregado	Materiales inertes de determinadas características que se mezcla con cemento y agua para producir concreto.
Agregado fino	Agregado del concreto que sus partículas tienen un diámetro entre 0,074 y 4,76 milímetros (arena).

Agregado grueso	Agregado que sus partículas tienen un diámetro que varía entre 4,77 y 19,10 milímetros. Normalmente es llamado pedrín o grava.
Abrasión	Es el desgaste producido a la superficie de un material por acción de fricción.
Aforo vehicular	Método estadístico que tiene como finalidad la determinación del número de vehículos que transitan en un lugar determinado durante un tiempo estimado.
Azimut	Ángulo horizontal referido desde el norte magnético o verdadero determinado astronómicamente, el rango varía de 0° a 360°, con sentido del movimiento de las agujas del reloj.
Base	Capa de material seleccionado de granulometría específica que se construye sobre la subbase.
Bombeo	Pendiente transversal descendente de la corona o subcorona, a partir de su eje o línea central, hacia ambos lados en tangente horizontal.
Caudal	Volumen por unidad de tiempo (por ejemplo metros cúbicos sobre segundo o litros sobre segundo).
CBR	California Bearing Ratio.

Cemento	Aglomerante hidráulico, es decir que reacciona y fragua con agua, utilizado en el concreto y su función es pegar los agregados del concreto.
Cocode	Consejo Comunitario de Desarrollo.
Cuneta	Canal que se ubica en los cortes en uno o en ambos lados de la corona, contiguo a la línea de hombros, para drenar el agua que escurre por la corona y el talud.
Densidad	Relación entre la masa de un material y el volumen.
Fraguado del concreto	Es el cambio del estado plástico al estado sólido del concreto.
Infom	Instituto de Fomento Municipal.
Ine	Instituto Nacional de Estadística de Guatemala.
Línea piezométrica	Corresponde a las alturas a que el líquido subiría en piezómetros instalados a lo largo de una tubería.
Insivumeh	Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
Losa	Estructura plana de concreto con grosor específico, utilizada para soportar cargas verticales.

MR	Módulo de ruptura del concreto.
PCA	Portland Cement Association.
Pérdida de carga	Es la disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Presupuesto	Valor anticipado de una obra o proyecto.
Presión	Es la cantidad de fuerza que se ejerce sobre una unidad de área de una sustancia o sobre una superficie.
Tirante	Es la distancia vertical desde el punto más bajo (fondo) de la sección de un canal hasta la superficie libre, es decir la profundidad máxima del agua que corre por el canal.
Unepar	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.
Válvula	Accesorio que sirve para interrumpir alternativa o permanentemente la comunicación de fluidos, controlan la dirección, la presión, el volumen o combinación de estas magnitudes.
VPN	Valor presente neto.

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se desarrolla el diseño de los proyectos de pavimento rígido para la aldea Potrerillos y de la red agua potable para la zona 2 del casco urbano, ambos proyectos ubicados en el municipio de Zaragoza, Chimaltenango.

Al efectuar un estudio monográfico y un diagnóstico de las necesidades, los servicios básicos y la infraestructura municipal, se encontró la falta de un sistema de abastecimiento de agua potable adecuado para el casco urbano, ya que el existente rebasó su período de diseño de 20 años. En el caso de la aldea Potrerillos, se hace evidente la carencia de una vía adecuada y transitable en todo el año.

El informe consta de dos capítulos. En el primero se desarrolla la fase de investigación, conteniendo la monografía del municipio, aspectos históricos, localización geográfica, clima, división política, entre otros.

El segundo capítulo, denominado fase de servicio técnico profesional, contiene el desarrollo del diseño de los proyectos mencionados detallando: tipos de sistemas a utilizar, criterios y aspectos técnicos, métodos y normas bajo las que se diseñó, cálculos, presupuesto y cronograma de ejecución de cada uno de los proyectos

Por último, se presentan las conclusiones, recomendaciones, anexos y apéndices correspondientes, como planos y estudios de laboratorio realizados.

OBJETIVOS

General

Diseñar el pavimento rígido para la aldea Potrerillos y el sistema de abastecimiento de agua potable para la zona 2 del casco urbano, ambos en el municipio de Zaragoza, Chimaltenango.

Específicos

1. Proveer a los habitantes de la aldea Potrerillos un camino en buen estado para el traslado de las personas y vehículos, así como de sus productos, por ser una zona agrícola.
2. Proveer, a través del diseño de la red de agua potable, una adecuada distribución y obtención del vital líquido para los habitantes de la zona 2 del casco urbano de Zaragoza.
3. Generar, mediante proyectos de infraestructura, las condiciones necesarias para mejorar el nivel de vida y desarrollo de las comunidades de la zona 2 del casco urbano de Zaragoza y aldea Potrerillos.

INTRODUCCIÓN

En las comunidades del área rural guatemalteca se observan muchas necesidades de los habitantes, entre las que sobresalen los servicios básicos como agua potable, energía eléctrica, centros de salud y saneamiento, caminos en buenas condiciones, entre otras. La ausencia de estos servicios contribuye al subdesarrollo en que se encuentran inmersas muchas comunidades.

La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), tiene como finalidad llevar desarrollo a las comunidades, realizando un estudio prodesarrollo de la región. Como en todo proyecto de infraestructura, fue necesario seguir un proceso, el cual principió al efectuar un diagnóstico de la población a servir. Dicho diagnóstico brindará algunos parámetros que serán necesarios para proceder en el diseño de los proyectos.

Como consecuencia, el trabajo que a continuación se presenta es el resultado de la investigación realizada en el municipio de Zaragoza, Chimaltenango, y para el efecto se desarrollaron dos proyectos: diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la zona 2 de la cabecera municipal y diseño del pavimento rígido para el camino que conduce de la cabecera municipal hacia la aldea Potrerillos.

La aldea Potrerillos está ubicada en un área de desarrollo agrícola y debido a su cercanía con el casco urbano, se está volviendo muy importante para el municipio. Actualmente, la aldea cuenta con un camino, el cual no satisface a la comunidad por estar en malas condiciones.

El proyecto cuenta con una longitud de 2 040,77 metros lineales aproximadamente, y proveerá de muchas oportunidades a la aldea Potrerillos, ya que los habitantes podrán trasladarse con mayor facilidad y rapidez al casco municipal para conseguir los insumos que necesitan, o sacar sus productos para el comercio. Es de hacer notar que la zona se está poblando cada día más, por lo que, a largo plazo, la ejecución de este proyecto generará mayores beneficios a la zona y mejorará la plusvalía del lugar.

El sistema de distribución de agua potable actual en el casco urbano de Zaragoza, específicamente en la zona 2, funciona de forma ineficiente, debido a que ha sobrepasado su período de vida útil y al crecimiento poblacional; que ha generado un incremento de las conexiones domiciliarias de forma desordenada, provocando que en ciertos sectores la cantidad de agua que reciben los vecinos sea insuficiente para satisfacer su demanda. El proyecto contemplado para solucionar esta situación posee una longitud aproximada de 7 310 metros lineales de distribución de agua potable, consiste en una red primaria y una secundaria que permitirán mantener una buena distribución y orden en las conexiones domiciliarias.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Zaragoza

Se dará una descripción breve sobre conceptos específicos como ubicación, vías de acceso, clima, topografía, idioma, entre otros, del municipio en investigación.

1.1.1. Características físicas

Son aquellas que reflejan las condiciones de existencia y entorno físico de una comunidad.

1.1.1.1. Ubicación y localización geográfica

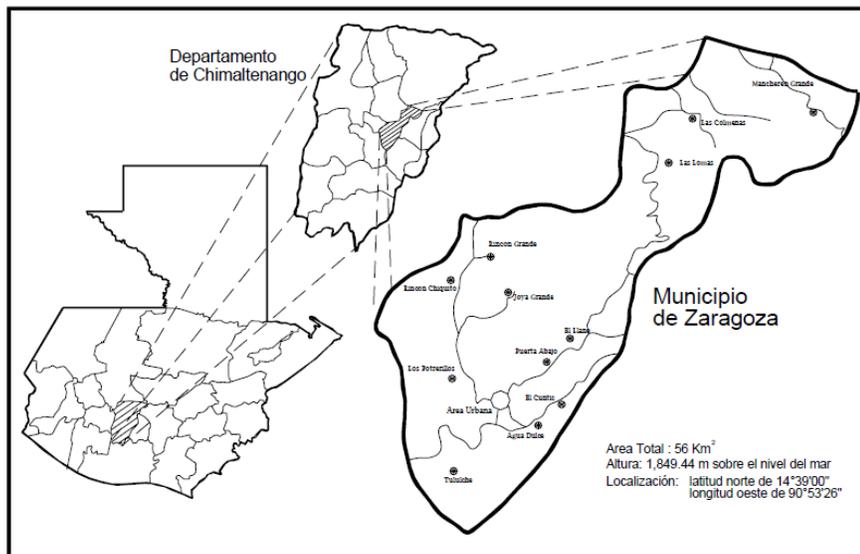
El municipio de Zaragoza se encuentra situado en el centro del departamento de Chimaltenango (región V Central), a 13 kilómetros de la cabecera departamental y a 65,5 kilómetros de la ciudad capital, con una extensión territorial de 52 kilómetros cuadrados.

Se localiza en una latitud norte de 14° 39' 00" y una longitud oeste de 90° 53' 26"; a una altura de 2 080 metros sobre el nivel del mar.

El municipio cuenta con dos ingresos, teniendo su principal acceso por la carretera interamericana en el kilómetro 63,5; pasando por el pueblo la carretera que conduce a San Juan Comalapa. La segunda entrada se

encuentra en el kilómetro 65. Posee vías de comunicación con todas sus comunidades, utilizables durante todo el año.

Figura 1. **Ubicación y localización del municipio de Zaragoza**



Fuente: Municipalidad de Zaragoza, departamento de Chimaltenango.

1.1.1.2. Límites y colindancias

El municipio de Zaragoza colinda con los siguientes municipios de esta forma:

- Norte: Santa Cruz Balanyá, San Juan Comalapa y San Martín Jilotepeque
- Sur: San Andrés Itzapa
- Este: Chimaltenango
- Oeste: Santa Cruz Balanyá y Patzicía

1.1.1.3. Topografía

La topografía es accidentada, observándose diferentes cerros, barrancos y planicies. La cabecera municipal se encuentra en la planicie más extensa.

1.1.1.4. Clima

La información fue proporcionada por la estación meteorológica Balanyá del Insivumeh, ubicada en el municipio de Santa Cruz Balanyá, departamento de Chimaltenango, la cual es la más cercana al municipio de Zaragoza localizada a 14 kilómetros de distancia del mismo.

Con base en datos recabados desde 1990, se detallan los siguientes aspectos climáticos:

- Altitud: 2 80 msnm
- Temperatura media: 16,6 °C
- Temperatura máxima (promedio anual): 22,6 °C
- Temperatura mínima (promedio anual): 9,6 °C
- Temperatura máxima absoluta (promedio anual): 30,6 °C
- Temperatura mínima absoluta (promedio anual): -2,8 °C
- Humedad relativa (promedio anual): 78,5 %
- Lluvia (promedio anual): 983,68 milímetros
- Días de lluvia: 111
- Nubosidad: 6 octas
- Dirección del viento: NE
- Velocidad del viento: 6,2 km/hora

1.1.1.5. Hidrografía

Está constituida por los ríos Las Áreas, Balanyá, Blanco, Chicoy, Los Chilares, Coloyá, Las Nieves, Pachoj, Pixcavá, Sacsiguán, San Francisco, El Sitán, El Tránsito y de la Virgen, Xayá Pixcayá.

1.1.1.6. Población y demografía

La población del municipio de Zaragoza, según las proyecciones del INE para el año 2009, asciende a 23 291 habitantes, siendo 49 % hombres y 51 % mujeres. El crecimiento poblacional a partir del 2002 al 2009 registra una tasa de crecimiento de 3,82, mientras que del 2009 para el 2020 se proyecta un crecimiento del 4,26 por año, lo que dará una población de 31 208. Por lo tanto, se estima que la población actual, para el 2014, es de 28 693 habitantes.

1.1.1.7. Tipo de vivienda

El 76 % de las viviendas están construidas de *block*, el 10 % de adobe artesanal, 7 % de madera, y el 7 % de otros materiales, dentro de los que se incluyen materiales mixtos entre lepra, ladrillo y lámina. En cuanto a los techos de las viviendas, el 89 % tiene techos de lámina y el 10 % construye de terraza. En cuanto al piso, el 43 % de las viviendas está construido con piso de cemento, el 23 % de piso de ladrillo de cemento, mientras que en el área rural todavía se tienen viviendas con piso de tierra (12 %).

1.1.2. Características de infraestructura

Comprende aquellas obras civiles existentes que benefician a la comunidad.

1.1.2.1. Vías de acceso

Existen dos entradas principales para acceder a la cabecera municipal. La primera y más importante comienza en el kilómetro 63,5 de la carretera Interamericana, la cual tiene un recorrido estimado de 1,5 kilómetros, asfaltada, de doble vía y alumbrado público, que llega hasta el parque central. La segunda entrada se encuentra en el kilómetro 65 de la carretera interamericana, adoquinada y doble vía, con un recorrido estimado de 1 km, llegando al parque central. En esta entrada existe una pasarela y una parada de buses extraurbanos, de donde salen los transportes que van hacia los departamentos del occidente del país, como Sololá, Quetzaltenango, Quiché, Totonicapán, también hacia la ciudad capital y otros municipios de Chimaltenango.

La cabecera municipal no posee terminal de buses. Existen empresas de transporte en el área urbana y dos en la rural, contando con 83 buses y 12 microtaxis.

1.1.2.2. Servicios públicos

Son todas aquellas actividades destinadas a satisfacer una necesidad social demandada. A continuación se describen cada una de ellas.

1.1.2.2.1. Educación

La tasa bruta de escolaridad es de 96,6 % en el nivel primario y en el nivel medio, que abarca el ciclo básico y diversificado, es de 67,1 % y 16,9 % respectivamente. En cuanto a la cobertura educativa, se reportan 20 establecimientos educativos de nivel primario, siendo 16 públicos y 4 privados, mientras que en el básico existen 8, de los cuales 4 son públicos, 2 privados y 2

por cooperativa. En el nivel diversificado 4 son públicos, 3 privados y 1 por cooperativa.

1.1.2.2.2. Salud

Existe un centro de salud tipo B, lo que significa que únicamente se atiende de manera parcial y para enfermedades que no requieren una evaluación diagnóstica muy especializada.

Además, se localizan cuatro puestos de salud, cada uno a cargo de un auxiliar de enfermería. El primero se encuentra en la aldea Rincón Grande y tiene cobertura para los pobladores de Rincón Chiquito, el cual es atendido 3 veces por semana. El segundo está ubicado en la aldea Las Lomas y atiende a la aldea Las Lomas. El tercer puesto se encuentra en la aldea Potrerillos y atiende a la aldea Tululché. El cuarto puesto de salud se encuentra en la aldea Puerta Abajo y tiene cobertura para las comunidades Nueva Esperanza, El Cuntic, El Llano, Agua Dulce y 29 de Diciembre.

1.1.2.2.3. Agua potable

El municipio cuenta con nacimientos y pozos mecánicos para abastecer de agua potable a casi toda la población de la cabecera municipal, las familias que no utilizan este servicio municipal es porque tienen un pozo propio (artesanal). En el área urbana el 100 % de los hogares cuenta con el servicio de agua potable, sin embargo, en el área rural no todos los hogares poseen dicho servicio. La Municipalidad distribuye el agua a las aldeas: Agua Dulce, Rincón Chiquito, Rincón Grande, Joya Grande, El Cuntic, Potrerillos, Tululché, Puerta Abajo y El Llano; lo que representa el 65 % de hogares.

1.1.2.2.4. Drenajes

En la cabecera municipal se presta el servicio de alcantarillado sanitario al 90 % de los hogares, con el inconveniente de que el sistema existente no cuenta con una planta de tratamiento para la disposición final de las aguas residuales, que van a desfogar a los ríos Blanco y Pachoj. En la cabecera municipal no existe un sistema de alcantarillado pluvial, lo que ocasiona problemas de inundación en las calles principales. La cabecera municipal cuenta con 7 pozos ciegos, los cuales cubren los cantones Reforma, San Antonio, Salitre y Las Tunas.

1.1.2.2.5. Energía eléctrica

La cobertura del servicio de energía eléctrica en el municipio es del 95 % de los hogares. Con respecto al alumbrado público, todos los centros poblados y la cabecera municipal cuentan con este servicio.

1.1.3. Características socioeconómicas

Son las que indican el comportamiento y actividades a las que se dedica una comunidad en específico. A continuación se describen algunas de ellas.

1.1.3.1. Antecedentes históricos

Zaragoza, según la historia, era un valle llamado Chicaj, luego fue conocido con el nombre de Chicoj o Chixoc, que en lengua kaqchikel quiere decir: Francisco Oj, quien era un cacique kaqchikel de reconocido mando, persona que poseía estas tierras en época precolonial, en 1711, se le conoció también como el Valle de los Duraznos.

En 1761 llegaron a radicarse varias familias españolas al lugar, quienes designaron una comisión para gestionar al gobierno precedido por don Alfonso de Heredia, la creación oficial del pueblo, a lo cual accedió, nombrándole Valle de Nuestra Señora del Pilar de Heredia. Sin embargo, muchos años después por el acuerdo gubernativo de 27 de enero de 1892, queda establecido el municipio de Zaragoza, cuyo nombre se debe a que la mayoría de los españoles radicados eran oriundos de la Villa de Zaragoza, España; entre de los que se encontraba la princesa Zara, bella dama, distinguida e influyente, quien se empeñó en lograr que el municipio se llamara así.

Cabe mencionar que al promulgarse la Constitución Política del Estado de Guatemala, el 11 de octubre de 1825, se declaran los pueblos que integran el territorio, apareció entonces este municipio en el distrito núm. 8 (Sacatepéquez), dentro del circuito denominado Chimaltenango. Por Decreto de la Asamblea Constituyente, el 12 de septiembre de 1839, este municipio queda dentro de la jurisdicción del departamento de Chimaltenango, hasta la fecha.

Por ahora se desconoce la fecha en que Zaragoza se erigió en municipio. En Acuerdo Gubernativo del 27 de enero de 1892 se restableció la municipalidad que había sido suprimida, aunque en el mismo se indica que esto sucedió en 1888. El Acuerdo Gubernativo de supresión no aparece en la recopilación de leyes de los años de 1879 a 1891.

1.1.3.2. Actividad económica

Sus habitantes se dedican, esencialmente, a la agricultura. El eje principal de la economía es la siembra de fresa, mora, claveles y rosas para la exportación. Los productos de mayor cultivo son maíz, frijol y haba. También puede mencionarse el cultivo de hortalizas, como brócoli, repollo, coliflor,

cebollín y papa. También hay artesanos que se dedican a la elaboración de sombreros de palma, vainas para machetes, cinchos, monturas y otros artículos.

1.1.3.3. División política

El municipio se divide en doce aldeas, tres caseríos y cinco colonias.

- Aldeas: Las Lomas, Puerta Abajo, Agua Dulce, Mancherén, Las Colmenas, El Cuntic, Rincón Grande, Joya Grande, Potrerillos, Rincón Chiquito, Tululché y El Llano.
- Caseríos: Hierba Buena, Laguna Seca y El Perique.
- Colonias: El Pilar, Las Ilusiones, Lo de Pérez, Nueva Esperanza y 29 de Diciembre.

1.1.3.4. Organización social y productiva

En el municipio de Zaragoza existen entidades tanto gubernamentales como no gubernamentales, las cuales brindan apoyo a las actividades económicas, sociales y culturales, por su organización y estructura, entre las que están Gobierno Municipal, alcaldías auxiliares en cada aldea, Consejo Municipal de Desarrollo (Comude), 20 Cocodes, comité de agua, comités de padres de familia, Cooperativa Agrícola Rincón Grande, R.L., Cooperativa Pueblo Unido, Cooperativa de Agricultores Los Arguetas de Potrerillos y Pachoj, Comité de Agricultores Frutesa, Comité de Mujeres Las Azucenas, entre otros.

1.1.3.5. Costumbres y tradiciones

Las principales actividades que se realizan en el municipio son:

En el mes de enero se celebra año nuevo, con baile de disfraces y concierto al aire libre. En las aldeas Rincón Chiquito y Joya Grande se celebra la fiesta titular de la comunidad en honor al Cristo Negro de Esquipulas. En los meses de marzo y abril durante la Cuaresma se realizan procesiones de niños y adultos, hay vía crucis todos los viernes. El Domingo de Resurrección, sale el Santísimo, se adornan las calles y se hacen alfombras. En el mes de septiembre, se celebran las fiestas patrias en los establecimientos educativos urbanos y rurales.

Para clausurar las actividades patrias, se lleva a cabo la presentación de candidatas a reina de Zaragoza. La fiesta titular de Zaragoza se celebra del 11 al 13 de octubre en honor a su patrona Nuestra Señora del Pilar, a media noche o en la madrugada se le da serenata y se queman bombas. El día principal es el 12 de octubre, para finalizar la feria patronal se lleva a cabo el baile de clausura llamado el Baile de Antaño.

Existen sitios sagrados, como en la aldea Joya Grande llamado Boo Bat'z (Cincho Hilos), también es llamada la piedra del nahual, se encuentra a la par de la Unidad Mínima del Centro de Salud. Para los que practican este tipo de ceremonias, los monolitos encontrados son venerados y sagrados según les indique el guía espiritual. Este sitio sagrado cuenta con una de estas reliquias que fue traída a la aldea.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del pavimento rígido para la aldea Potrerillos

El diseño de un pavimento rígido cuenta con las siguientes partes.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá diseñar el pavimento rígido de concreto hidráulico para el camino que conduce de la cabecera municipal hacia la aldea Potrerillos, del municipio de Zaragoza, Chimaltenango, el cual tiene una longitud estimada de 2 040,77 metros lineales. El diseño se basa en una carretera tipo E para región ondulada, según la Dirección General de Caminos, con las siguientes características: ancho de calzada de 5,50 metros, velocidad de diseño de 40 kilómetros por hora, un radio mínimo de 47 metros y una pendiente máxima de 9 por ciento.

2.1.2. Estudio preliminar de campo

Es el proceso donde se obtiene la información de campo, selección de la ruta, reconocimiento y levantamiento topográfico para realizar el diseño en gabinete.

Se realizó una visita de campo al camino existente, para determinar los lugares con mayor pendiente y las curvas con radios más pequeños a los aceptables. Se determinaron los lugares donde podrían hacerse los cambios de línea necesarios, para darle una mayor longitud de desarrollo a las pendientes y

menor grado de curvatura a la geometría de la carretera, para que el diseño geométrico de las curvas horizontales cumpliera con los parámetros mínimos de diseño.

También se observaron los puntos obligados del camino, que es donde no se pueden hacer cambios al eje central de la carretera, estos se localizan en lugares donde existen estructuras que no se puedan mover, como casas y puentes, intersección de caminos, ríos, entre otros.

2.1.2.1. Planimetría

Es el conjunto de trabajos realizados para obtener una proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y el cual se toma como punto de referencia para su orientación, suponiendo que no existe la curvatura terrestre. El método de levantamiento utilizado fue el de conservación de azimut, con vuelta de campana, realizado como una poligonal abierta. Entre estación y estación se dejaron marcas de trompos en la línea central y estacas a un lado de las mismas, en las cuales se marcó el kilometraje. Para el replanteo de la línea central, se dejaron referencias con estacas y pintura.

Para la realización de este levantamiento se utilizó el equipo siguiente:

- Estación total Nikon DTM-322
- Estadal
- Cinta métrica de 100 metros
- Prisma
- Estacas de madera
- Clavos

2.1.2.2. Altimetría

Se refiere a los trabajos necesarios para obtener la diferencia de nivel entre puntos diferentes cuyas distancias horizontales son conocidas y lograr representar sobre el plano horizontal la tercera dimensión del terreno. A todo este procedimiento se le llama nivelación. La nivelación puede ser simple o compuesta.

La nivelación compuesta es aquella en la que entre cada punto de vuelta para la nivelación existen puntos intermedios a los que se les desea conocer sus cotas, presentándose esta situación cuando previamente se ha trazado una poligonal a la cual se le desea conocer su perfil. Este tipo de nivelación permite además conocer pendientes de la subrasante para diseñarla. La nivelación simple es aquella que consta únicamente de puntos de vuelta, cuyo objetivo es determinar la diferencia de nivel y cotas del punto inicial y final. Para este proyecto se utilizó la nivelación compuesta con el mismo equipo descrito en la planimetría, los datos se trasladaron al programa AutoCAD Civil 3D 2013 para generar posteriormente las curvas de nivel.

2.1.3. Diseño geométrico de carreteras

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

2.1.4. Línea de preliminar

Se refiere al levantamiento topográfico de la línea de preliminar, la cual es seleccionada siguiendo la dirección del camino existente, luego de realizarse el reconocimiento. Consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, en la cual se deben establecer los siguientes aspectos: punto de partida, azimut o rumbo de salida, kilometraje de salida, cota o altura de salida del terreno y ubicar un banco de marca de salida.

Cuando se realiza un levantamiento topográfico tradicional de campo, se levantan tres libretas: de tránsito, de niveles de línea central y de secciones transversales, en el caso de utilizar una estación total, se plotean los puntos x, y, z de la ruta. El objetivo es tener una superficie del mayor ancho posible sobre toda la longitud de la ruta.

Posteriormente, se procede a la digitalización y ploteo de los datos de la libreta de preliminar obtenidos de la estación total, usando programas de dibujo computarizado, como AutoCAD Civil 3D para este proyecto, el cual, al procesarlos, permite que dicha información pueda ser dibujada y editada cada vez que sean necesarios cambios y mejoras, logrando el diseño de localización final del proyecto.

2.1.5. Diseño de la línea de localización

Consiste en calcular la línea final, la cual será la definitiva para el proyecto. Dicha línea debe compararse con la línea de preliminar del terreno a fin de comprobar su adaptación al mismo y, si es necesario, efectuar ajustes en los alineamientos y pendientes, para cumplir con los parámetros mínimos de diseño establecidos para el proyecto, definir la localización de las estructuras de

drenaje, definir el derecho de vía, calcular los volúmenes de movimiento de tierra y, por último, dejar referenciado el trazado para la construcción final.

Para realizar el diseño de localización de la carretera, se deben tener en cuenta las normas o especificaciones que rigen las características geométricas de los diferentes tipos de carreteras, dadas por la Dirección General de Caminos, las cuales se describen en la tabla 1.

2.1.6. Corrimiento de línea

Los corrimientos de línea se hacen cuando, por razones especiales, el caminamiento preliminar no llena los requerimientos del proyecto, como: especificaciones, pasos obligados, suelos rocosos, barrancos y pendientes muy pronunciadas, entre otros. Existen dos tipos de corrimientos de línea, el primero que cambia totalmente en azimut y distancia de dos de las rectas de la poligonal de la preliminar y el segundo que consiste en obviar una o más estaciones del levantamiento preliminar, para formar una sola recta entre dos puntos.

Para el proyecto, se efectuaron corrimientos de línea aplicando los tipos explicados anteriormente en las curvas número dos, tres, nueve, diez, once y trece, utilizando el programa AutoCAD Civil 3D, dibujando la línea de localización sobre la topografía del camino existente. Las coordenadas totales de los elementos de la línea de localización fueron calculadas por medio de este programa.

Tabla I. **Valores recomendados para las características geométricas de la carretera en estado final**

T.P.D.	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO (K.P.H.)	ANCHO CALZADA (m.)	ANCHO DE TERRACERIA		DERECHO DE VÍA (m.)	RADIO MÍNIMO (m.)	PENDIENTE MÁXIMA (m.)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PASO	
				CORTE (m.)	RELLENO (m.)				MÍNIMA (m.)	RECOMENDADA (m.)	MÍNIMA (m.)	RECOMENDADA (m.)
3 000 A 5 000	TIPO "A"		2*7,20	25	24	50						
	REGIONES											
	LLANAS	100					375	3	160	200	700	750
	ONDULADAS	80					225	4	110	150	520	550
	MONTAÑOSAS	60					110	5	70	100	350	400
1 500 A 3 000	TIPO "B"		7,20	13	12	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200
900 A 1 500	TIPO "C"		6,50	12	11	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200
500 A 900	TIPO "D"		6,00	11	10	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200
100 A 500	TIPO "E"		5,50	9,50	8,50	25						
	REGIONES											
	LLANAS	50					75	8	55	70	260	300
	ONDULADAS	40					47	9	40	50	180	200
	MONTAÑOSAS	30					30	10	30	35	110	150
10 A 100	TIPO "F"		5,50	9,50	8,50	15						
	REGIONES											
	LLANAS	40					47	10	40	50	180	200
	ONDULADAS	30					30	12	30	35	110	150
	MONTAÑOSAS	20					18	14	20	25	50	100

Continuación de la tabla I.

Notas:

1. T.P.D. = Promedio de Tráfico Diario
2. La sección típica para carreteras Tipo "A", incluye isla central de 1,50 m. de ancho
3. La calidad de la capa de recubrimiento de la calzada podrá ser para carreteras Tipo "A": hormigón, concreto asfáltico (frío o caliente) o tratamiento superficial múltiple; para tipo "B" y "C": concreto asfáltico (frío o caliente) o tratamiento superficial doble; para tipo "D" tratamiento superficial doble; para tipo "E" tratamiento superficial doble y para tipo "F" recubrimiento de material selecto. Los recubrimientos para las carreteras desde el tipo "A" al "E", dependerán de las características mecánicas del suelo y de las propiedades de los materiales de construcción de la zona.

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. p. 125.

2.1.7. Alineamiento horizontal

Es la proyección sobre un plano horizontal del eje de una carretera. Debe ser capaz de ofrecer seguridad y permitir uniformidad de operación a velocidad constante. Los elementos que lo definen son los siguientes: tangentes, curvas circulares y curvas de transición.

2.1.7.1. Tangentes

Son las proyecciones rectas sobre un plano horizontal que unen a las curvas circulares y poseen longitud y dirección.

Longitud mínima:

- Entre dos curvas circulares inversas con espirales de transición, deberá ser igual a la suma de la mitad de la longitud de espiral de la curva que la precede y la mitad de la longitud de espiral de la curva posterior.

- Entre dos curvas circulares del mismo sentido con espirales de transición, deberá ser igual a la suma de la mitad de la longitud de espiral de la curva que la precede y la mitad de la longitud de espiral de la curva posterior.

2.1.7.2. Curvas circulares

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas. Las curvas circulares pueden ser simples (solo una curva circular) o compuestas (formadas por dos o más curvas circulares simples, del mismo sentido o no y diferente radio).

2.1.7.2.1. Elementos de curva circular

Los elementos de una curva circular y su fórmula son los siguientes:

- Grado de curvatura (G): es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros. Dado que un ángulo de 360° subtende un arco de $2\pi R$, entonces el ángulo subtendido por un arco de 20 metros es:

$$G/20 = 360/2\pi R, \quad \text{entonces} \quad G = 1\,45,9156/R$$

- Radio de la curva (R): es el radio de la curva circular. Se simboliza con una R y se obtiene de la expresión anterior:

$$R = 1\,45,9156/G$$

- Ángulo de deflexión central delta (Δ): es el ángulo subtendido por la curva circular, se simboliza como Δ . En las curvas circulares simples es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre las tangentes.
- Longitud de curva (LC): es la distancia desde el PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20 m. Se representa como LC y su fórmula es:

$$LC/2\pi R = \Delta/360$$

$$LC = 2\pi R\Delta/360 \quad \text{o} \quad LC = 20\Delta/G$$

- Subtangente (St): es la distancia entre el PI y el PC o PT, medida sobre la prolongación de las tangentes.

$$St = R \cdot \text{tg}(\Delta/2)$$

- External (E): es la distancia mínima entre el PI y la curva.

$$E = (R/(\text{COS}(\Delta/2))) - R$$

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

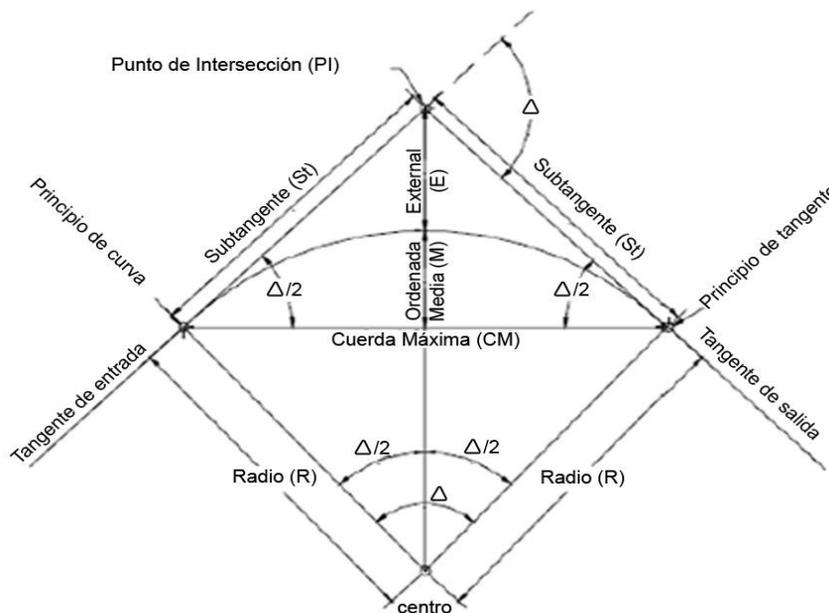
$$OM = (R)(1 - \text{Cos}(\Delta/2))$$

- Cuerda máxima (CM): es la distancia en línea recta desde el PC al PT.

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

El cálculo de los estacionamientos se realiza de la siguiente forma. Para la primera curva se calcula la distancia de su PI respecto al origen o punto obligado de tangencia POT, se resta la estación del PI menos la subtangente, el resultado será la longitud de la tangente número uno y se ubicará el principio de la curva uno PC1. Al sumar el PC1 más la longitud de la curva número uno LC1, se ubicará el principio de tangente PT1 de la curva número uno. Para la curva número dos, se suma la longitud de la tangente número dos y se ubicará el principio de curva dos PC2. El procedimiento de cálculo se repite con todas las curvas consecuentes del alineamiento. Los elementos de una curva circular simple se muestran en la figura 2.

Figura 2. **Elementos de curva horizontal circular simple**



Fuente: YLLESCAS PONCE, Alvaro Danilo. *Diseño del tramo carretero comprendido desde el entronque del kilómetro 171+400 carretera Interamericana (CA-1), hacia el caserío Nuevo Xetnamit, del municipio de Nahualá, departamento de Sololá.* p. 24.

Tabla II. Especificaciones para curvas circulares

G	Radio	30 K.P.H				40 K.P.H.				50 K.P.H.			
		DB = 27				DB = 30				DB = 33			
		e%	Ls	Δ	SA	e%	Ls	Δ	SA	e%	Ls	Δ	SA
1°	1145,92	BN	17	0°54'	0,60	BN	23	1°09'	0,60	BN	28	1°24'	0,60
2°	572,96	BN	17	1°42'	0,60	BN	23	2°18'	0,60	1,9	28	2°48'	0,60
3°	381,97	BN	17	2°33'	0,60	BN	23	3°27'	0,60	2,9	28	4°12'	0,70
4°	286,48	1,4	17	3°24'	0,60	2,5	23	4°36'	0,70	3,8	28	5°36'	0,70
5°	229,13	1,7	17	4°15'	0,70	3,1	23	5°45'	0,70	4,8	28	7°00'	0,80
6°	190,99	2,1	17	5°06'	0,80	3,7	23	5°54'	0,80	5,8	32	9°36'	0,90
7°	163,70	2,4	17	5°57'	0,80	4,3	24	8°24'	0,90	6,6	37	12°57'	1,00
8°	143,24	2,8	17	6°48'	0,90	4,9	25	10°00'	1,00	7,4	41	16°24'	1,00
9°	127,35	3,1	17	7°39'	0,90	5,5	28	12°36'	1,00	8,1	45	20°15'	1,10
10°	114,59	3,5	17	8°30'	1,00	6,1	31	15°30'	1,10	8,7	49	24°30'	1,20
11°	104,17	3,8	17	9°21'	1,00	6,6	33	18°09'	1,10	9,1	51	28°03'	1,20
12°	95,49	4,2	19	11°24'	1,10	7,1	36	21°36'	1,20	9,5	53	31°48'	1,30
13°	88,15	4,5	20	13°00'	1,10	7,6	38	24°42'	1,20	9,8	55	35°45'	1,30
14°	81,85	4,8	22	15°24'	1,20	8,0	40	28°00'	1,30	9,9	56	39°12'	1,40
15°	76,39	5,2	23	17°15'	1,20	8,4	42	31°30'	1,40	10,00	56	42°00'	1,50
16°	71,62	5,5	25	20°00'	1,30	8,7	44	35°12'	1,40				
17°	67,41	5,8	26	22°06'	1,30	9,0	45	38°15'	1,50				
18°	63,66	6,1	27	24°18'	1,40	9,3	47	42°18'	1,50				
19°	60,31	6,4	29	27°33'	1,40	9,5	48	45°35'	1,60				
20°	57,30	6,7	30	30°00'	1,50	9,7	49	49°00'	1,60				
21°	54,57	7,0	32	33°36'	1,50	9,8	49	51°27'	1,70				
22°	52,09	7,2	32	35°12'	1,60	9,9	50	55°00'	1,70				
23°	49,82	7,5	34	39°06'	1,60	10,0	50	57°30'	1,80				
24°	47,75	7,8	35	42°00'	1,70	10,0	50	60°00'	1,80				
25°	45,84	7,9	36	45°00'	1,70								
26°	44,07	8,1	37	48°03'	1,80								
27°	42,44	8,3	37	48°57'	1,80								
28°	40,93	8,5	38	53°12'	1,90								
29°	39,51	8,7	39	56°33'	1,90								
30°	38,20	8,9	40	60°00'	2,00								
31°	36,97	9,0	41	63°33'	2,00								
32°	35,81	9,2	41	65°36'	2,10								
33°	34,73	9,3	42	69°18'	2,10								
34°	33,70	9,4	42	71°24'	2,20								
35°	32,74	9,5	43	75°15'	2,20								
36°	31,33	9,6	43	77°24'	2,30								
37°	30,97	9,7	44	81°24'	2,30								
38°	30,16	9,8	44	83°36'	2,40								

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes.* p. 24

- Ejemplo de cálculo de elementos de curva horizontal

Para el desarrollo de las fórmulas, se tomará como ejemplo la curva núm. 1 de la carretera hacia la aldea Potrerillos. La selección del grado de curvatura se realizó con base en el radio de curva propuesto que mejor se ajustaba al camino existente, para una carretera tipo E, con velocidad de diseño de 40 km/h, radio mínimo de 47 metros y pendiente máxima de 9 %, según tabla I. El objetivo es obtener una curvatura suave y de seguridad al tránsito. Para ello se utilizó el programa AutoCAD Civil 3D, del cual fueron obtenidos los siguientes datos:

Estacionamiento en PI 1: 0+182,68

Radio de curva 1 propuesto: 200 metros

Coordenadas punto inicial: (0,00 0,00)

Coordenadas PI curva 1: (-127,6972 130,6325)

Coordenadas PI curva 2: (-193,1420 187,9667)

Entre punto inicial y PI curva 1:

$$dx = -127,6972 - 0,00 = -127,6972$$

$$dy = -130,6325 - 0,00 = -130,6325$$

$$\text{Rumbo} = \text{tg}^{-1}(dx/dy) = (-127,6972/-130,6325) = 44,3490^\circ = \text{N } 44^\circ 20' 56'' \text{ W}$$

$$\text{Azimut } 1 = 360^\circ - 44^\circ 20' 56'' = 315^\circ 39' 04''$$

Entre PI curva 1 y PI curva 2

$$dx = -193,1420 - (-127,6972) = -65,4448$$

$$dy = -187,9667 - (-130,6325) = -57,3342$$

$$\text{Rumbo} = \text{tg}^{-1}(dx/dy) = (-65,4448/-57,3342) = 48,7793^\circ = \text{N } 48^\circ 46' 46'' \text{ W}$$

$$\text{Azimut } 2 = 360^\circ - 48^\circ 46' 46'' = 311^\circ 13' 14''$$

$$\Delta 1 = |\text{Az}1 - \text{Az}2| = |315^\circ 39' 04'' - 311^\circ 13' 14''| = 4^\circ 25' 50'' = 4,43^\circ$$

Elementos de curva:

$$G = 1\,145,9156/R = 1\,145,9156/200 = 5,73$$

$$LC = (20)(4,43^\circ)/(5,73) = 15,46$$

$$St = (200)(\text{tg}(4,43/2)) = 7,7365$$

$$E = (200/(\cos(4,43/2)))-200 = 0,15$$

$$OM = (200)(1 - \cos(4,43/2)) = 0,15$$

$$CM = (2)(200)(\text{sen}(4,43/2)) = 15,46$$

Cálculo de estacionamientos:

Dh = distancia de PI inicial a PI final

$$Dh = \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \sqrt{(-127,6972)^2 + (-130,6325)^2} = 182,6784$$

$$Tg = Dh - St \text{ post.} - St \text{ ant.} = 182,6784 - 7,736 - 0 = 174,9424$$

$$PC = PT \text{ anterior} + Tg = 0 + 174,9424 = 0 + 174,9424$$

$$PT = PC + LC = 0 + (174,9424 + 15,46) = 0 + 190,4024$$

Tabla III. **Resumen del diseño geométrico de curvas horizontales**

No. Curva	Radio	G°	Δ	LC	St	E	OM	CM	EST. PC	EST. PT
1	200,00	5,73	4,43	15,47	7,74	0,15	0,15	15,46	0+174,94	0+190,41
2	80,00	14,32	20,27	28,30	14,30	1,27	1,25	28,15	0+255,38	0+283,68
3	90,00	12,73	13,82	21,70	10,90	0,66	0,65	21,65	0+324,23	0+345,93
4	146,00	7,85	16,02	40,81	20,54	1,44	1,42	40,68	0+449,27	0+490,08
5	182,00	6,30	15,97	50,72	25,53	1,78	1,76	50,56	0+531,32	0+582,04
6	102,00	11,23	45,01	80,13	42,26	8,41	7,77	78,09	0+899,18	0+979,31
7	240,00	4,77	26,06	109,15	55,54	6,34	6,18	108,21	1+174,87	1+284,02
8	205,00	5,59	24,22	86,65	43,98	4,66	4,56	86,01	1+359,33	1+445,98
9	95,00	12,06	11,75	19,48	9,77	0,50	0,50	19,44	1+539,71	1+559,19
10	125,00	9,17	13,91	30,36	15,25	0,93	0,92	30,28	1+708,76	1+739,12
11	104,00	11,02	23,70	43,02	21,82	2,26	2,22	42,71	1+773,31	1+816,33
12	109,00	10,51	23,01	43,77	22,18	2,23	2,19	43,48	1+851,89	1+895,66
13	80,00	14,32	12,17	17,00	8,53	0,45	0,45	16,96	1+957,39	1+974,38

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.3. Curvas de transición

También llamadas espirales de transición o clotoides, son curvas que proporcionan un cambio de curvatura gradual desde un tramo recto a uno circular. Cuando un vehículo recorre una curva de transición para pasar de recta a curva, se va ejerciendo una presión constante y creciente sobre el giro del volante y, al mismo tiempo, se va desacelerando de forma gradual. Al utilizar las curvas de transición, se obtiene una variación decreciente del radio y la fuerza centrífuga aumenta también de manera gradual. Así se pueden evitar los accidentes debido a un exceso de velocidad, cuando a la entrada de una curva, la fuerza centrífuga aparece bruscamente expulsando al vehículo de la calzada.

Como no es posible utilizar una espiral para realizar el cambio, se utilizan dos, una de entrada y otra de salida, y entre ellas se coloca una curva circular en la que no hay cambio de aceleración centrípeta.

2.1.7.3.1. Elementos de la espiral de transición

En el siguiente listado y en la figura 3 se describen los símbolos, significado y fórmulas de los elementos de la curva de transición.

TE: punto final de la tangente e inicio de la espiral de entrada.

EC: punto final de la espiral de entrada e inicio de curva circular.

CE: punto final de la curva circular e inicio de la espiral de salida.

ET: punto final de la espiral de salida e inicio de la tangente.

Δ : deflexión de la curva. Es el ángulo comprendido entre las normales a las tangente en TE y ET.

R_c : radio de la curva circular.

L_s : longitud de espiral de transición, medida sobre la curva entre el TE y el EC, o del CE al TE.

G : grado de curvatura en la curva circular, en grados

θ_s : deflexión de la espiral. Es el ángulo comprendido entre las tangentes de la espiral en los puntos extremos.

$$\theta_s = (G)(L_s)/40$$

X_s : coordenada X del EC respecto al TE sobre la tangente de espiral.

$$X_s = (L_s/100)(100 - 0,00305\theta_s^2)$$

Y_s : coordenada Y del EC respecto al TE sobre la tangente de espiral.

$$Y_s = (L_s/100)(0,582\theta_s - 0,0000126\theta_s^3)$$

T_s : tangente de espiral. Es la distancia entre el PI y el TE o ET de la curva, medida sobre la prolongación de la tangente.

$$T_s = \tan(\Delta/2)(Y_s + R_c + R_c(\cos\theta_s - 1)) + X_s - R_c\text{sen}\theta_s$$

E_s : externa. Es la distancia entre el PI y la curva circular desplazada.

$$T_s = \sec(\Delta/2)(Y_s + R_c + R_c(\cos\theta_s - 1) - R_c)$$

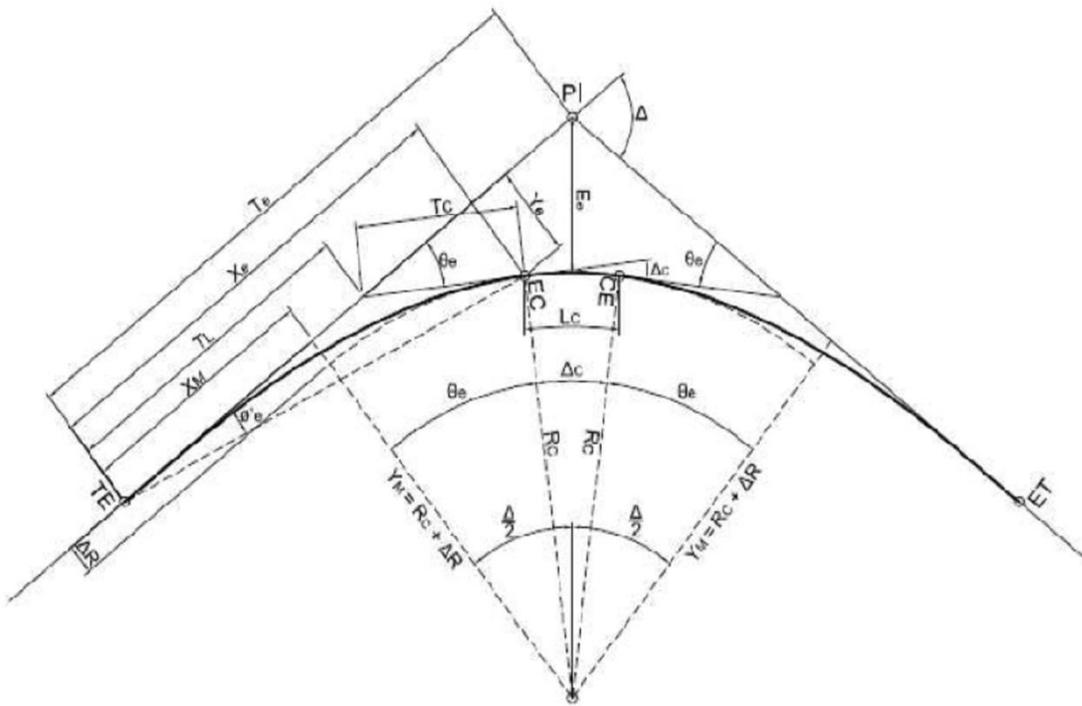
TL : tangente larga. Es el tramo de subtangete comprendido entre el TE o ET y la intersección con la tangente a EC o CE.

$$TL = X_s - Y_s(\cot\theta_s)$$

TC: tangente corta. Es el tramo de la tangente a CE o EC comprendida entre uno de estos puntos y la intersección con la subtangente correspondiente.

$$TC = Y_s(\csc\theta_s)$$

Figura 3. **Elementos de curva espiral de transición, configuración espiral-curva-espiral**

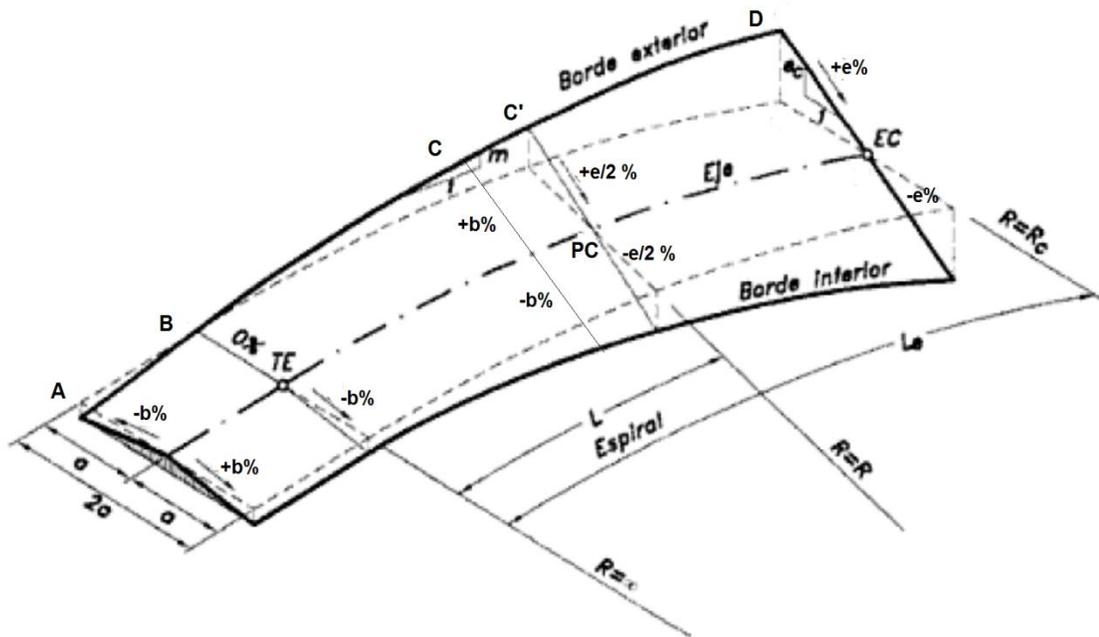


Fuente: HERNÁNDEZ GUEVARA, Allan Renand. *Diseño geométrico de la carretera para libramiento del municipio de Palencia, departamento de Guatemala*. p. 52.

2.1.7.4. Sobreelevación o peralte (e)

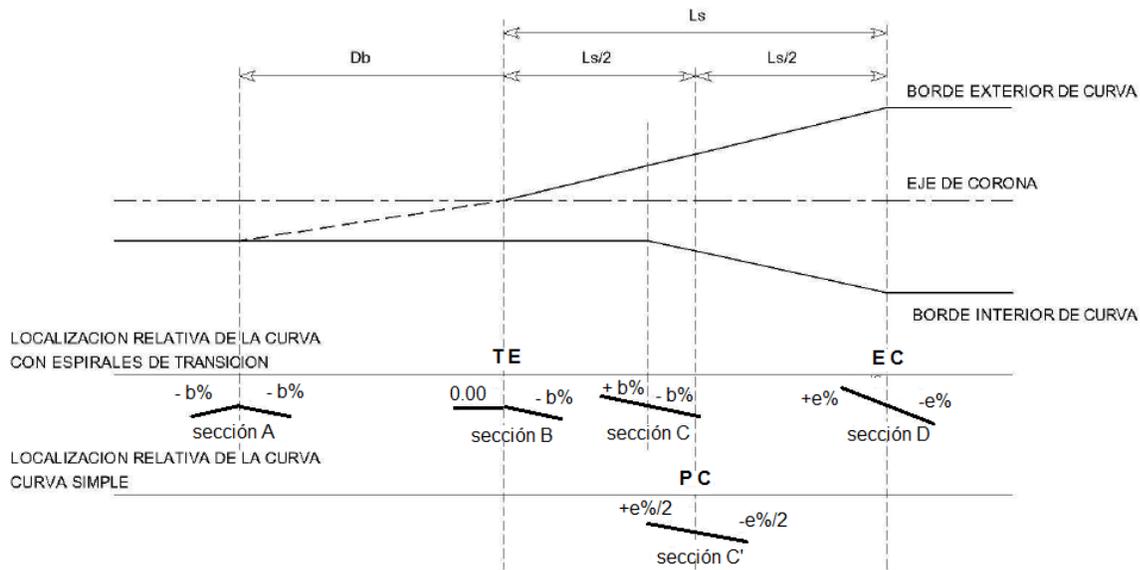
Es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo en las curvas de alineamiento horizontal. La transición también es empleada para el efecto del cambio gradual de una sección de calzada con bombeo normal a otra sección peraltada, ya que este cambio no puede realizarse bruscamente, sino gradualmente a lo largo de la vía entre este par de secciones. Por lo tanto, en diseños con espirales de transición, la transición del peralte se efectúa en conjunto con la curvatura de la espiral.

Figura 4. Variación del peralte a lo largo de la longitud de espiral



Fuente: HERNÁNDEZ GUEVARA, Allan Renand. *Diseño geométrico de la carretera para libramiento del municipio de Palencia, departamento de Guatemala*. p. 55.

Figura 5. Variación de la sobreelevación



Fuente: HERNÁNDEZ GUEVARA, Allan Renand. *Diseño geométrico de la carretera para libramiento del municipio de Palencia, departamento de Guatemala*. p. 56.

Para realizar la transición del bombeo al peralte, pueden utilizarse tres procedimientos:

- Rotando la calzada alrededor de su eje central
- Rotando la calzada alrededor de su borde interior
- Rotando la calzada alrededor de su borde exterior

El primer procedimiento es el más conveniente, ya que los desniveles relativos de los bordes con respecto al eje son uniformes, produciendo un desarrollo más armónico y con menos distorsión de los bordes de la calzada, y, a su vez, las longitudes de desarrollo de la transición del peralte son menores.

En las figuras 4 y 5 se ilustra el primer procedimiento, indicando la variación de la sobreelevación y las secciones transversales en la mitad de la curva, la otra mitad es simétrica. En la sección A, a una distancia D_b antes del punto donde comienza la transición, conocida como distancia de bombeo, se tiene la sección normal del eje de la corona, a fin de que en TE esté a nivel, como se muestra en la sección B, y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo b . A partir de ese punto se sigue girando el ala exterior hasta que se hace colineal con el ala interior, como se muestra en la sección C, después de la cual, se gira la sección completa hasta obtener la sobreelevación e de la curva en el EC.

2.1.7.5. Sobreelevación

Los sobreelevamientos deben ser diseñados siempre en las curvas horizontales de radios pequeños, combinados con carriles angostos, para facilitar las maniobras de los vehículos en forma eficiente, segura y cómoda para el conductor. Los sobreelevamientos son necesarios para acomodar la mayor curva que describe el eje trasero de un vehículo pesado y compensar la dificultad que enfrenta el conductor al tratar de ubicarse al centro de su carril de circulación. Para establecer el sobreelevamiento en curvas deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- En curvas circulares sin transición, el sobreelevamiento total debe aplicarse en la parte interior de la calzada. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.
- Cuando existen curvas de transición, el sobreelevamiento se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada. En ambos casos, la

marca de la línea central debe colocarse entre los bordes de la sección de la carretera ensanchada. Este debe efectuarse sobre la longitud total de la curva de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme. Esta configuración es la más recomendada.

2.1.7.6. Corrimiento

Es el desplazamiento radial interno necesario para darle a la curva circular, con el objetivo de permitir el desarrollo correcto de las espirales de transición. Debe efectuarse sobre la longitud total de la curva de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme, aunque en realidad el corrimiento representa la solución gráfica de la ecuación que resuelve la definición de la espiral de Euler, ya que brindará el valor de los puntos que forman parte de la espiral, medidos a lo largo sobre la curva de transición. Estos puntos son determinados por las siguientes ecuaciones, las cuales son utilizadas generalmente para el tramo que comprende desde el TE hacia el PC, así como del PT hacia el ET:

$$X_c = (L/100)(100 - 0,3048(L^2G/40L_s)^2 \cdot 10^{-2} + 0,4296(L^2G/40L_s)^4 \cdot 10^{-7})$$

$$Y_c = L^3G/(6896,5517L_s)$$

El valor absoluto del corrimiento que permita el desarrollo de la espiral de transición puede ser obtenido mediante la siguiente expresión:

$$C = \sqrt{(X_c^2 + Y_c^2)}$$

Por lo general, para calcular el corrimiento del tramo comprendido entre el PC hacia el EC y del CE hacia el PT, se utiliza la ecuación:

$$C = R_c - \sqrt{(L - k)^2 + (R_c - Y_c^2)}$$

En donde:

L = longitud medida sobre la longitud de espiral.

G = grado de curvatura en la curva circular.

L_s = longitud de espiral de transición.

X_c = valor en X del corrimiento, medido sobre la tangente de espiral, a partir del TE hacia el PC y del PT hacia el ET.

Y_c = valor en Y del corrimiento, medido sobre la tangente de espiral, a partir del TE hacia el PC y del PT hacia el ET.

R_c = radio de la curva circular.

k = la mitad de la longitud de espiral, es decir L_s/2.

C = valor absoluto del corrimiento radial.

Se tomará como ejemplo la curva núm. 1 de la carretera hacia la aldea Potrerillos, con base en las especificaciones para curvas circulares de la Dirección General de Caminos mostradas en la tabla II, que contienen los valores máximos de peralte y sobreebancho, según el grado de curvatura y radio. Ambos son repartidos proporcionalmente en la longitud de espiral L_s, también especificada en la tabla, tomando un valor de cero en el TE y ET, la mitad del valor máximo en el PC y PT, y la totalidad del valor máximo entre el EC y el CE.

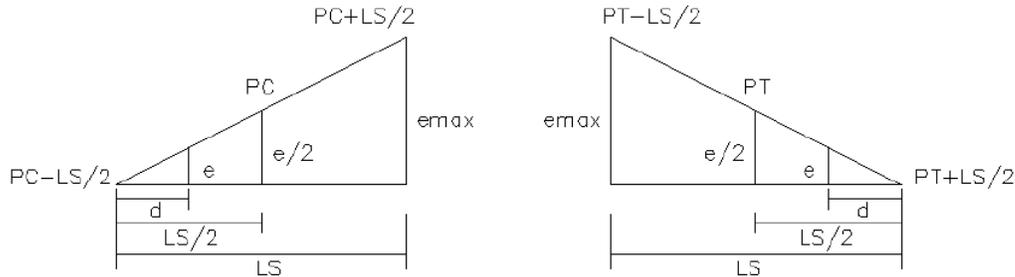
Por medio de relación de triángulos que se ilustra en la figura 6, se calcula el peralte a una distancia cualquiera (d) y se obtiene:

$$e/d = e_{\max}/L_s \quad \text{entonces} \quad e = (d * e_{\max})/L_s$$

Para el cálculo del sobreebancho, se tiene la misma analogía de la relación de triángulos para una distancia cualquiera (d), con lo que se obtiene:

$$SA/d = SA_{\max}/L_s \quad \text{entonces} \quad SA = (d * SA_{\max})/L_s$$

Figura 6. **Cambio proporcional del peralte**



Fuente: RAMOS CONTRERAS, Carlos Enrique. *Diseño de la carretera y puente vehicular hacia la colonia Ferrocarrilera, cabecera municipal de Escuintla, departamento de Escuintla*. p. 14.

Para la curva del ejemplo, la longitud de espiral tiene un valor de 23 metros, un peralte máximo de 3,70 % y un sobreancho máximo de 0,80 metros.

Entonces, los cambios en los parámetros anteriores empezarán en la estación: $TE = PC - LS/2 = (0 + 174,94) - 11,5 = 0 + 163,44$ y terminarán en la estación: $ET = PT + LS/2 = (0 + 190,41) + 11,5 = 0 + 201,91$. Como estos elementos se reparten proporcionalmente, tomando como punto intermedio el PC y PT, la longitud de espiral, el peralte y sobreancho tendrán la mitad de su valor máximo en estos puntos, siendo estos de 11,5 metros, 1,85 % y 0,40 metros, respectivamente; y en los puntos: $EC = PC + LS/2 = (0 + 174,94) + 11,5 = 0 + 186,44$ y $CE = PT - LS/2 = (0 + 190,41) - 11,5 = 0 + 178,91$, tendrán su valor máximo. Cuando alcancen su valor máximo, se mantiene este valor hasta que comience a decrecer. No puede existir un valor mayor.

Es de resaltar que en el tramo comprendido entre el EC y CE los valores máximos de peralte y sobreancho se mantienen constantes. También, para calcular el corrimiento entre el TE y PC y entre el PT y ET se toma en cuenta solamente el valor de Y_c como corrimiento. En el tramo comprendido entre el PC y EC y entre el CE y PT se calcula por medio de la fórmula que involucra el radio de curva circular, el valor de (Y_c) y el valor (k).

Tabla IV. **Valores máximos recomendados para longitudes de espiral, peraltes y sobreanchos**

No. Curva	Carretera tipo E ondulada, V=40 km/h		
	Ls (m)	e (%)	Sa (m)
1	23,00	3,70	0,80
2	40,00	8,00	1,30
3	38,00	7,60	1,20
4	25,00	4,90	1,00
5	23,00	3,70	0,80
6	33,00	6,60	1,10
7	23,00	3,10	0,70
8	23,00	3,70	0,80
9	36,00	7,10	1,20
10	28,00	5,50	1,00
11	33,00	6,60	1,10
12	33,00	6,60	1,10
13	40,00	8,00	1,30

Fuente: elaboración propia.

2.1.8. Alineamiento vertical

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la carretera. Al eje de la carretera en alineamiento vertical se le llama línea de subrasante, constituida por una serie de rectas enlazadas por arcos verticales parabólicos, a los cuales dichas rectas son tangentes. La inclinación de la subrasante depende principalmente de la topografía de la zona que atraviesa, del alineamiento horizontal, de la visibilidad, de la velocidad del proyecto, de los costos de construcción, de los costos de operación, del porcentaje de vehículos pesados y de su rendimiento en las diferentes pendientes de ascenso y descenso que lleguen a configurar el perfil longitudinal de la carretera.

2.1.8.1. Diseño de la subrasante

La subrasante es la línea trazada en perfil que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno, a lo largo de su trayectoria, la subrasante queda debajo de la base y la capa de rodadura en proyectos de asfaltos y debajo del balasto en proyectos de terracería. Además, es la que define el volumen de movimiento de tierras, el que a su vez se convierte en el renglón más caro en la ejecución. Un buen criterio para diseñarla es obtener la subrasante más económica. Para calcular la subrasante, es necesario disponer de los siguientes datos:

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

- Datos de la clase de material del terreno.
- Datos de los puntos obligados de paso.
- De preferencia, el diseñador debe haber realizado una visita al tramo que va a diseñar.

Hay dos formas de calcular la subrasante:

- Cálculo de subrasante en rollo de perfil longitudinal.

Se encuentran las elevaciones de los puntos de intersección vertical PIV, con base en las pendientes que se colocaron al momento de hacer el diseño de la subrasante y a las estaciones de los PIV. Las pendientes podrán variar al ser afinadas.

- Cálculo de subrasante en hojas de movimiento de tierras.

Se colocan los estacionamientos del PIV con sus elevaciones y la longitud de curva LCV, en el listado de estacionamientos que se tiene para el movimiento de tierra. Se debe colocar la pendiente entre cada PIV.

2.1.8.2. Tangente vertical

Se caracterizan por su longitud y su pendiente, y están limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia horizontal entre dos puntos de la tangente. Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se le denomina PIV.

2.1.8.3. Pendiente gobernadora

Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea de rasante para dominar un desnivel determinado o en función de las características del tránsito y la configuración del terreno. La mejor pendiente gobernadora para cada caso será aquella que, al conjugar esos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deba proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

2.1.8.4. Pendiente máxima

Es la mayor pendiente que se permite en las tangentes verticales del proyecto, queda determinada por el volumen y la composición del tránsito previsto, y la configuración del terreno. Esta se empleará cuando convenga, desde el punto de vista económico, para salvar criterios ante situaciones topográficas en el proyecto como acantilados, fallas, zonas inestables, entre otras. Para este proyecto y con base en las especificaciones establecidas por la Dirección General de Caminos, mostradas en la tabla II, para una carretera tipo E ondulada, le corresponde una pendiente máxima de 9 por ciento.

2.1.8.5. Pendiente mínima

La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los rellenos o terraplenes puede ser nula, en los cortes se recomienda 0,5 por ciento mínimo para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas y que el agua de la precipitación pluvial pueda ser drenada hasta el cabezal de descarga. En ocasiones, la longitud de los cortes y la precipitación pluvial en la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

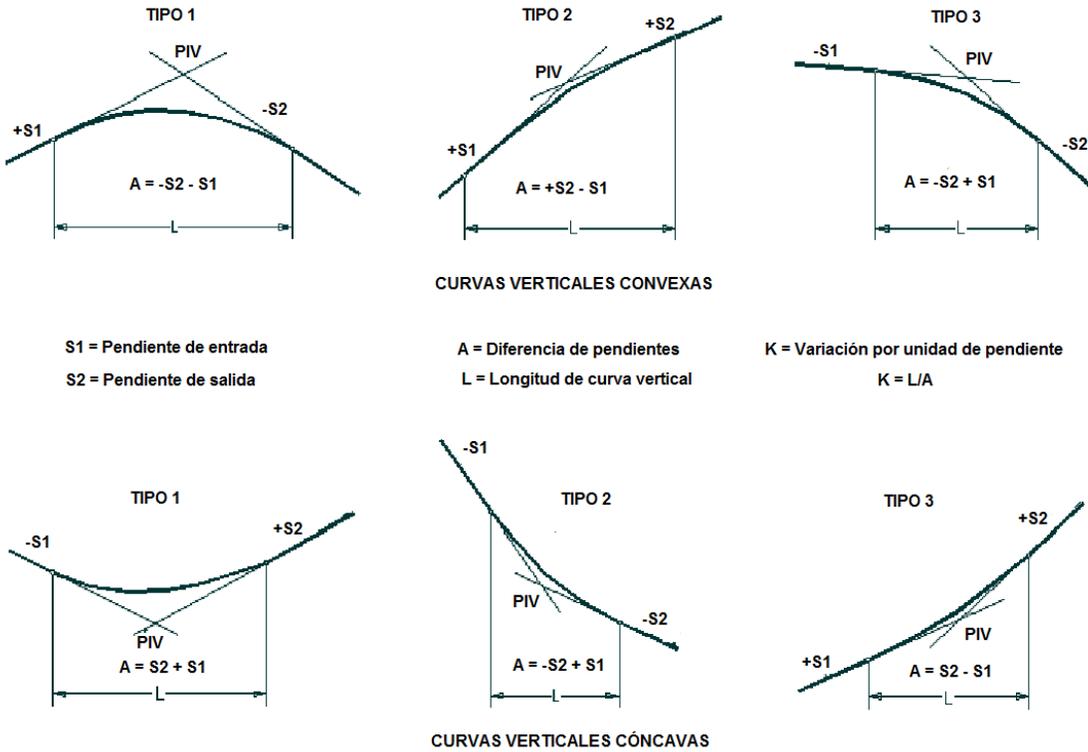
2.1.8.6. Curvas verticales

Enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida. Debe dar por resultado un camino de operación seguro y confortable, con apariencia agradable y características de drenaje adecuadas.

Estas curvas pueden ser circulares, parabólicas simples, parabólicas cúbicas, entre otras. La que se utiliza en la Dirección General de Caminos es la parabólica simple, debido a la facilidad de su cálculo y a su gran adaptabilidad a las condiciones necesarias de operación. El punto en común de una tangente y una curva vertical en el inicio de esta se representa como PCV y, como PTV, el punto común de la tangente y la curva al final de esta. Si la diferencia de pendientes es menor al 0,5 por ciento, no es necesario proyectar una curva vertical, pues el cambio de pendiente es muy pequeño y se pierde durante la construcción.

En diseños de carreteras para áreas rurales, se ha normalizado usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño. Lo anterior reduce considerablemente los costos del proyecto, ya que las curvas amplias conllevan grandes movimientos de tierra. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, llamándose curvas cóncavas o convexas respectivamente, como se muestra en la figura 7.

Figura 7. Tipos de curvas verticales



Fuente: HERNÁNDEZ GUEVARA, Allan Renand. *Diseño geométrico de la carretera para libramiento del municipio de Palencia, departamento de Guatemala.* p. 87.

2.1.8.7. Criterios de diseño para curvas verticales

Se entiende por longitud de curva vertical (LCV) a la distancia horizontal medida entre el principio de curva vertical (PCV) y el principio de tangente vertical (PTV). Para diseñar curvas verticales se deben considerar las longitudes mínimas permisibles de las mismas, con el objeto de evitar traslapes y dejando la mejor visibilidad posible a los conductores. Existen cuatro criterios que ayudan a determinar la longitud de una curva vertical, los cuales se presentan a continuación:

- Criterio de apariencia: se aplica a curvas verticales con visibilidad completa, o sea el caso de curvas cóncavas, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente.

$$K = LCV/A \geq 30 \quad \text{y} \quad A = P_s - P_e$$

Donde:

LCV = longitud de curva vertical

A = diferencia algebraica de pendientes, en porcentaje

P_s = pendiente de salida

P_e = pendiente de entrada

- Criterio de comodidad: se aplica a curvas verticales cóncavas, en donde la fuerza centrípeta que aparece en el vehículo al cambiar de dirección se suma al peso propio del vehículo.

$$K = LCV/A \geq V^2/395$$

- Criterio de drenaje: se aplica a curvas verticales convexas o cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva debe ser adecuada para que el agua pueda escurrir fácilmente.

$$K = LCV/A \leq 43$$

- Criterio de seguridad: que es la visibilidad de parada. La longitud de curva debe permitir que a lo largo de ella la distancia de visibilidad sea mayor o igual que la de parada. Se aplica a curvas cóncavas y convexas.

$$LCV = K \cdot A$$

Donde:

LCV = longitud mínima de curva vertical

A = diferencia algebraica de las pendientes, en porcentaje

K = constante que depende de la velocidad de diseño

En la tabla V se muestran los diferentes valores de K para visibilidad de parada, según la Dirección General de Caminos, y se remarcan los valores utilizados en este proyecto.

Tabla V. **Valores de K para curvas cóncavas y convexas**

Velocidad de diseño	Valores de K según tipo de curva	
	cóncava	convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: PÉREZ MÉNDEZ, Augusto René. *Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras*. p. 53.

2.1.8.8. Corrección por curva vertical a subrasante

Luego de calcular las elevaciones de la subrasante conformada por rectas de pendientes definidas, es necesario corregir las alturas en los puntos que conforman las curvas verticales, para proporcionar un cambio suave entre la

pendiente de entrada y la de salida. Cuando las curvas son simétricas, es decir si la longitud del PIV al PCV es igual a la del PIV al PTV, el cálculo se realiza por medio de las siguientes fórmulas, cuya deducción está basada en las propiedades de la parábola.

$$OM = (Ps - Pe)(LCV)/800$$

$$Y = ((Ps - Pe)(L^2))/(200*LCV)$$

Donde:

OM = ordenada máxima. Corrección máxima para cada curva vertical que es la distancia desde PIV al punto medio de la curva vertical simétrica.

Ps = pendiente de salida en porcentaje.

Pe = pendiente de entrada en porcentaje.

Y = corrección para un punto cualquiera. Distancia desde la curva vertical a un punto cualquiera sobre la proyección de la tangente vertical.

L = distancia horizontal desde el PCV o PTV al punto donde se quiere calcular la corrección.

Se debe tener cuidado con los signos de las pendientes, pues si se emplea de la manera correcta, el valor de la OM o Y tendrá el signo de la corrección. Esta información se coloca en las hojas de movimiento de tierras con su signo. Luego, se suma algebraicamente el valor de las correcciones a la subrasante y se obtiene la subrasante corregida.

- Ejemplo de cálculo de curva vertical

Se realizará el cálculo para la curva vertical número 1 del camino que conduce hacia la aldea Potrerillos. La selección de la longitud de curva vertical y pendientes de las tangentes se realizó con base en las que mejor se ajustaban al perfil del camino existente, velocidad de diseño de 40 km/h y carretera tipo E, con pendiente máxima de 9 %. El diseño de la subrasante fue realizado con la ayuda del programa AutoCAD Civil 3D, por lo cual los datos que a continuación se presentan fueron obtenidos con el uso del mismo.

Datos:

LCV propuesta = 40,00 metros, curva tipo convexa.

Pendiente de entrada = +9,00 %

Pendiente de salida = +1,81 %

Estación PIV = 0 + 058,90 metros

Elevación PIV = 99,33 metros

Velocidad de diseño = 40 kilómetros por hora

$A = |1,81 - (9,0)| = 7,19$

K según tabla IV = 4

Constante K de curva = $LCV/A = 40/7,19 = 5,56$

Aplicación de criterios:

Criterio de apariencia: $K \geq 30$, $5,56 \leq 30$, No cumple

Criterio de comodidad: $K \geq V^2/395$, $5,56 \geq 40^2/395$, $5,56 \geq 4,05$, Cumple

Criterio de drenaje: $K \leq 43$, $5,56 \leq 43$, Cumple

Criterio de seguridad: $LCV = K \cdot A$, $LCV = 4 \cdot 7,19 = 28,76$

Como la longitud de curva vertical propuesta de 40,00 metros es mayor a la longitud mínima del criterio de seguridad de 28,76 metros, cumple el criterio.

Es de hacer notar que, aunque el criterio de apariencia no se cumple, al quedar tal como está no representa dificultad para el desarrollo del proyecto. Este criterio implica que se tengan curvas verticales muy extensas, lo que conlleva movimientos de tierra muy grandes, incrementando el costo total de la obra.

Cálculo de estaciones y elevaciones en subrasante:

$$\text{Estación PCV} = \text{PIV} - \text{LCV}/2 = (0 + 058,90) - 40/2 = 0 + 038,90$$

$$\text{Estación PTV} = \text{PIV} + \text{LCV}/2 = (0 + 058,90) + 40/2 = 0 + 078,90$$

$$\text{Elevación PCV} = 99,33 - 0,09(58,90 - 38,90) = 97,53$$

$$\text{Elevación PTV} = 99,33 + 0,0181(78,90 - 58,90) = 99,69$$

$$\text{Elevación } 0 + 040 = 99,33 - 0,09(58,90 - 40) = 97,63$$

$$\text{Elevación } 0 + 060 = 99,33 + 0,0181(60 - 58,90) = 99,35$$

Cálculo de correcciones:

$$\text{Y estación } 0+040 = ((1,81 - 9,0)(40 - 38,90)^2)/(200*40) = -0,0011$$

$$\text{OM (EN EL PIV)} = ((1,81 - 9,0)(40))/800 = -0,36$$

$$\text{Y estación } 0+060 = ((1,81 - 9,0)(78,90 - 60)^2)/(200*40) = -0,32$$

Tabla VI. **Resumen de la corrección de subrasante, curva vertical 1**

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 038,90	PCV	9,00 %	97,53	0	97,53
0 + 040			97,63	-0,0011	97,6279
0 + 058,90	PIV	1,81 %	99,33	-0,36 (OM)	98,97
0 + 060			99,35	-0,32	99,03
0 + 078,90	PTV		99,69	0	99,69

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. **Resumen del diseño de curvas verticales**

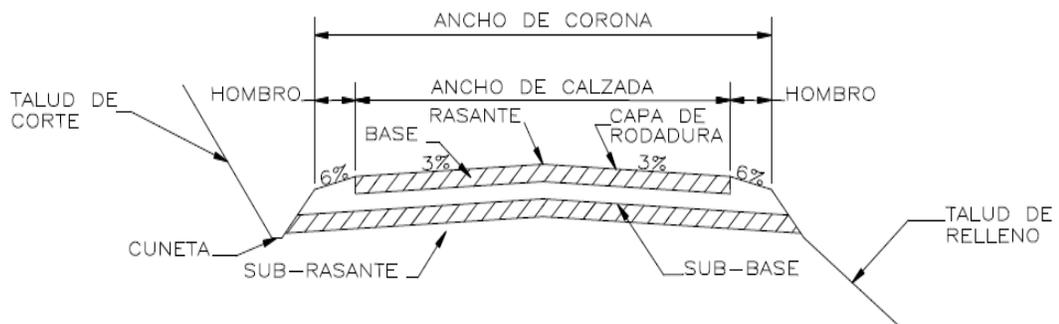
ELEVACIÓN PTV		99,69	99,69
ESTACIÓN PTV		0+078,90	0+176,41
ELEVACIÓN PCV		97,53	100,55
ESTACIÓN PCV		0+038,90	0+226,41
OM		0,36	0,35
CRITERIO DE SEGURIDAD (CURVAS CONC. Y CONV. CON K MINIMO)	A*Kmin	28,76	33,72
CRITERIO DE DRENAJE (CURVAS CONC. Y CONV.)	(LCV/A)≤43	CUMPLE	CUMPLE
CRITERIO DE COMODIDAD (CURVAS CONC.)	(LCV/A)≥V ² /3 95 (V ² /395)≥4,050 6329	CUMPLE	CUMPLE
CRITERIO DE APARIENCIA (CURVAS CONC.)	(LCV/A)≥30	NO CUMPLE	NO CUMPLE
K = LCV/A		5,56	8,9
LCV DE DISEÑO		40	50
K MÍNIMA DE VISIBILIDAD SEGÚN TABLAS	conv.	4	4
	conc.	6	6
TIPO DE CURVA		CONV.	CONC.
DIFERENCIA A		7,19	5,62
PENDIENTE SALIDA		1,81	7,43
PENDIENTE ENTRADA		9	1,81
ELEVACIÓN PIV		99,33	101
ESTACIÓN PIV		0+058,9	0+151,41
No. DE CURVA		1	2
		2	3
		3	4
		4	5
		5	6
		6	7
		7	8
		8	9

Fuente: elaboración propia.

2.1.8.9. Sección típica

Los elementos geométricos del alineamiento transversal, o sección transversal, son aquellos que definen el perfil del terreno en dirección normal al eje del alineamiento horizontal. Sobre la sección transversal es posible definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección. En la figura 8 se muestran algunos de los elementos de la sección típica de una carretera.

Figura 8. Sección típica de una carretera



Fuente: HUN AGUILAR, Ligia Elizabeth. *Diseño del pavimento rígido y drenaje pluvial para un sector de la aldea Santa María Cauque, municipio de Santiago Sacatepéquez, Sacatepéquez.*

p. 19.

- Ancho de corona: es la superficie de la carretera que queda comprendida entre las aristas del terreno y los interiores de las cunetas. Los elementos que definen el ancho de corona son: rasante, ancho de calzada, pendiente transversal y hombros.

- Rasante: es la línea que se obtiene al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento. Este elemento es fundamental para el diseño ya que señala el nivel final de la carretera.
- Ancho de calzada: es la parte del ancho de corona destinada a la circulación de vehículos, constituido por uno o más carriles.
- Hombros: es el área o superficie adyacente a ambos lados de la calzada, que se diseña para obtener ventajas como la conservación del pavimento, la protección contra la humedad y posibles erosiones en la calzada, proporcionando, al mismo tiempo, seguridad al usuario para poder disponer de un espacio adicional fuera del ancho de calzada. Los hombros también se conocen como paseos, arcenes o bermas.
- Cunetas y contracunetas: son obras de drenaje que pertenecen a la sección típica. Son canales o conductos abiertos para la conducción del agua, construidas paralelamente al eje de la carretera para drenar el agua de lluvia.
- Taludes: son los planos inclinados de la terracería que pertenecen a la sección típica de una carretera. Los taludes determinan los volúmenes de tierra tanto en corte como en relleno.
- Pendiente transversal: es la pendiente que se le da a la corona en el eje perpendicular al de la carretera. Según su relación con los hombros y el alineamiento horizontal pueden darse tres tipos:
 - Pendiente por bombeo en sección típica en tangente: es la pendiente transversal que se da a la corona, en las tangentes del

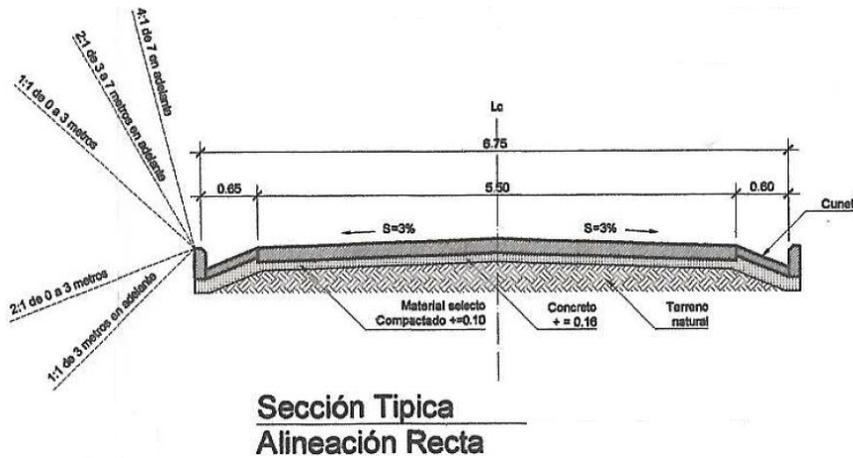
alineamiento horizontal, con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua, siendo la inclinación típica de 3 por ciento de bombeo normal. En la figura 9 se muestra esta sección.

- Pendiente por peralte en sección típica en curva: es la inclinación dada a la corona sobre una curva, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga que ejerce el peso del vehículo en movimiento. Cuando el peralte es menor del 3 por ciento y la curva es hacia la izquierda, el lado izquierdo de la sección típica permanece con el 3 por ciento y el lado derecho de la sección se peralta con el porcentaje calculado en esa estación para el lado hacia donde va la curva.

El sobreancho se le suma al ancho de la sección del lado hacia dónde va la curva, si el ancho de la típica se midió a partir de la línea central, debe restarse el corrimiento del lado opuesto a la curva. Cuando la curva va hacia la derecha, el procedimiento es el mismo pero a la inversa. En casos que el peralte sea mayor del 3 por ciento, se inclina toda la sección típica hacia el lado donde va la curva, de acuerdo con el porcentaje calculado en cada estación; el procedimiento para corrimiento y sobreancho es el mismo que se aplica para curvas con peralte menor del 3 por ciento. En la figura 10 se muestra esta sección.

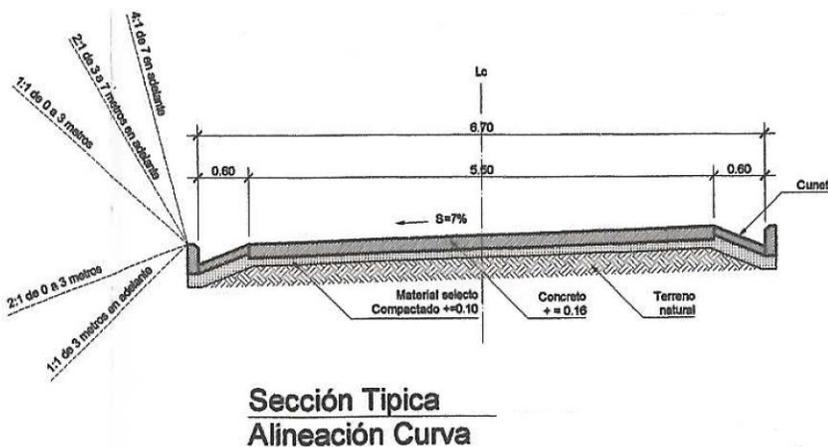
- Pendiente por transición: es el bombeo dado para el cambio gradual de la pendiente por peralte hacia la pendiente por bombeo.

Figura 9. Sección típica en tangente



Fuente: DE LEÓN ROMERO, Sandra Anaité. *Diseño de la carretera y pavimento hacia el cantón San Ramón y sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio Santiago Parte Alta, municipio de San Cristóbal Totonicapán, Totonicapán. Anexo plano 19.*

Figura 10. Sección típica en curva



Fuente: DE LEÓN ROMERO, Sandra Anaité. *Diseño de la carretera y pavimento hacia el cantón San Ramón y sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio Santiago Parte Alta, municipio de San Cristóbal Totonicapán, Totonicapán. Anexo plano 19.*

2.1.9. Movimiento de tierras

Es la utilización o disposición de los materiales extraídos en los cortes, en la cantidad que puedan ser reutilizables, por ejemplo en la construcción de terraplenes, conformación de terracería, entre otros. Se debe tomar en cuenta que el movimiento de tierras se encuentra directamente enlazado con el diseño de la subrasante, por lo tanto deberá ser lo más económico posible, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fije.

2.1.9.1. Áreas de secciones transversales

La sección transversal de una obra vial es un corte conforme a un plano vertical y normal al centro de línea en el alineamiento horizontal. Permite observar la disposición y las dimensiones de sus elementos. Las secciones transversales típicas de una vía terrestre son: en terraplén, en cajón o corte y mixta. En la figura 11 se muestran las secciones típicas anteriores.

Para el cálculo de las áreas de las secciones transversales, de la línea de localización, primero se dibujan estas a cada 20 metros, con la sección típica de la carretera tipo E para regiones onduladas, ya que con sus taludes se delimitarán las áreas de corte y relleno. Existen dos formas para hallar las áreas de las secciones transversales, las cuales son la gráfica y la analítica.

La forma gráfica mide las áreas por medio de un planímetro graduado, sobre las secciones transversales dibujadas en papel milimetrado. El procedimiento consiste en marcar las áreas para delinearlas con el planímetro, partiendo de un punto y llegando a ese mismo en la dirección de las agujas del reloj; esto dará un área en metros cuadrados.

La forma analítica requiere que las secciones transversales se ploteen en papel milimetrado, determinando las coordenadas para cada punto, referidas a la línea central de la misma y luego, por el método de los determinantes, se encuentra el área de manera exacta. En la actualidad, el cálculo de las áreas se realiza por medio del software AutoCAD o cualquier otro programa de la familia CAD, siendo estos más exactos y de fácil manejo.

Otro factor a tomar en cuenta para el cálculo de secciones transversales es la inclinación del talud de la carretera, que está en función de las propiedades de los materiales. Sin embargo, cuando no se tienen mayores datos y para fines de cálculo de volúmenes de movimientos de tierras, es recomendable usar la siguiente tabla:

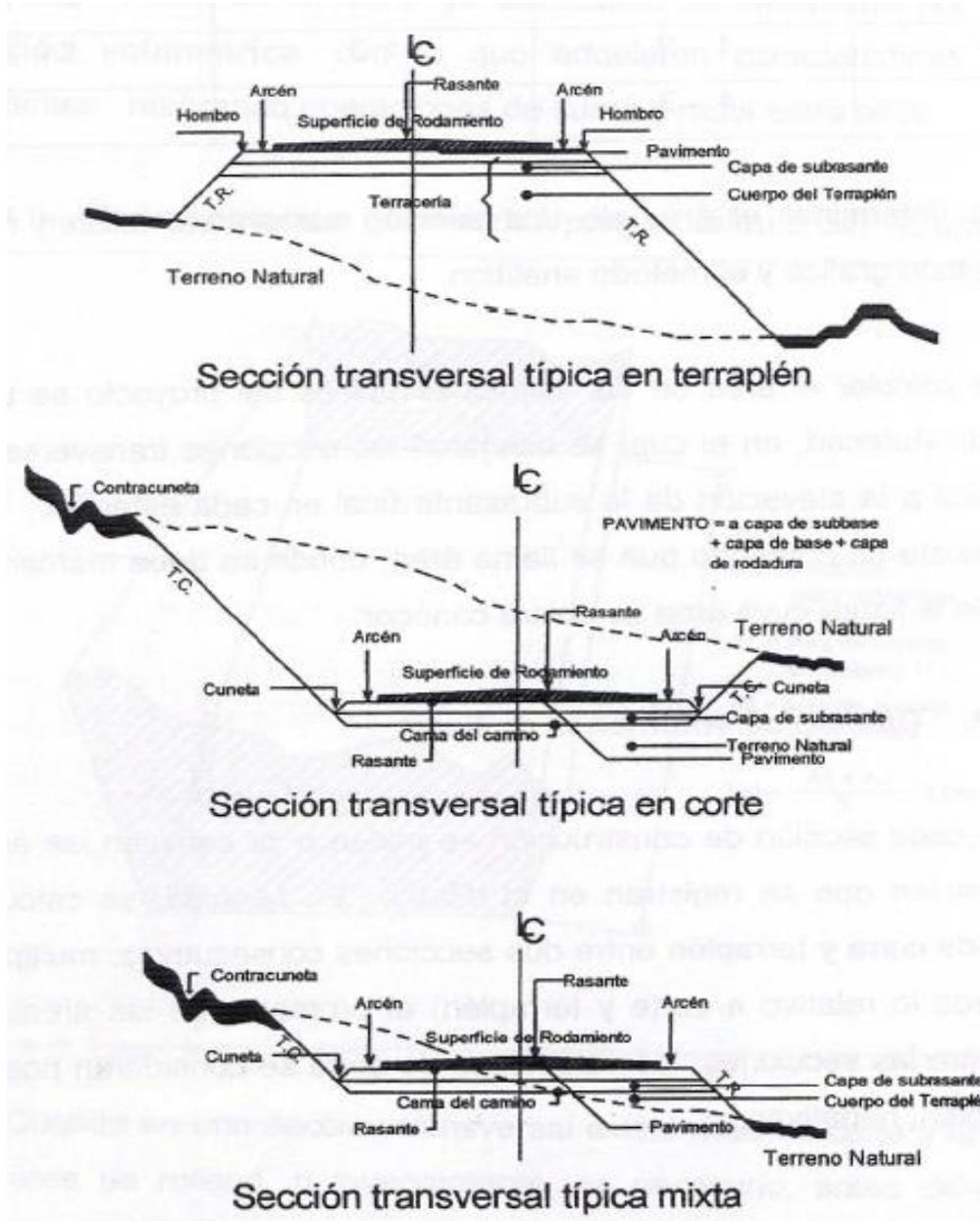
Tabla VIII. **Tabla de relaciones para dibujo de taludes**

CORTE		RELLENO	
ALTURA	H - V	ALTURA	H - V
0 - 3	1 - 1	0 - 3	2 - 1
3 - 7	1 - 2	> 3	3 - 2
> 7	1 - 3		

Fuente: PÉREZ, Augusto. *Metodología de actividades para el cálculo de carreteras*. p. 62.

Para este proyecto, las áreas fueron calculadas utilizando el programa AutoCAD Civil 3D; como no se tuvieron cortes ni rellenos que sobrepasaran 1,5 metros, se tomó una relación en corte de 1 - 1 y en relleno de 2 - 1 para los taludes.

Figura 11. Secciones típicas transversales

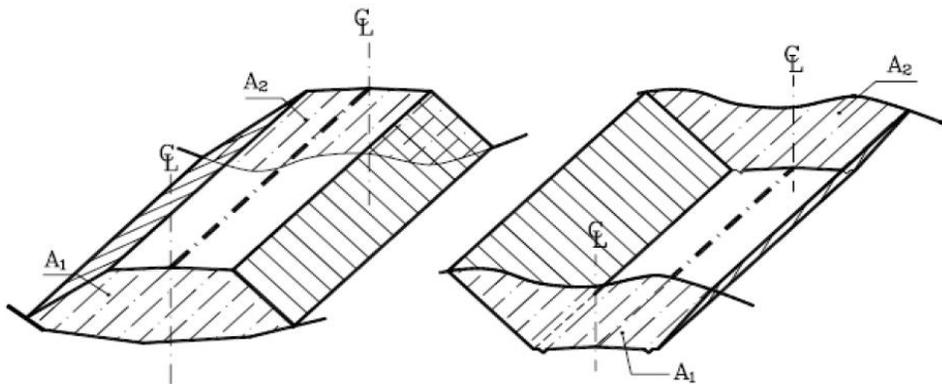


Fuente: SAMAYOA MUÑOZ, Elden Ramiro. *Diseño de carretera hacia la comunidad Cruz de Caminos y sistema de abastecimiento de agua potable, para las comunidades Choyomché I, Choyomché II, Parcelas y Campo Alegre, Municipio de Chiché, Quiché.* p. 29.

2.1.9.2. Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras

Cuando se han determinado las áreas de las secciones transversales, se procede al cálculo de volúmenes de tierra. Para ello, es necesario suponer el camino en una serie de prismoides, tanto en corte como en relleno. Este se realiza a partir de las secciones transversales tomadas perpendicularmente a lo largo del eje central a cada 20 metros. Los métodos más utilizados para el cálculo de los volúmenes correspondientes al movimiento de tierra, son el método de las áreas medias y el método del prismoide.

Figura 12. Volumen entre secciones del mismo tipo



Fuente: CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. p. 25.

Para el método de las áreas medias se tienen las siguientes fórmulas:

$$V = 1/2(A_1 + A_2)*d$$

Donde:

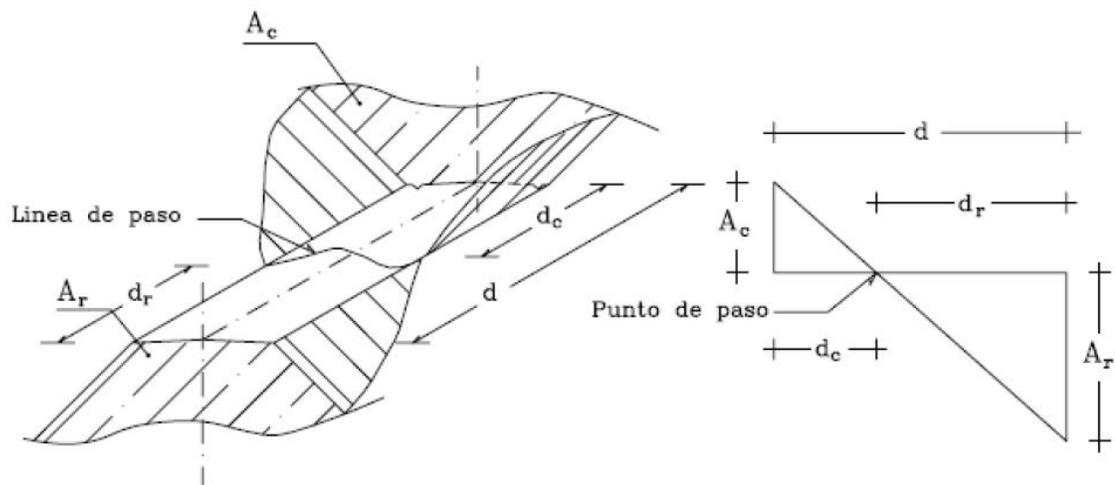
V = volumen entre ambas secciones transversales en metros cúbicos.

A_1, A_2 = áreas de secciones transversales consecutivas en metros cuadrados, ambas en corte o relleno.

d = distancia entre secciones en metros, generalmente 20 metros.

Cuando existen dos secciones consecutivas de diferente tipo, se genera una línea de paso a lo largo de la cual la cota del terreno coincide con la cota de la superficie de subrasante. En este caso, se generará un volumen de corte y uno de relleno entre ambas secciones, el cual se muestra en la figura 13.

Figura 13. **Volumen entre secciones de diferente tipo**



Fuente: CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. p. 26.

Se asume que la línea de paso es perpendicular al eje. El volumen de corte entre el área de corte A_c y el área de la línea de paso que es cero, y el

volumen de relleno entre el área de relleno A_r y el área de la línea de paso, se calculan de la siguiente manera:

$$V_c = 1/2(A_c + A_0)*d_c \quad , \quad V_r = 1/2(A_r + A_0)*d_r$$
$$V_c = 1/2A_c *d_c \quad , \quad V_r = 1/2A_r*d_r$$

Donde:

V_c, V_r = volumen de corte y de relleno en metros cúbicos

A_c, A_r = áreas de las secciones en corte y relleno en metros cuadrados

A_0 = área de la sección en la línea de paso = 0

d_c, d_r = distancias de corte y relleno en metros

d = distancia total del prismoide, por lo general se toma como 20 metros

Por medio de la relación de triángulos se determinan los valores de d_c y d_r , ver figura 13, de la siguiente manera:

$$d_c = (A_c/(A_c + A_r))*d \quad , \quad d_r = (A_r/(A_c + A_r))*d$$

Para este proyecto, se determinó el volumen de movimiento de tierras por medio del programa AutoCAD Civil 3D y el método de promedio de áreas, los resultados se presentan en los planos del apéndice B.

2.1.10. Estudios de suelos

El suelo es el soporte último de todas las obras de infraestructura, se comporta como una estructura más con características físicas propias (densidad, porosidad, ángulo de fricción interna, entre otros) que le otorgan ciertas propiedades resistentes ante diversas sollicitaciones mecánicas

(compresión, corte, elasticidad, entre otros). Por esto, es necesario estudiar su comportamiento como carretera.

2.1.10.1. Pruebas de laboratorio

Son procedimientos científicos que permiten caracterizar los suelos en función de sus propiedades físicas, químicas o mecánicas, para establecer una división sistemática, según similitud de caracteres físicos y propiedades mecánicas. Una adecuada clasificación permite una idea del comportamiento del suelo como cimiento de un pavimento. Los ensayos más utilizados que definen las principales propiedades de los suelos en carreteras son:

- Límites de Atterberg
- Análisis granulométrico
- Proctor estándar y modificado
- Determinación de la capacidad portante, mediante el índice de CBR

Para este proyecto se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg, proctor modificado y CBR, para clasificar el suelo de la subrasante y determinar sus propiedades físicas y mecánicas. Los resultados de dichas pruebas se muestran en los anexos.

2.1.10.1.1. Límites de Atterberg

Determinan el comportamiento y las propiedades de los suelos de granos finos, cuando estos entran en contacto con el agua. Cada uno se define por la variación de humedad que produce una consistencia determinada en el suelo, siendo estos: límite líquido, plástico, de contracción, de pegajosidad y de cohesión. Es importante determinar el límite líquido y plástico, ya que el suelo

en esos dos estados presenta una alta deformabilidad y una drástica reducción de su capacidad soporte. Estos dos límites están definidos de la siguiente manera.

- Límite líquido (LL): es el estado del suelo cuando se comporta como una pasta fluida. El procedimiento analítico para la determinación de este límite se basa en la norma AASHTO T-89 y T-90 teniendo como obligatoriedad hacerlo sobre una muestra preparada en húmedo. Consiste, básicamente, en determinar el contenido de agua necesario para que, a un determinado número de golpes (idealmente 25) en la copa de Casagrande, se cierre 1,27 centímetros a lo largo de una ranura formada en un suelo remoldado, cuya consistencia es la de una pasta.

A este nivel de contenido de humedad, el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso. Está expresado en porcentaje, con respecto al peso seco de la muestra utilizada para el ensayo. Las investigaciones muestran que el límite líquido aumenta a medida que el tamaño de los granos o partículas presentes en el suelo disminuyen.

- Límite plástico (LP): es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como un material no plástico de estado semisólido. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento y poseer una gran plasticidad. El ensayo se define como el contenido de agua expresado en porcentaje con relación del peso seco de la muestra, con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 milímetros (1/8 pulgadas) de diámetro al rodarse en la palma de la mano o sobre una superficie lisa. El proceso analítico para este ensayo se encuentra en la norma AASHTO T-90.

- Índice de plasticidad (IP): representa la variación de humedad que puede tener un suelo que se conserva en estado plástico. El índice de plasticidad depende, generalmente, de la cantidad de arcilla en el suelo. No es más que la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$$IP = LL - LP$$

Según Atterberg, cuando un suelo presenta un índice de plasticidad IP igual a cero, el suelo no es plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo posee baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

2.1.10.1.2. Análisis granulométrico

Determina las proporciones de los distintos tamaños de grano existentes en el suelo. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas, el procedimiento más expedito es el de tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos, el tamizado se hace cada vez más difícil, teniéndose entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación, siendo necesario el procedimiento de la granulometría por hidrómetro según norma AASHTO T-88.

El ensayo está regido por las normas AASHTO T-27, AASHTO T-11 y ASTM D6913-04. Existen varias formas y escalas para clasificar los suelos, entre ellas están: el Sistema de Clasificación Unificado (SCU), que por su carácter versátil y sencillo se emplea para todo tipo de obras de ingeniería, y el

sistema de clasificación de la AASHTO, uno de los más utilizados en carreteras. Los resultados del ensayo son luego representados en forma gráfica, obteniéndose con ello una curva de distribución granulométrica. Con la curva obtenida, se calculan los siguientes coeficientes:

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

Donde:

C_u = coeficiente de uniformidad

D_{60} = tamaño correspondiente al 60 %, obtenido de la curva

D_{10} = tamaño correspondiente al 10 %, obtenido de la curva

El coeficiente de uniformidad indica la variación del tamaño de los granos.

$$C_c = (D_{30})^2 / D_{60} * D_{10}$$

Donde:

C_c = coeficiente de curvatura o de graduación

D_{30} = tamaño correspondiente al 30 %, obtenido de la curva

El coeficiente de graduación indica una medida de la forma de la curva entre D_{60} y D_{10} . Los valores del coeficiente de uniformidad y el de graduación indican si se tiene un suelo bien graduado para que las partículas pequeñas llenen los espacios vacíos entre los granos de mayor tamaño durante la compactación.

2.1.10.1.3. Densidad máxima y humedad óptima (ensayo Proctor)

La masa de los suelos está formada por partículas sólidas y vacíos, estos vacíos pueden estar llenos de agua, de aire o de ambos a la vez. Si la masa de

un suelo se encuentra suelta, tiene mayor cantidad de vacíos, los que, conforme se someten a compactación, van reduciéndose hasta llegar a un mínimo, que es cuando la masa del suelo alcanza su menor volumen y su mayor peso, siendo esto conocido como densidad máxima. Para alcanzar la densidad máxima, es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada, la que se conoce como humedad óptima.

Cuando el suelo alcanza su máxima densidad tendrá mejores características, como:

- Se reduce el volumen de vacíos y la capacidad de absorber humedad
- Aumenta la capacidad del suelo para soportar mayores cargas

El ensayo de compactación consiste en tomar una cantidad de suelo, pasarlo por un determinado tamiz, añadirle agua y compactarlo en un molde cilíndrico, a través de tres o cinco capas, dependiendo del tipo de ensayo, con veinticinco golpes por capa con un martillo de compactación. Luego de compactada la muestra, esta es removida del molde y desbaratada nuevamente para obtener pequeñas porciones de suelo que servirán para determinar el contenido de humedad del suelo en ese momento. Se prepara otra muestra y se le agrega más agua que la anterior, tendiendo a obtener una muestra más húmeda y homogénea, y se procede a realizar nuevamente el proceso de compactación.

Esto se repite sucesivamente para obtener datos para la curva de densidad seca contra contenido de humedad. Dependiendo del número de puntos que se deseen en la curva, así será el número de moldes o probetas a compactar.

Para carreteras en Guatemala, es obligatorio el uso del ensayo Proctor modificado, descrito en la norma AASHTO T-180. Para este ensayo se utiliza un martillo de compactación de caída controlada, cuyo peso es de 10 libras y el número de capas a compactar son cinco. Este ensayo tiene ventaja sobre el Proctor estándar en cuanto a un mejor acomodamiento de las partículas que forman la masa de un suelo, reduciendo su volumen y aumentando la densidad.

2.1.10.1.4. Ensayo de razón soporte California (CBR)

Fue creado como una forma de clasificación de la capacidad de un suelo, para ser utilizado como subrasante o material de base en la construcción de carreteras. Mide la resistencia al corte de un suelo, bajo condiciones de humedad y densidad controladas.

El índice de CBR es la relación de la carga unitaria (en libras por pulgada cuadrada) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón de penetración (con área de 19,4 cm²) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas, con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado. El CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón y se expresa de la siguiente manera:

$$\text{CBR} = (\text{carga unitaria del ensayo} / \text{carga unitaria patrón}) * 100$$

El número de CBR se basa usualmente en la relación de carga para una penetración de 2,5 mm, pero, si el valor de CBR a una penetración de 5 mm es mayor, se repite el ensayo. Si al repetirse produce nuevamente un valor de CBR mayor, se debe aceptar este último valor como el valor final del ensayo.

Se utilizan 3 cilindros que 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), el porcentaje de CBR y el porcentaje de expansión. El procedimiento analítico se rige por la norma AASHTO T-193. En la tabla IX se presenta la clasificación y usos para el suelo estudiado en función del número de CBR que resulta del ensayo.

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

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

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelo en ingeniería civil*. p. 86.

2.1.10.1.5. Análisis de resultados

De los ensayos realizados, se determinó que el suelo estudiado tiene las siguientes características:

Descripción del suelo: arena limosa color café oscuro

Clasificación SCU: SM

Clasificación PRA: A-2-4

Límite líquido: no presentó

Índice plástico: no presentó (material no plástico)

Densidad seca máxima γ_d : 1 560,35 kg/m³ (97,40 lb/pie³)

Humedad óptima: 20,40 %

CBR: al 95 % de compactación se sitúa en el valor de 40.

De acuerdo a los resultados mostrados, y con base en las *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*, de la Dirección General de Caminos, en la sección 304,03, que detalla los requisitos para material de subbase o base granular, debe tener un valor soporte CBR determinado por AASHTO T-193, mínimo de 40 para subbase y de 70 para la base, efectuado sobre una muestra saturada, a 95 % de compactación determinada por el método AASHTO T-180. Por lo cual se concluye que el material de la subrasante del proyecto cumple las especificaciones para funcionar como un material de subbase.

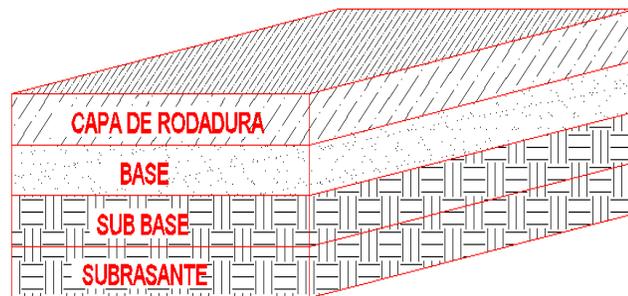
De igual manera, en base a la tabla VIII de la clasificación del suelo en el sistema unificado SM y un valor de 40 quedando entre el rango de 20 a 50, su clasificación general es buena y es apto para una subbase.

2.1.11. Pavimentos

Es toda estructura que descansa sobre el terreno de fundación o subrasante, formado por las diferentes capas que lo constituyen, las cuales son subbase, base y carpeta de rodadura. Tiene el objetivo de distribuir y transmitir adecuadamente las cargas generadas por el tránsito, de tal forma que las capas inferiores no se deformen de manera inadmisibles, al menos durante el período de diseño adoptado y bajo cualquier condición meteorológica. Además de sus características de resistencia, el pavimento debe poseer propiedades que garanticen la seguridad y comodidad de los usuarios de forma duradera.

El funcionamiento de los pavimentos apoyados continuamente sobre el suelo está estrechamente ligado a las propiedades del mismo, por lo tanto, el diseño de estos pavimentos está íntimamente ligado a los principios y procedimientos de la mecánica de suelos. En la figura 14 se muestra la distribución de las capas que componen un pavimento.

Figura 14. **Elementos estructurales de un pavimento**



Fuente: RALAC IXCOY, Rodolfo Florentin. *Diseño del edificio de dos niveles para el Instituto de Educación Básica y pavimento rígido para la aldea Utzumazate, Barberena, Santa Rosa.* p. 128.

2.1.11.1. Elementos estructurales de un pavimento

A continuación se presenta una breve descripción de cada una de las capas que conforman un pavimento y los requisitos que deben cumplir según la Dirección General de Caminos.

2.1.11.1.1. Subrasante

También llamada terreno de fundación, es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad tal que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Su función es servir de soporte para el pavimento después de ser

estabilizada, homogenizada y compactada. Dependiendo de sus características puede soportar directamente la capa de rodadura de un pavimento, o bien funcionar como subbase o base. También evita que los materiales finos plásticos que formen el cuerpo del terraplén contaminen el pavimento.

Para este proyecto se efectuará el reacondicionamiento de la subrasante existente, realizando las tareas de escarificar, homogeneizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar la subrasante, efectuando cortes y rellenos con un espesor no mayor de 200 milímetros, como lo estipula la Dirección General de Caminos en la sección 301,03 d.

Requisitos para el material de subrasante:

- Compactación y valor soporte: la subrasante reacondicionada debe ser compactada en su totalidad con un contenido de humedad dentro de un rango de ± 3 % de la humedad óptima, hasta lograr el 95 % de compactación respecto a la densidad máxima, según AASHTO T-180, como se indica en la sección 301,03 (f). El material debe tener un CBR de acuerdo con AASHTO T-193, mínimo del 5 %, efectuado sobre muestras saturadas a 95 % de compactación, AASHTO T-180 y deberá tener una expansión máxima del 3 % de acuerdo con AASHTO T-193.
- Graduación: suelos de preferencia granulares con menos de 3 % de hinchamiento de acuerdo con el ensayo AASHTO T-193.
- Plasticidad: para el caso de subrasantes arcillosas con un límite líquido superior al 45 % y un índice plástico superior al 15 %, se requerirá su compactación a una densidad del 90 % respecto a la densidad máxima, AASHTO T-180, con un contenido de humedad mayor, por lo menos en

un 3 %, que su correspondiente humedad óptima, siempre que no exceda en más de un 4 % al valor correspondiente a su límite plástico.

2.1.11.1.2. Subbase

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 las capas superiores, de tal manera que el suelo de la subrasante las pueda soportar. Si las condiciones de la subrasante son las adecuadas, esta puede funcionar como una subbase.

Entre las principales funciones de la subbase se encuentran:

- Transmitir y distribuir las cargas provenientes de la base o carpeta de rodadura.
- Servir de material de transición entre la subrasante y la base, así como elemento aislador, previniendo la contaminación de la base cuando la subrasante contenga materiales muy plásticos.
- Controlar la ascensión capilar del agua proveniente de la subrasante y drenar el agua proveniente de la base hacia las cunetas. Es importante que la subbase y la base, en su sección transversal, sean interceptadas por las cunetas, para que estas drenen fácilmente el agua que aquellas elimina.
- Controlar o eliminar en lo posible, los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante.

La subbase puede tener un espesor compactado variable por tramos, de acuerdo con las condiciones y características de los suelos existentes en la subrasante, pero en ningún caso dicho espesor debe ser menor de 100 milímetros ni mayor de 700 milímetros.

La capa de subbase común, debe estar constituida por materiales de tipo granular en su estado natural o mezclados que formen y produzcan un material que llene los requisitos siguientes:

- Valor soporte: el material debe tener un CBR de acuerdo con AASHTO T-193, mínimo de 30, efectuado sobre muestras saturadas a 95 % de compactación, AASHTO T-180.
- Piedras grandes y exceso de finos: el tamaño máximo de las piedras que contenga el material de subbase, no debe exceder de 70 milímetros ni exceder de $\frac{1}{2}$ espesor de la capa. El material de subbase no debe tener más del 50 % en peso, de partículas que pasen el tamiz 0,425 milímetros, ni más del 25 % en peso de partículas que pasen el tamiz 0,075 milímetros.
- Plasticidad: la porción que pasa 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 35, determinados ambos, sobre muestra preparada en húmedo, AASHTO T-146. Cuando las disposiciones lo indiquen expresamente, el índice de plasticidad puede ser más alto, pero en ningún caso mayor de 8.
- Equivalente de arena: no debe ser menor de 25, determinado por el método AASHTO T-176.

Existen dos tipos principales de subbase según sus componentes:

- Subbase granular: es la capa formada por la combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural, clasificados o con trituración parcial. El principal requisito para una base granular es tener un CBR determinado por el método AASHTO T-193, mínimo de 40 para la subbase, efectuado sobre una muestra saturada, a 95 % de compactación determinada por el método AASHTO T-180 y un hinchamiento máximo de 0,5 % en el ensayo efectuado según AASHTO T-193. Su espesor no debe ser mayor de 300 milímetros ni menor de 100 milímetros.
- Subbase de grava o piedra trituradas: es la capa formada por la combinación de piedra o grava trituradas, combinadas con material de relleno. El principal requisito para una base triturada es tener un CBR determinado por el método AASHTO T-193, mínimo de 50 para la subbase, efectuado sobre una muestra saturada, a 95 % de compactación determinada por el método AASHTO T-180 y un hinchamiento máximo de 0,5 % en el ensayo efectuado según AASHTO T-193. El espesor de la capa a tenderse, no debe ser mayor de 300 milímetros ni menor de 100 milímetros.

2.1.11.1.3. Base

Constituye la capa intermedia entre la capa de rodamiento y la subbase. Esta capa permite reducir los espesores de carpeta, dada su función estructural importante al reducir los esfuerzos cortantes que se transmite hacia las capas inferiores. Además, cumple una función drenante del agua atrapada dentro del cuerpo del pavimento.

Estas bases pueden ser de materiales granulares tales como piedra o grava triturada, de arena y grava, de mezcla o estabilizaciones mecánicas de suelos y agregados, o bien suelo-cemento o estabilización con cal, e inclusive de productos bituminosos y agregados pétreos. Entre las principales funciones de la base se encuentran:

- Prevenir el bombeo
- Ayudar a controlar los cambios de volumen (hinchamiento y retracción) en suelos de las capas inferiores susceptibles a sufrir este tipo de cambios.
- Proporcionar una superficie uniforme para el soporte de la carpeta de rodadura.
- Aumentar la capacidad estructural del pavimento.

Por la importancia que tiene la base en los pavimentos, se detallan a continuación los requisitos para los materiales de algunas bases típicas.

- Base granular: es la capa formada por la combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural, clasificados o con trituración parcial para constituir una base integrante de un pavimento. El espesor de la capa a tenderse, no debe ser mayor de 300 milímetros ni menor de 100 milímetros. Los requisitos para el material de base granular son los siguientes:
 - Valor soporte: debe tener un CBR determinado por el método AASHTO T-193, mínimo de 40 para la subbase y de 70 para la

base, efectuado sobre una muestra saturada, a 95 % de compactación determinada por el método AASHTO T-180 y un hinchamiento máximo de 0,5 % en el ensayo efectuado según AASHTO T-193.

- Abrasión: la porción de agregado retenida en el tamiz 4,75 milímetros (núm. 4), no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión determinado por el método AASHTO T-96, mayor de 50 a 500 revoluciones.
- Partículas planas y alargadas: no más del 25 % en peso del material retenido en el tamiz 4,75 milímetros (núm. 4), pueden ser partículas planas o alargadas, con una longitud mayor de cinco veces el espesor promedio de dichas partículas.
- Graduación: el material para capa de subbase o base granular debe llenar los requisitos de graduación, determinada por los métodos AASHTO T-27 y AASHTO T-11, para el tipo que se indique en las disposiciones especiales, de los que se estipulan en la tabla X.

Tabla X. **Tipos de graduación y requisitos para material de subbase y base granular**

Standard mm	Tamiz N°	Porcentaje por peso que pasa un tamiz de abertura cuadrada (AASHTO T 27)					
		TIPO "A" (Sub-base) 50 mm (2") máximo	TIPO "A" (Base) 50 mm (2") máximo		TIPO "B" (Sub-base y Base) 38.1 mm (1 ½") máximo		TIPO "C" (Sub-base y Base) 25 mm (1") máximo
		A-1	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
50.0	2"	100	100	100			
38.1	1 ½"	-	-	-	100	100	
25.0	1"	60-90	65-90	60-85	-	-	100
19.0	¾"	-	-	-	60-90	-	-
9.5	⅜"	-	-	-	-	-	50-85
4.75	N° 4	20-60	25-60	20-50	30-60	20-50	35-65
2.00	N° 10	-	-	-	-	-	25-50
0.425	N° 40	-	-	-	-	-	12-30
0.075	N° 200	3-12	3-12	3-10	5-15	3-10	5-15

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. p. 304-2.

- Plasticidad y cohesión: el material de la capa de subbase o base granular, en el momento de ser colocado en la carretera, no debe tener en la fracción que pasa el tamiz 0,425 milímetros (núm. 40), incluyendo el material de relleno, un índice de plasticidad mayor de 6 para la subbase y la base, determinado por el método AASHTO T-90, ni un límite líquido mayor de 35 para la subbase y de 30 para la base, según AASHTO T-89, determinados ambos sobre muestra preparada en húmedo de conformidad con AASHTO T-146.
- Equivalente de arena: no debe ser menor de 30 tanto para subbase como para base, según AASHTO T-176.

- Base de gravas o piedras trituradas: es la capa formada por la combinación de piedra o grava trituradas, combinadas con material de relleno. El espesor de la capa a tenderse, no debe ser mayor de 300 milímetros ni menor de 100 milímetros. Los requisitos para el material de base de gravas son los siguientes:
 - Valor soporte: debe tener un CBR determinado por AASHTO T-193, mínimo de 50 para la subbase y de 90 para la base, efectuado sobre muestra saturada, a 95 % de compactación determinada por el método AASHTO T-180 y un hinchamiento máximo de 0,5 % en el ensayo efectuado según AASHTO T-193.
 - Abrasión: la porción de agregado retenida en el tamiza 4,75 milímetros (núm. 4), no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión determinado por el método AASHTO T-96, mayor de 50 a 500 revoluciones.
 - Graduación: el material para la capa de subbase o base trituradas debe llenar los requisitos de graduación, determinada por los métodos AASHTO T-27 y AASHTO T-11, para el tipo que se indique en las disposiciones especiales, de los que se estipulan en la tabla XI.

Tabla XI. **Tipos de graduación y requisitos para material de subbase y base triturada**

Estándar mm	Tamiz N°	Porcentaje por peso que pasa un tamiz de abertura cuadrada (AASHTO T 27)		
		TIPO "A" 50 mm (2") máximo	TIPO "B" 38.1 mm (1 ½") máximo	TIPO "C" 25 mm (1") máximo
50.0	2"	100		
38.1	1 ½"	-	100	
25.0	1"	65-90	70-100	100
19.0	¾"	-	60-90	70-100
9.5	⅜"	-	45-75	-
4.75	N° 4	25-60	30-60	35-65
2.00	N° 10	-	20-50	-
0.425	N° 40	10-30	10-30	12-30
0.075	N° 200	3-12	5-15	5-15

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. p. 305-2

- Plasticidad y cohesión: el material de subbase o base trituradas, en el momento de ser colocado en la carretera, no debe tener en la fracción que pasa el tamiz 0,425 (núm. 40), incluyendo el material de relleno, un índice de plasticidad, AASHTO T-89, mayor de 6 para la subbase ni mayor de 3 para la base, ni un límite líquido, AASHTO T-89, mayor de 35 para la subbase ni mayor de 30 para la base, determinados ambos sobre muestra preparada en húmedo, AASHTO T-146. Cuando las disposiciones especiales lo indiquen expresamente, el índice de plasticidad para la base puede ser más alto, pero en ningún caso mayor de 6.

- Equivalente de arena: no debe ser menor de 40, tanto para la subbase como para la base trituradas, determinado según AASHTO T-176.

2.1.11.1.4. Carpeta de rodadura

Es la capa sobre la cual se aplican directamente las cargas del tránsito. Se coloca encima de la base cuando es un pavimento flexible y en ocasiones sobre la subbase cuando es un pavimento rígido. Está formada por una mezcla bituminosa, si el pavimento es flexible, o por una losa de concreto hidráulico de cemento Portland, si es pavimento rígido, o por adoquines, si es el caso de un pavimento semiflexible articulado.

Su función primordial será proteger la base impermeabilizando la superficie, para evitar así posibles infiltraciones del agua de lluvia que podrían saturar parcial o totalmente las capas inferiores. Además, evita que se desgaste o se desintegre la base a causa del tránsito de los vehículos. Asimismo, la capa de rodadura contribuye, en cierto modo, a aumentar la capacidad soporte del pavimento, especialmente si su espesor es apreciable (mayor de 3 pulgadas).

2.1.11.2. Tipos de pavimentos

Atendiendo a la forma de cómo se distribuyen las cargas sobre la subrasante y el material con que se forma la carpeta de rodadura, se definen dos tipos de pavimento: rígidos y flexibles.

2.1.11.2.1. Pavimentos flexibles

Este tipo de pavimentos están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la subbase. No obstante, puede prescindirse de cualquiera de estas capas dependiendo de las necesidades de cada obra, así como por la calidad que estas tengan. Los materiales bituminosos empleados en la construcción de pavimentos son por lo

general el asfalto y el alquitrán. Los pavimentos flexibles elaborados a partir de la mezcla de áridos y cemento asfáltico resultan más económicos en su construcción inicial, tienen un período de vida de entre 10 y 20 años, pero tienen la desventaja de requerir mantenimiento constante para cumplir con su vida útil.

2.1.11.2.2. Pavimentos rígidos

Están constituidos por losas de concreto, las cuales, debido a su consistencia y alto módulo de elasticidad, utilizan la acción de viga para distribuir la carga en un área de suelo relativamente grande. En este tipo de pavimento, la mayor parte de la capacidad estructural es proporcionada por la losa de concreto. Los pavimentos rígidos consisten en una mezcla de cemento Portland, arena de río, agregado grueso y agua, tendida en una sola capa. Pueden o no incluir, según la necesidad o calidad de los materiales, la capa de subbase y base que al aplicarles cargas rodantes no se deflecten perceptiblemente. Al unir todos los elementos antes mencionados, constituyen una losa de concreto de espesor, longitud y ancho variables.

Los pavimentos de concreto hidráulico están sujetos a esfuerzos abrasivos causados por las llantas de los vehículos, a esfuerzos directos de compresión y corte causados por las cargas de las ruedas, a esfuerzos de compresión y tensión que resultan de la deflexión de las losas bajo las cargas de las ruedas, a esfuerzos de compresión y tensión causados por la expansión y contracción del concreto debido a cambios de temperatura.

Existen diferentes tipos de pavimentos rígidos, a continuación se da una breve descripción de cada uno de ellos.

- Pavimentos de concreto simple: se construyen sin acero de refuerzo o varillas de transferencia de carga en las juntas. Dicha transferencia se logra a través de la trabazón entre los agregados de las caras agrietadas de las losas contiguas. Para que la transferencia de carga sea efectiva, es preciso disponer espaciamientos de corta longitud entre las juntas.
- Pavimentos de concreto simple con varillas de transferencia de carga: también llamados pasadores o dovelas, se construyen sin acero de refuerzo; sin embargo, en ellos se disponen varillas lisas en cada junta de construcción, las cuales actúan como dispositivos de transferencia de carga.
- Pavimentos reforzados: contienen acero de refuerzo y pasadores en las juntas de construcción. Estos pavimentos se construyen con separaciones entre juntas superiores a las utilizadas en pavimentos convencionales. Debido a ello es posible que entre las juntas se produzcan una o más fisuras transversales, las cuales se mantienen prácticamente cerradas a causa del acero de refuerzo, lográndose una excelente transferencia de carga a través de ellas.
- Pavimentos de refuerzo continuo: se construyen sin juntas de construcción. Debido a su relativamente pesado y continuo refuerzo en dirección longitudinal, estos pavimentos desarrollan fisuras transversales a intervalos muy cortos. Sin embargo, por la presencia del refuerzo, se desarrolla un alto grado de transferencia de carga en las fisuras.

2.1.12. Métodos de diseño de pavimentos rígidos

Existen diversos métodos de diseño de pavimentos que se pueden clasificar en dos categorías: analíticos y empíricos. Los métodos analíticos se basan en la formulación de hipótesis previas, para posteriormente abordar cálculos de las tensiones y deformaciones producidas por las cargas del tránsito y por las variaciones térmicas y climáticas, comparando los resultados obtenidos con los admisibles en cada caso.

Los métodos empíricos proporcionan, para cada combinación posible de los factores básicos de dimensionamiento, soluciones que se han obtenido por acumulación de experiencias, sobre el comportamiento normal de los pavimentos, en tramos con tránsito real, tramos experimentales con tránsito especial o pistas de ensayos.

Entre los métodos empíricos está el de AASHTO 93, en el tipo semianalíticos se encuentra el de la PCA y del tipo empíricoanalíticos se encuentra el de AASTHO ME 2008.

2.1.12.1. Método AASHTO 93

Para calcular el espesor de la carpeta de rodadura, la fórmula de diseño del método AASTHO es la siguiente:

Figura 15. **Fórmula de diseño del método AASHTO 93**

$$\text{Log}_{10} W_{82} = Z_r S_0 + 7.35 \text{Log}_{10} (D + 25.4) - 10.39 + \frac{\text{Log}_{10} \left(\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5 - 1.5} \right)}{1.25 \times 10^{19}} + (4.22 - 0.32P_t) \times \text{Log}_{10} \left(\frac{M_r C_{dx} (0.09D^{0.75} - 1.132)}{1.51 \times J \left(0.09D^{0.75} - \frac{7.38}{(E_c/k)^{0.25}} \right)} \right)$$

Fuente: USAID-SIECA. *Manual centroamericano para diseño de pavimentos*. p. 51.

En donde:

- W_{82} = número previsto de ejes equivalente de 8,2 toneladas métricas, equivalente a 18 000 libras o 82 kN.
- Z_r = desviación normal estándar.
- S_0 = error estándar combinado en la predicción del tránsito y en la variación del comportamiento esperado del pavimento.
- D = espesor de pavimento de concreto, en milímetros.
- ΔPSI = diferencia entre los índices de servicio inicial y final.
- P_t = índice de serviciabilidad o servicio final.
- M_r = resistencia media del concreto (en megapascales) a flexotracción a los 28 días (método de carga en los tercios de la luz).
- C_{dx} = coeficiente de transmisión de cargas en las juntas.
- E_c = módulo de elasticidad del concreto, en megapascales.
- k = módulo de reacción, dado en megapascales sobre metro de la superficie (base, subbase o subrasante) en la que se apoya el pavimento de concreto.

El procedimiento de diseño normal es suponer un espesor de pavimento e iniciar a realizar tanteos, con el espesor supuesto calcular los ejes equivalentes y posteriormente evaluar todos los factores adicionales de diseño, si se cumple el equilibrio en la ecuación, el espesor supuesto es el resultado del problema. En caso de no haber equilibrio en la ecuación se deberán seguir haciendo tanteos, tomando como valor el resultado del tanteo anterior.

2.1.12.2. Método PCA

Para el dimensionamiento del espesor de losas de un pavimento rígido la Portland Cement Association (PCA) ha elaborado dos métodos para el cálculo del espesor de pavimentos rígidos, el método de capacidad y el método simplificado.

- Método de capacidad: es el procedimiento de diseño aplicado cuando hay posibilidades de obtener datos de distribución de carga por eje de tránsito. Este método asume datos detallados por carga por eje, que son obtenidos de estaciones representativas.
- Método simplificado: es aplicado cuando no es posible obtener datos de carga por eje y se utilizan tablas basadas en distribución compuesta de tráfico clasificado en diferentes categorías de carreteras y tipos de calles. Las tablas de diseño están calculadas para una vida útil proyectada del pavimento de veinte años y se basan solamente en el tránsito estimado en la vía.

El método simplificado utiliza datos de tabla para cuatro categorías de tránsito, que se muestran en la tabla XII. Estas están diseñadas para un período de diseño de 20 años. Además, el método simplificado de la PCA permite el uso

o no, de hombros o bordillos de concreto. El uso de hombros o bordillos es recomendable por el hecho de ser útil en reparación o prevención de accidentes en la carretera, además de reducir el espesor de la losa en algunos casos. La función del bordillo es servir como viga lateral para aumentar la resistencia del concreto a esfuerzos de flexión, disminuyendo grandemente el efecto de la tensión en el concreto.

Para el diseño del presente proyecto, no fue posible obtener un conteo de tránsito, por lo que se utilizó el método simplificado y las tablas con las categorías de carga por eje.

2.1.13. Diseño por método simplificado PCA

A continuación se describen brevemente cada uno de los factores utilizados por el método simplificado.

2.1.13.1. Factores de diseño

El espesor de diseño del pavimento de concreto es determinado principalmente con base en los siguientes factores de diseño.

2.1.13.1.1. Módulo de ruptura del concreto (MR)

La flexión de un pavimento de concreto bajo cargas de eje produce tanto esfuerzo de flexión como de compresión. Sin embargo, la relación de esfuerzos compresivos a resistencia a la compresión es bastante pequeña como para influenciar el diseño del espesor de la losa. En cambio, los promedios de esfuerzos de flexión y de las fuerzas de flexión son mucho mayores y por eso

es utilizado este parámetro para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos.

La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (MR), el cual está definido con el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto. La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión será dentro del 11 al 23 % del esfuerzo de compresión. En concretos de 3 000 a 4 000 PSI la relación es del orden del 15 %.

El proceso para determinar el módulo de ruptura será llevado a cabo según la Norma ASTM C-78. El resultado del ensayo a los veintiocho días es comúnmente usado para el diseño de espesores de autopistas y calles; por lo que es recomendado utilizar las porciones superiores de las tablas de diseño, con resistencias a la flexión en el rango de 600 a 650 PSI.

2.1.13.1.2. Módulo de reacción de la subrasante (k)

El soporte de la subrasante y de la base está definido según la teoría de Westergard de reacción del suelo k. Este es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada en un área cargada, dividida entre la deflexión, en pulgadas, para dicha carga. El valor de k está expresado en libras por pulgada cuadrada por pulgada (PSI-pulgadas).

El valor de k indica la característica de resistencia que implica elasticidad del suelo. Esta propiedad del suelo es muy importante en el diseño de pavimentos, y es determinada por pruebas de placa directa. Teniendo en cuenta que estas pruebas son complejas y costosas, el valor k se estima

generalmente por correlación con pruebas más sencillas como el CBR o el ensayo del estabilómetro de Hveem. Este procedimiento es válido puesto que no es necesario el conocimiento del valor exacto del módulo k, ya que variaciones no muy grandes de él prácticamente no afectan los espesores necesarios de pavimento.

El uso de una capa de subbase no resulta económico si lo único que se pretende es incrementar el valor de k. Cuando se requiere la colocación de dicha capa, principalmente para prevenir el fenómeno del bombeo, se obtiene un aumento en el valor de k, el cual debe aprovecharse en el diseño estructural. Existen tablas que muestran el incremento que se ha de esperar en el módulo si se coloca una subbase granular y el que se logra con una subbase tratada con cemento.

2.1.13.1.3. Tráfico y cargas de diseño

El factor más importante en el diseño de espesores de pavimento es el número y peso de las cargas por eje. Este es derivado de las estimaciones del tránsito promedio diario (TPD) y del tránsito promedio diario de camiones (TPDC) en ambas direcciones. El TPDC puede ser expresado como un porcentaje del TPD. El tránsito servirá para dos propósitos principales, uno de ellos es catalogar la vía a través de la tabla XII y el otro localizar el número de vehículos y tipo.

El TPDC incluye solamente camiones de seis llantas o más y unidades simples o combinadas de tres ejes o más. No se incluyen paneles, picops o algún otro camión de dos ejes y cuatro llantas. El número permisible de camiones pesados por día de todo tipo tiene que ser mayor que el TPDC

arbitrario, por lo menos en el doble para autopistas y el triple para calles y carreteras secundarias.

2.1.13.1.4. Tipos de juntas

En las losas de un pavimento rígido se presentan diversas clases de esfuerzos. Los más elevados son los generados por la circulación de los vehículos sobre ellas, los cuales se controlan con el correcto diseño del espesor de las losas. Otros se generan debido a los movimientos de contracción o expansión del concreto y a las diferencias de temperatura o humedad, entre la superficie y el apoyo de la losa.

Los análisis de los esfuerzos generados en las losas por cargas colocadas en diferentes posiciones han demostrado que estos son mayores en las cercanías de los bordes de las losas y, aún más, en sus esquinas, de lo cual se concluye que las juntas inducen en el pavimento rígido zonas de debilidad relativa, por lo que, en su concepción se deben diseñar los mecanismos o tomar las precauciones necesarias para mantener su integridad estructural. Las juntas en los pavimentos de concreto son necesarias por las siguientes razones:

- Requisitos de construcción
- Retracción del concreto
- Dilatación térmica
- Aparición de fisuras por alabeo

Las principales funciones que debe cumplir una junta son:

- Localización adecuada, de tal manera que controle eficazmente el agrietamiento potencial causado por cualquiera de los factores descritos.

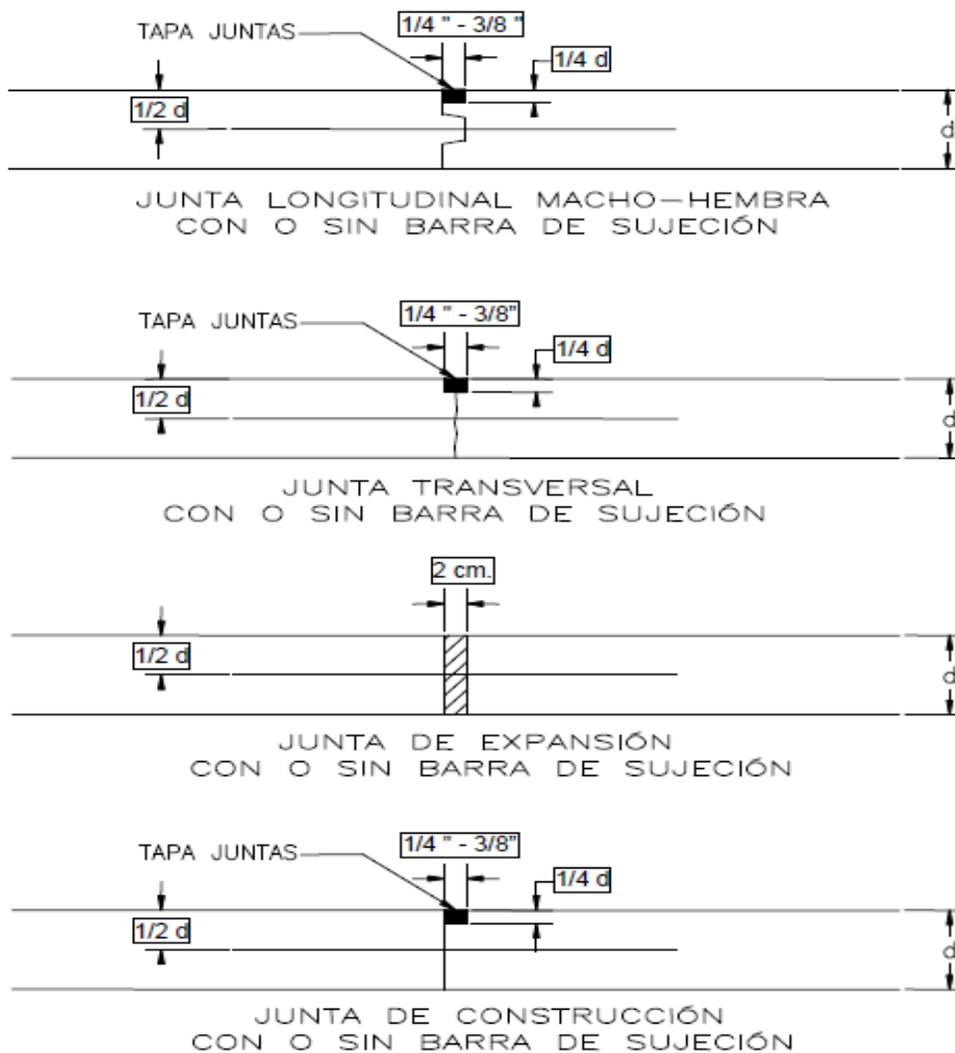
- Transmisión adecuada de las cargas a la losa adyacente, con el fin de evitar fallas por deformaciones excesivas o pérdida en la calidad del rodamiento.
- Protección adecuada de la subrasante contra el agua. La junta debe ser impermeable, de tal manera que el agua no pueda infiltrarse a través de ella.

Los mayores esfuerzos en las losas de concreto, generados por la circulación de vehículos, se presentan en las esquinas; pero los más frecuentes y los que generalmente controlan el diseño del espesor son los de borde. Esto obliga a dotar a las juntas, especialmente a las transversales, de mecanismos de transmisión de cargas, de una losa a otra, para que se desarrollen esfuerzos con magnitud similar a los generados por las cargas colocadas en el centro de las losas. Entre estos mecanismos de transmisión de cargas están:

- Pasadores: son barras de acero liso, que conectan entre sí las losas separadas por juntas. Este tipo de mecanismo transmite tanto fuerzas de cizalladura como momento flector, pero debe permitir el libre movimiento horizontal de las losas, por lo cual, al menos una mitad del pasador debe engrasarse, a fin de evitar su adherencia con el concreto que lo rodea.
- Trabazón de agregados: cuando se produce la ruptura de la sección del pavimento debido a una reducción en el espesor de la losa, por hendidura sobre el concreto fresco, o por una fisura espontánea, se presenta transmisión de cargas entre los tramos de losa o las losas vecinas, debido a la trabazón de agregados, siempre y cuando la fisura no tenga un ancho superior a un milímetro. Este mecanismo de transmisión de cargas es adecuado en pavimentos que cumplan

simultáneamente con los requisitos siguientes: la longitud de las losas sea menor que cinco metros y su soporte no sea susceptible de ser sometido al fenómeno de bombeo.

Figura 16. Tipos de juntas



Fuente: CHACÓN VALDEZ, Henry Ernesto. *Diseño de pavimento rígido de la calzada principal de acceso al municipio de El Progreso y ampliación del sistema de agua potable de la Aldea El Ovejero del municipio de El Progreso*. p. 38.

Los diferentes tipos de juntas se muestran en la figura 16 y se describen a continuación.

- Juntas longitudinales: su objetivo básico es el de controlar las fisuras que se puedan presentar en los pavimentos cuando se construyen con anchos superiores a los cinco metros. Por lo general, dividen los carriles y determinan el ancho del carril. Estas juntas tienden a ser normalmente de construcción. La transmisión de cargas se hace, en estos casos, por trabazón de agregados y es usual colocar barras de anclaje que mantengan unidas las caras de las juntas y garanticen su eficiencia. La profundidad de la ranura superior de esta junta debe ser igual a $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa. La separación máxima entre juntas es 12,5 pies (3,81 metros) que determina el ancho del carril.
- Juntas transversales: se realizan con el fin de controlar la fisuración del concreto por contracción y alabeo; por lo tanto, el espaciamiento entre ellas debe ser menor de 6 metros. Se ha demostrado que cuando la separación se aproxima a 4,5 metros, permiten controlar prácticamente todas las fisuras y el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de servicio es mejor. La profundidad de la ranura superior de esta junta debe ser $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa.
- Juntas de expansión: estas son necesarias cuando existen estructuras adyacentes fijas, tales como puentes, aceras, alcantarillas, entre otros. Donde sea necesario este tipo de junta, se dejará una separación de 2 centímetros. Se construyen para disminuir las tensiones cuando el concreto se expande. Se colocan obligadamente frente a estructuras existentes y en intersecciones irregulares.

- Juntas de construcción: se construyen cuando hay una interrupción no mayor de treinta minutos en la colocación del concreto. Son del tipo pasadores o dovelas, es decir llevan barras de acero o material adecuado para formar tabiques, de modo que se forme una cara vertical con una traba apropiada.

Las dovelas o pasajuntas se utilizan normalmente en juntas transversales de construcción, contracción y expansión. Fueron diseñadas para la transmisión de carga de una losa hacia la siguiente. La junta tipo dovela se logra haciendo un detalle macho-hembra en el concreto en el sentido longitudinal. Este detalle requiere más trabajo, pero garantiza una disminución en el espesor de la losa.

2.1.13.2. Secuencia de diseño para el método simplificado PCA

El diseño final del pavimento rígido, según el método simplificado PCA se resume en los siguientes pasos:

- Determinar la categoría de la carretera.

Para ello es necesario obtener la información del tránsito promedio diario de vehículos. La tabla XII muestra las diferentes categorías de carreteras según el tráfico. Para el presente proyecto se tomó como parámetro la entrada que actualmente se utiliza, donde se consideraron más de 300 vehículos diarios para 20 años, de los cuales se estimó un porcentaje del 3 % para el TPDC en ambas direcciones, lo que resulta en un TPDC de 9, siendo este el número de camiones pesados que pasan en el día. Con base en lo anterior, se definió la carretera como categoría 1, que corresponde a calles residenciales, carreteras rurales y secundarias.

Tabla XII. **Clasificación de vehículos por categoría de cargas por eje**

Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	%	TPDC por día	Sencillo	Tandem
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a Medio).	200 a 800	1 A 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 A 10	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio) supercarreteras interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 para 2 carriles, 3000 a 5000 Para 4 carriles o más	8 A 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 para 2 carriles, 3000 a 15000 para 4 carriles o más.	8 A 30	de 1500 a 8000	34	60

Fuente: MONTEJO FONSECA, Alfonso. *Ingeniería de pavimentos*. p. 345.

- Determinar el tipo de junta para el pavimento

El espacio entre juntas longitudinales no debe exceder de 12,5 pies (3,81 metros). Las juntas transversales deben ir a un espacio de intervalo regular de 15 pies (4,6 metros) o menos, a excepción de aquellos casos en que la experiencia local indique un espaciamiento más largo. Para este proyecto se definieron juntas transversales a cada 3 metros y la junta longitudinal a cada 2,75 metros, que es la que define el ancho del carril. El tipo de junta a utilizar será del tipo trabazón de agregados.

- Determinar si la carretera lleva hombros o bordillo

El pavimento a construir no contará con hombros de concreto ni bordillo integrado debido al espacio reducido para la sección típica en el lugar, por lo tanto, en el diseño se utilizarán los datos del lado izquierdo de la tabla XVI.

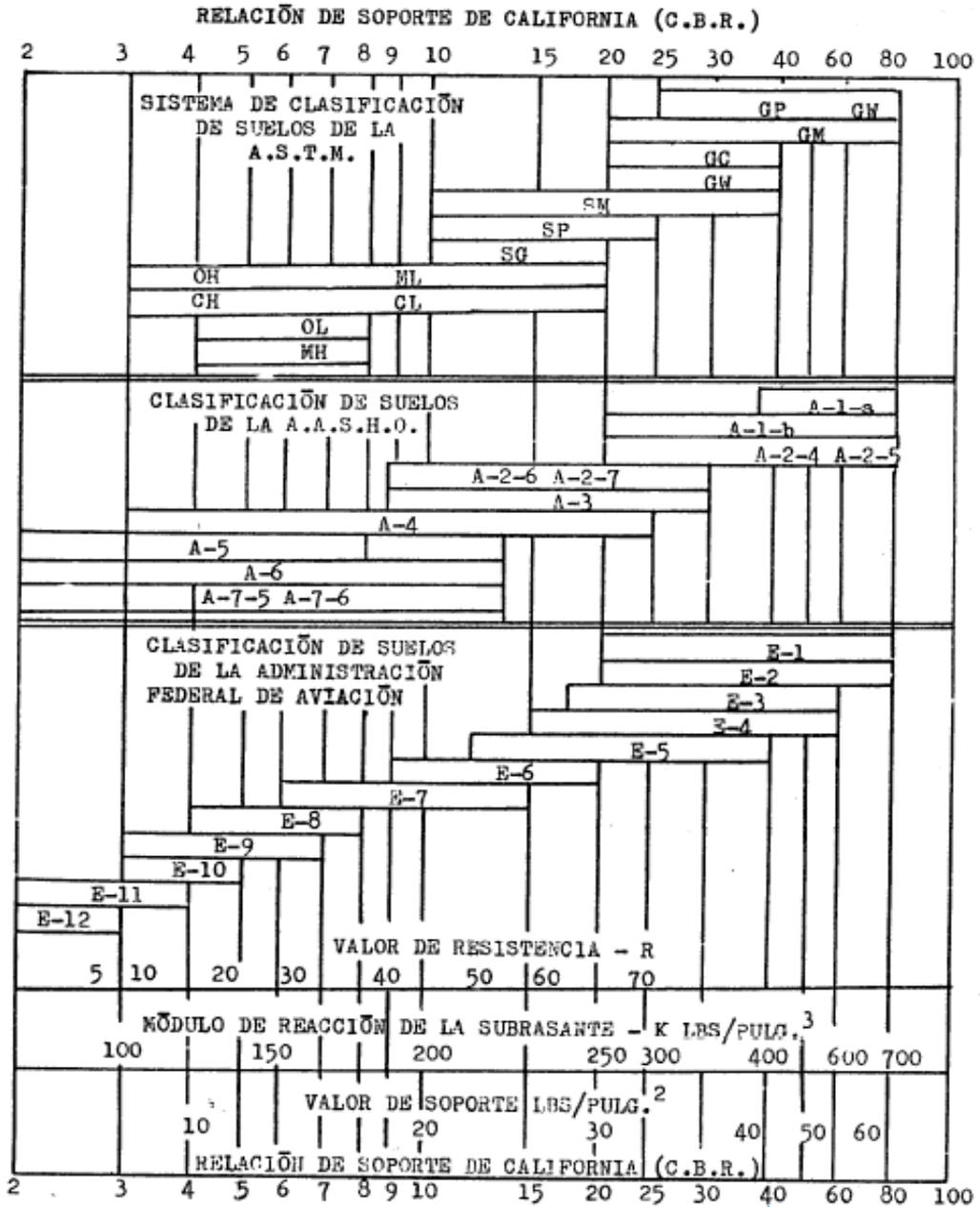
- Determinar el módulo de ruptura del concreto

El módulo se estima como el 15 por ciento de la resistencia del concreto a compresión de 4 000 PSI a utilizar, el cual resulta en un módulo de ruptura de 600 PSI.

- Determinar el módulo de reacción (k) de la subrasante

Se determina de acuerdo al resultado del ensayo de CBR de la subrasante y por medio de una correlación, en la figura 17 se localiza su valor aproximado. Para este proyecto, se determinó un CBR de 40, por lo que le corresponde un valor equivalente para k de 400 libras por pulgada cúbica.

Figura 17. Interrelación aproximada de las clasificaciones de suelos y valores de soporte



Fuente: SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. p. 5.

- Determinar la utilización de base

Resulta importante conocer los esfuerzos combinados de la subrasante y base, ya que mejoran la estructura de un pavimento. En las tablas XIII y XIV se muestra el aumento en el módulo de reacción de la subrasante al incluir una base granular o una base de suelo-cemento.

Para el presente proyecto, debido a que el módulo de reacción de la subrasante es muy alto, no se requiere de la capa de base, sin embargo, se colocará una base de selecto de 10 centímetros equivalente a 4 pulgadas, para uniformizar la superficie y darle mayor soporte a la capa de rodadura, así como para brindar mayor drenaje y cumplir con el espesor mínimo que especifica la Dirección General de Caminos en la sección 304,05. Esto significa que el valor de k de la combinación de subrasante-base será mayor a 400 lb/plg³.

Tabla XIII. **Valores de k para diseño sobre bases granulares**

Valor de k de la subrasante (lbs/plg ³)	Valores de k sobre la base (lbs/plg ³)			
	Espesor 4 plg	Espesor 6 plg.	Espesor 9 plg.	Espesor 12 plg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 68.

Tabla XIV. **Valores de k para diseño sobre bases de suelo-cemento**

Valor de k de la subrasante (lbs/plg ³)	Valores de k sobre la base (lbs/plg ³)			
	Espesor 4 plg	Espesor 6 plg.	Espesor 9 plg.	Espesor 12 plg.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 68.

- Clasificar el módulo de reacción k de la subrasante-base combinados

Con el dato del módulo de reacción k, se procede a clasificarlo en el rango de valores de la tabla XV. Para este proyecto el valor de k = 400 libras por pulgada cúbica, indica un valor muy alto para la calidad del suelo.

Tabla XV. **Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k**

Tipo de suelo	Soporte	Rango de valores de k (lbs/plg ³)
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de las partículas de limo y arcilla predominan	Bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerable de limo arcilla	Mediano	130 - 170
Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos	Alto	180 - 220
Sub-base tratada con cementos	Muy alto	250 - 400

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 67.

- Determinar el espesor de la losa de concreto

Tomando en cuenta todos los factores anteriores, se procede a determinar el espesor de la losa con base en las tablas de la XVI a la XXII para las diferentes categorías en las que se clasifica la vía, las cuales se muestran a continuación.

Tabla XVI. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 1. Pavimentos con juntas de trave por agregados (no necesita dovelas)**

		SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO			CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				
		SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE			ESPEJOR DE LOSA EN PULGADAS		SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE		
		BAJO	MEDIO	ALTO	EN PULGADAS		BAJO	MEDIO	ALTO
MR = 650 PSI	4,5	0,1			4		0,2	0,9	
	5	0,1	0,8	3	4,5	2	8	25	
	5,5	3	15	45	5	30	130	330	
	6	40	160	430	5,5	320			
	6,5	330							
MR = 600 PSI	5	0,1		0,4	4		0,1		
	5,5	0,5	3	9	4,5	0,2	1	5	
	6	8	36	98	5	6	27	75	
	6,5	76	300	760	5,5	73	290	730	
	7	520			6	610			
MR = 550 PSI	5,5	0,1	0,3	1	4,5	0,2		0,6	
	6	1	6	18	5	0,8	4	13	
	6,5	13	60	160	5,5	13	57	150	
	7	110	400		6	130	480		
	7,5	620							

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 69.

Tabla XVII. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 2. Pavimentos con juntas doveladas**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO						CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				
ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE					ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	BAJO		MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650 PSI	5,5			5		5	3	9	42	
	6		4	12	59	5,5	9	42	120	450
	6,5	9	43	120	490	6	96	380	970	3400
	7	80	320	840	3100	6,5	710	2600		
	7,5	490	1800			7	4200			
8	2500									
MR = 600 PSI	6				11	5		1	8	
	6,5		8	24	110	5,5	1	8	23	98
	7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
	7,5	110	440	1100		6,5	160	620	1500	5200
	8	590	2300			7	1000	3600		
8,5	2700									
MR = 550 PSI	6,5			4	19	5,5		3	17	
	7		11	34	150	6	3	14	41	160
	7,5	19	84	230	890	6,5	29	120	320	1100
	8	120	470	1200		7	210	770	1900	
	8,5	560	2200			7,5	1100	4000		
9	2400									

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 70.

Tabla XVIII. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 2. Pavimentos con juntas con agregados de trave**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				
ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE				ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
MR = 650 PSI	5,5			5	5	3	9	42	
	6		4	12	59	9	42	120	450
	6,5	9	43	120	490	6	96	380	700
	7	80	320	540	1200	6,5	650	1000	1400
	7,5	490	1200	1500		7	1100	1900	
8	1300	1900							
MR = 600 PSI	6			11	5		1	8	
	6,5		8	24	110	5,5	1	8	23
	7	15	70	190	750	6	19	84	220
	7,5	110	440	1100	2100	6,5	160	520	1400
	8	590	1900			7	1000	1900	
8.5	1900								
MR = 550 PSI	6,5		4	19	5,5		3	17	
	7		11	34	150	6	3	14	41
	7,5	19	84	230	890	6,5	29	120	320
	8	120	470	1200		7	210	770	1900
	8,5	560	2200			7,5	1100		
9	2400								

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 71.

Tabla XIX. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 3. Pavimentos con juntas doveladas**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					
ESPELOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE				ESPELOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE				
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650 PSI	7,5			250	6,5			83	320	
	8		130	250	1300	7	52	220	550	1900
	8,5	160	640	1600	6200	7,5	320	1200	2900	9800
	9	700	2700	7000	11500	8	1600	5700	13800	
	9,5	2700	10800			8,5	6900	23700		
10	9900									
MR = 600 PSI	8			73	310	6,5				67
	8,5		140	380	1500	7			120	440
	9	160	640	1700	6200	7,5		270	680	2300
	9,5	630	2500	6500		8	370	1300	3200	10800
	10	2300	9300			8,5	1600	5800	14100	
	10,5	7700				9	6600			
MR = 550 PSI	8,5			70	300	7				82
	9		120	340	1300	7,5		130	480	
	9,5	120	520	1300	5100	8	67	270	670	2300
	10	460	1900	4900	19100	8,5	330	1200	2900	9700
	10,5	1600	6500	17400		9	1400	4900	11700	
	11	4900				9,5	5100	18600		

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 72.

Tabla XX. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 3. Pavimentos con juntas con agregados de trave**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					
ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE				ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE				
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650 PSI	7,5		60	250	7		220	510	750	
	8		130	350	830	7,5	320	640	890	1400
	8,5	160	640	900	1300	8	610	1100	1500	2500
	9	680	1000	1300	2000	8,5	950	1800	2700	4700
	9,5	960	1500	2000	2900	9	1500	2900	4600	8700
	10	1300	2100	2800	4300	9,5	2300	4700	8000	
	10,5	1800	2900	4000	6300	10	3500	7700		
	11	2500	4000	5700	9200	10,5	5300			
	11,5	3300	5500	7900		11	8100			
12	4400	7500								
MR = 600 PSI	8			23	310	7			120	140
	8,5		140	380	1300	7,5	67	270	680	1400
	9	160	640	1300	2000	8	370	1100	1500	2500
	9,5	630	1500	2000	2900	8,5	950	1800	2700	4700
	10	1300	2100	2800	4300	9	1500	2900	4600	8700
	10,5	1800	2900	4000	6300	9,5	2600	4700	8000	
	11	2500	4000	5700	9200	10	3500	7700		
	11,5	3300	5500	7900		10,5	5300			
12	4400	7500			11	8100				
MR = 550 PSI	8				56	7				82
	8,5			70	300	7,5			130	480
	9		120	340	1300	8	67	270	670	2300
	9,5	120	520	1300	2900	8,5	330	1200	2700	4700
	10	460	1900	2800	4300	9	1400	2900	4600	8700
	10,5	1600	2900	4000	6300	9,5	2300	4700	8000	
	11	2500	4000	5700	9200	10	3500	7700		
	11,5	3300	5500	7900		10,5	5300			
12	4400	7500			11	8100				

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 73.

Tabla XXI. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 4. Pavimentos con juntas doveladas**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					
ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE				ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE				
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650 PSI	8			270	7				400	
	8,5		120	340	1300	7,5		240	620	2100
	9	140	580	1500	5600	8	330	1200	3000	9800
	9,5	570	2300	5900	14700	8,5	1500	5300	12700	41100
	10	2000	8200	18700	25900	9	5900	21400	44900	
	10,5	6700	24100	31800	45800	9,5	22500	52000		
11	21600	39600			10	45200				
11,5	39700									
MR = 600 PSI	8,5			300	7,5			130	490	
	9		120	340	1300	8		270	690	2300
	9,5	120	530	1400	5200	8,5	340	1300	3000	9900
	10	480	1900	5100	19300	9	1400	5000	12000	40200
	10,5	1600	6500	17500	45900	9,5	5200	18800	45900	
	11	4900	21400	53800		10	18400			
11,5	14500	65000								
12	44000									
MR = 550 PSI	9			260	8			130	480	
	9,5			280	1100	8,5		250	620	2100
	10		390	1100	4000	9	280	1000	2600	8200
	10,5	320	1400	3600	13800	9,5	1100	3900	9300	30700
	11	1000	43000	11600	46600	10	3800	13600	32900	
	11,5	3000	13100	37200		10,5	12400	46200		
12	8200	40000			11	40400				

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 74.

Tabla XXII. **TPDC permisible. Carga por eje categoría 4. Pavimentos con juntas con agregado de trave**

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO					
ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRSANTE - SUBBASE				ESPESOR DE LOSA EN PULGADAS	SOPORTE SUBRASANTE - SUBBASE				
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
MR = 650 PSI	8			270	7			100	400	
	8,5		120	340	990	7,5		240	620	910
	9	140	580	1100	1500	8	330	770	1100	1700
	9,5	570	1200	1600	2300	8,5	720	1300	1900	3100
	10	1100	1700	2200	3400	9	1100	2100	3200	5700
	10,5	1500	2300	3200	4900	9,5	1700	3400	5500	10200
	11	2000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
	11,5	2700	4500	6300	10400					
	12	3600	6100	8800	14900	11	5900	13600	24200	
	13	6300	11100	16800		12	12800			
14	10800									
MR = 600 PSI	8,5			300	7,5			130	490	
	9		120	340	1300	8		270	690	1700
	9,5	120	530	1400	2300	8,5	340	1300	1900	3100
	10	480	1700	2200	3400	9	1100	2100	3200	5700
	10,5	1500	2300	3200	4900	9,5	1700	3400	5500	10200
	11	2000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
	11,5	2700	4500	6300	10400	11	5900	13600	24200	
	12	3600	6100	8800	14900	12	12800			
	13	6300	11100	16800						
	14	10800								
MR = 550 PSI	9			260	8			130	480	
	9,5			280	1100	8,5		250	620	2100
	10		390	1100	3400	9	280	1000	2500	5700
	10,5	320	1400	3200	4900	9,5	1100	3400	5500	10200
	11	1000	3300	4500	7200	10	2600	5500	9200	17900
	11,5	2700	4500	6300	10400	11	5900	13600	24200	
	12	3600	6100	8800	14900	12	12800			
	13	6300	11100	16800						
14	10800									

Fuente: HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos.* p. 75.

Para este proyecto, con base en los factores anteriores, se tiene la categoría 1, un módulo de ruptura de 600 psi, un módulo de reacción de la subrasante y base combinadas muy alto, con juntas del tipo trabazón de agregados y sin hombros ni bordillos. Se utilizó la tabla XVI para categoría 1, se procedió a buscar en el lado izquierdo, en la columna de clasificación alto, el valor del TPDC más cercano al estimado en el proyecto, para este caso 9, resultando un espesor para la carpeta de rodadura de 5,5 pulgadas que equivale a 13,97 centímetros.

Por cuestiones de construcción, se dejará un espesor final de losa de 15 centímetros en toda la vía y la modulación transversal de las losas no deberá ser mayor de 25 veces el espesor de la losa de concreto cuando se utilice base granular, por lo que las losas tendrán dimensiones de 2,75 * 3 metros.

2.1.14. Diseño de la mezcla de concreto para la carpeta de rodadura

El proporcionamiento de la mezcla se refiere al proceso de determinación de las cantidades de los ingredientes del concreto, usando materiales locales, para que se logren las características especificadas. El diseño de la mezcla puede hacerse utilizando dos métodos según el American Concrete Institute (ACI). Estos son el método del peso (basado en un peso estimado del concreto por volumen unitario) y del volumen absoluto (basado en el cálculo del volumen absoluto ocupado por los componentes del concreto). Para este proyecto se utilizará el método del peso.

La teoría de la relación agua-cemento establece que para una combinación dada de materiales (y mientras se obtenga una consistencia de trabajabilidad), la resistencia del concreto a cierta edad depende de la relación

del peso del agua de la mezcla al peso del cemento. En otras palabras, si la relación de agua-cemento es fija, la resistencia del concreto a una determinada edad también es esencialmente fija, mientras la mezcla sea plástica y manejable y el agregado sólido, durable y libre de materiales dañinos.

Una vez que se ha establecido la relación agua-cemento y seleccionado la manejabilidad y consistencia que se necesite para el diseño específico, el resto será simple manejo de tablas basadas en resultados de numerosos ensayos de laboratorio que ayudan a obtener mezclas con las características deseadas. Para el proyecto se requiere un concreto con una resistencia a la compresión $f'c$ de 281 kilogramos sobre centímetro cuadrado (4 000 psi) a los 28 días de curado, dicho concreto no incluirá aire en la mezcla.

Cuando no se dispongan datos de resistencia de una determinada mezcla de concreto para una resistencia requerida $f'cr$, puede obtenerse de la tabla XXIII. Esto significa un valor de sobre diseño estimado con base en la resistencia a la compresión $f'c$ establecida, incrementada en 1 200 psi, por lo que la resistencia a compresión requerida para el proporcionamiento de la mezcla es igual a $f'cr = 4\ 000 + 1\ 200 = 5\ 200$ psi.

Tabla XXIII. **Resistencia a compresión media requerida cuando no hay datos disponibles para establecer la desviación estándar**

Resistencia a compresión especificada, $f'c$, lb/plg²	Resistencia a compresión media requerida $f'cr$, lb/plg²
Menos de 3 000	$f'c + 1\ 000$
3 000 a 5 000	$f'c + 1\ 200$
Más de 5 000	$1,1f'c + 700$

Fuente: PCA. *Diseño y control de mezclas de concreto*. p. 195.

La tabla XXIV indica los valores de revenimientos para diferentes construcciones de concreto. Para este proyecto, el revenimiento recomendado para pavimentos es de 7,5 centímetros como máximo y de 2,5 centímetros como mínimo.

Tabla XXIV. **Revenimientos máximos y mínimos recomendados para varios tipos de construcción**

Construcción de concreto	Revenimiento mm (plg.)	
	Máximo	Mínimo
Zapatas y muros de cimentación reforzado	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: PCA. *Diseño y control de mezclas de concreto*. p. 191.

El tamaño máximo del agregado grueso no debe exceder un tercio del espesor del pavimento. Para este proyecto se utilizará un agregado grueso de tamaño máximo nominal de 1 pulgada, estimándole un módulo de finura para el agregado fino de 3,0. Para el uso en concreto, el módulo de finura debe ser mayor que 2,3 y menor que 3,1, prefiriéndose arena media. Para este proyecto, la cantidad de agua a utilizar para un metro cúbico de concreto sin aire incluido, y en función del revenimiento y el tamaño del agregado grueso establecido, será de 193 litros, según la tabla XXV.

Tabla XXV. **Requerimientos de agua para mezcla y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales del agregado grueso**

Revenimiento (asentamiento) (mm)	Agua, kilogramos por metro cúbico de concreto, para los tamaños de agregados indicados							
	9.5 mm (3/8")	12.5 mm (1/2")	19 mm (3/4")	25 mm (1")	37.5 mm (1 1/2")	50 mm (2")	75 mm (3")	150 mm (6")
Concreto sin aire incluido								
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
Concreto con aire incluido								
25 a 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 a 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 a 175	216	205	197	184	174	166	154	
Promedio del contenido de aire total recomendado, para el nivel de exposición, porcentaje								
Exposición blanda	4.5	4	3.5	3	2.5	2	1.5	1
Exposición moderada	6	5.5	5	4.5	4.5	4	3.5	3
Exposición severa	7.5	7	6	6	5.5	5	4.5	4

Fuente: PCA. *Diseño y control de mezclas de concreto*. p. 190.

La relación agua/cemento para un concreto normal se debe basar en requisitos de resistencia a compresión. En estos casos, la relación agua-material cementante y las proporciones de la mezcla para la resistencia requerida se deben basar en datos de campo adecuados o en mezclas de prueba que empleen los materiales de la obra, con el fin de determinar la relación entre la resistencia y la relación agua/cemento. Cuando no se disponga de más datos, se pueden utilizar los valores de la tabla XXVI para elegir la relación agua/cemento.

Para este proyecto se eligió una relación agua/cemento de 0,57 sin aire incluido con base en una resistencia a compresión especificada a los 28 días f'_c de 4 000 PSI.

Tabla XXVI. **Dependencia entre la relación agua/material cementante y la resistencia a compresión del concreto**

Resistencia a compresión a los 28 días, en lbs/plg ² (kg/cm ²)	Relación agua/material cementante en masa	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
7 000 (492)	0.33	
6 000 (420)	0.41	0.32
5 000 (350)	0.48	0.40
4 000 (281)	0.57	0.48
3 000 (210)	0.68	0.59
2 000 (140)	0.82	0.74

Fuente: PCA. *Diseño y control de mezclas de concreto*. p. 187.

Tabla XXVII. **Volumen de agregado grueso por volumen unitario de mezcla de concreto fresco**

Tamaño máximo nominal del agregado grueso mm (plg.)	Volumen del agregado grueso varillado en seco por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de agregado fino			
	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: PCA. *Diseño y control de mezclas de concreto*. p. 188.

La cantidad de agua de mezcla necesaria para producir un volumen unitario de concreto, para un dado revenimiento, depende de la forma, el tamaño máximo y la cantidad de agregado grueso. Los tamaños mayores minimizan los requisitos de agua y, por lo tanto, permiten la disminución del contenido de cemento. El volumen de agregado grueso se puede establecer con la tabla XXVII y se determinó, para este proyecto, un valor inicial de 0,65, sin embargo, para otorgarle trabajabilidad a la mezcla en el sitio de fundición, se utilizará un valor de 0,60.

2.1.14.1. Pasos para el diseño de la mezcla

- Calcular la cantidad de cemento: dividiendo la cantidad de agua por metro cúbico entre la relación agua/cemento; considerando que un litro de agua pesa un kilogramo.

$$\text{Cemento} = (193 \text{ l/m}^3) / 0,57 = 338,59 \text{ kg/m}^3$$

- Calcular la cantidad de agregado: se obtiene restando el peso del agua y cemento del peso total de un metro cúbico de concreto, que por lo general se le asigna un peso unitario de 2 400 kg/m³.

$$\text{Peso de agregados} = \text{peso total} - \text{peso (agua + cemento)}$$

$$\text{Peso de agregados} = 2\,400 - (193 + 338,59) = 1\,868,41 \text{ kg/m}^3$$

- Calcular la cantidad de agregado fino y grueso: para ello se necesita el peso unitario suelto o apisonado de los agregados. Los valores comúnmente utilizados son de 1 400 kg/m³ y 1 600 kg/m³, para el agregado fino y grueso respectivamente. De acuerdo con la tabla XXVI,

se elige un valor porcentual inicial de 0,65, reduciéndolo a un valor porcentual de 0,60 para el volumen de agregado grueso. Este valor se multiplica por el peso unitario del agregado grueso para obtener la cantidad correspondiente a un metro cúbico de concreto.

$$\text{Contenido de agregado grueso} = 0,60 * 1\ 868,41 \text{ kg/m}^3 = 1\ 121,04 \text{ kg/m}^3$$

La cantidad de agregado fino, se obtiene restando del peso total de los agregados el peso del agregado grueso.

$$\text{Contenido de agregado fino} = 1\ 868,41 - 1\ 121,04 = 747,37 \text{ kg/m}^3$$

De esta manera se obtienen todos los pesos de los componentes de la mezcla para un metro cúbico de concreto, los cuales son:

Cemento = 338,59 kilogramos

Agregado fino (arena) = 747,37 kilogramos

Agregado grueso (pedrín) = 1 121,04 kilogramos

Agua = 193 litros

El diseño teórico se define en función de las proporciones, por lo que se divide la cantidad de cada material por la cantidad de cemento encontrada al inicio:

$$\frac{\text{cemento}}{\text{cemento}} : \frac{\text{arena}}{\text{cemento}} : \frac{\text{pedrín}}{\text{cemento}} : \frac{\text{agua}}{\text{cemento}}$$

$$\frac{338,59}{338,59} : \frac{747,37}{338,59} : \frac{1\ 121,04}{338,59} : \frac{193}{338,59}$$

Por lo tanto, la proporción teórica final en peso para alcanzar la resistencia requerida será:

$$\text{Cemento : arena : piedrín : relación agua/cemento} \\ 1 : 2,20 : 3,30 : 0,57$$

Para obtener la relación en volumen para 1 metro cúbico de concreto, primero se debe multiplicar por ese valor y dividir después los valores dentro del peso específico de cada material, obteniéndose así la cantidad de materiales para el mismo.

$$\text{Cemento} = 338,59 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 338,59 \text{ kg} / 42,5 \text{ kg} / \text{saco} = 8 \text{ sacos}$$

$$\text{Arena} = 747,37 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 747,37 \text{ kg} / 1400 \text{ kg} / \text{m}^3 = 0,53 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedrín} = 1221,04 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 1221,04 \text{ kg} / 1600 \text{ kg} / \text{m}^3 = 0,76 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = 193 \text{ l/m}^3 * 1 \text{ m}^3 = 193 \text{ l} / 3,785 \text{ l/gal} = 51 \text{ gal}$$

Para lograr la conversión de la relación de peso a relación en volumen, se debe tomar en cuenta que un saco de cemento tiene un volumen de un pie cúbico.

$$\text{Cemento} = 1 \text{ pie}^3 * (1\text{m} / 3,28 \text{ pie})^3 = 0,02833 \text{ m}^3$$

$$\text{Arena} = (2,20 * 42,5 \text{ kg}) / 1400 \text{ kg/m}^3 = 0,06678 \text{ m}^3$$

$$\text{Piedrín} = (3,30 * 42,5 \text{ kg}) / 1600 \text{ kg/m}^3 = 0,08765 \text{ m}^3$$

$$\begin{array}{ccc} \text{Cemento} & : & \text{Arena} & : & \text{Piedrín} \\ \frac{0,02833}{0,02833} & : & \frac{0,06678}{0,02833} & : & \frac{0,08765}{0,02833} \end{array}$$

Se concluye que la proporción teórica final en volumen para alcanzar la resistencia requerida será:

$$\begin{array}{c} \text{Proporción volumen/m}^3 \\ \text{Cemento (saco) : arena (m}^3\text{) : piedrín (m}^3\text{) : agua (gal)} \\ 1 : 2,35 : 3,09 : 51 \end{array}$$

La proporción está dada en volumen y una bolsa de cemento tiene un volumen de un pie cúbico, por lo tanto por cada bolsa de cemento se utilizará 2,35 pies cúbicos de arena y 3,09 pies cúbicos de piedrín.

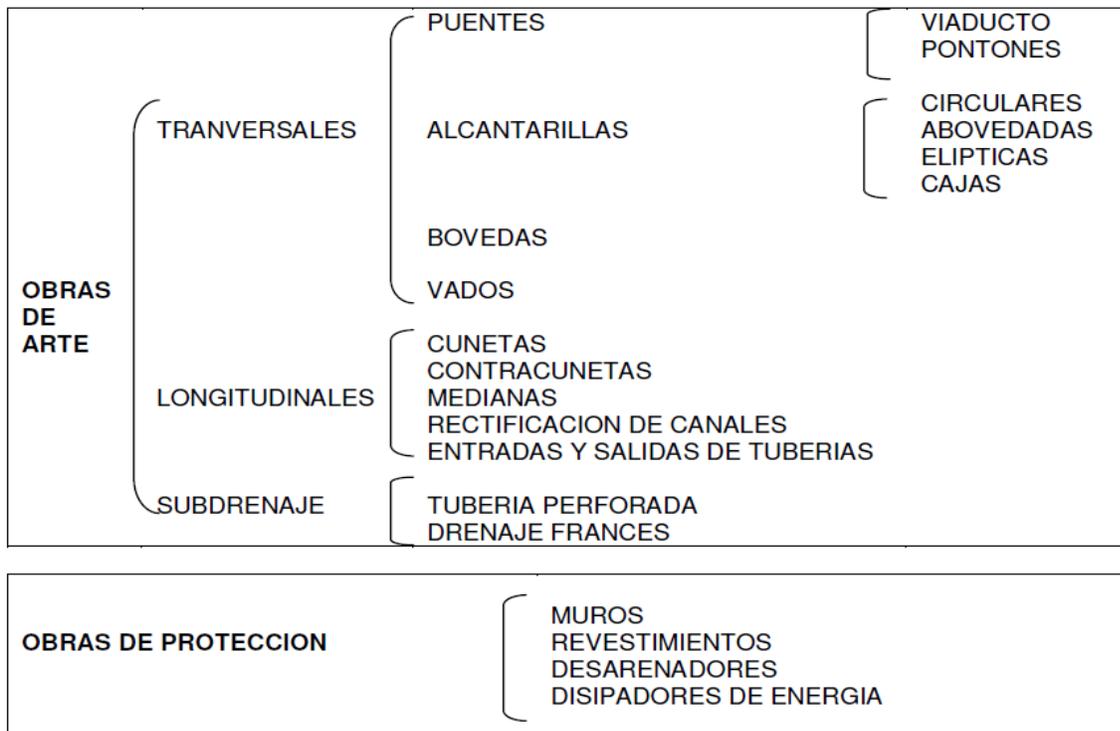
2.1.15. Drenajes

El objetivo fundamental del drenaje es la eliminación del agua o humedad que en cualquier forma pueda perjudicar la carretera. Esto se logra evitando que el agua llegue a ella o bien dando salida a lo que inevitablemente, le llega. Los daños ocasionados por el agua encarecen el costo de la construcción y el mantenimiento y ocasionalmente, la interrupción del tránsito.

De la construcción de las obras de drenaje dependerá en gran parte la vida útil y facilidad de acceso del proyecto. El estudio del drenaje no solo debe realizarse para cruces de ríos o riachuelos, si no que para cualquier obra de drenaje por pequeña que sea, ya que regula la vida de la carretera. Al drenaje, por ser tan importante en la construcción de una carretera, se le ha denominado

también como una obra de arte, clasificándose de la manera como se muestra en la figura 18.

Figura 18. **Tipos de drenaje en carretera**



Fuente: PÉREZ, Augusto René. *Metodología de actividades para el diseño de carretera*. p. 96.

2.1.15.1. **Calculo de áreas de descarga por el método racional**

En el método racional se asume que el caudal máximo a un punto dado se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con su escorrentía superficial, durante un período de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima debe prolongarse durante un período igual o mayor que el

que necesita la gota de agua que se precipitó en el punto más lejano para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

El método racional está representado por la fórmula:

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

Donde:

Q = caudal de diseño en metros cúbicos por segundo

A = área drenada de la cuenca en hectáreas

I = intensidad de lluvia en milímetros por hora

C = coeficiente de escorrentía

Existen dos formas para obtener la intensidad de lluvia que puede afectar a una determinada región de Guatemala: la primera es usando las curvas de intensidad contra tiempo, estas dan a conocer la posible intensidad que puede darse en determinada frecuencia de años con relación a la duración de la lluvia. En las mencionadas curvas, se puede detectar que los aguaceros más fuertes suceden en tiempos cortos. La segunda forma es usando las ecuaciones que proporciona el Insivumeh, que presentan la siguiente forma:

$$I = A / (B + t_c)^n$$

Donde:

I = intensidad de lluvia en milímetros por hora

A, B y n = parámetros de ajuste en función de la región a analizar

t_c = tiempo de concentración en minutos

Para este proyecto se utilizó la ecuación de la estación más cercana, correspondiéndole, la estación Alameda ICTA en Chimaltenango, para un período de retorno de 20 años, la cual es:

$$I = 319\,800 / (65 + t_c)^{1,819}$$

El tiempo de concentración t_c está dado por la fórmula de Kirpich:

$$t_c = (3 * L^{1,15}) / (154 * H^{0,38})$$

Donde:

L = longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria en metros

H = diferencia de elevaciones entre los puntos extremos del cauce en metros

El coeficiente de escorrentía C se estima con base en las características hidrogeológicas observadas directamente en el campo. Tres aspectos son los que se consideran determinantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas: la cobertura, el tipo de suelo y las pendientes del terreno. Estos aspectos definen los valores del coeficiente de escorrentía que se usan en este estudio. Los valores indicativos que se muestran en la tabla XXVIII se usan para obtener el valor final del caudal o gasto máximo.

Tabla XXVIII. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía**

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

Fuente: USDA. *National engineering handbook, sec. 4: hidrology*. p.145.

2.1.15.2. Drenaje longitudinal

La eliminación del agua que cae sobre la superficie de rodamiento y hombros, así como de la que proviene de las áreas adyacentes a la carretera, se realiza a través de las cunetas, transportándolas a lugares fuera del área de la carretera dependiendo del tipo de suelo y pendiente. Las contracunetas son cunetas construidas generalmente en los taludes de corte, su finalidad es evitar que las aguas superficiales lleguen hasta la carretera. Las especificaciones relativas a las cunetas son aplicables a las contracunetas.

2.1.15.2.1. Diseño de cuneta

Son los canales situados a ambos lados de la línea central de la carretera, recubiertos de materiales como piedra ligada con mortero, concreto simple fundido en sitio, concreto simple prefundido o mezclas asfálticas. Las

dimensiones se especifican en el plano de detalles de carretera en los apéndices. Para el diseño de canales abiertos, como las cunetas, se utiliza la ecuación de Manning, que en su forma general es:

$$Q = \frac{A}{n} (R)^{2/3} (S)^{1/2}$$

Donde:

Q = caudal en metros cúbicos por segundo

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

R = radio hidráulico en metros (igual al área de la sección transversal entre el perímetro mojado).

S = pendiente del canal en metros por metro

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Para el diseño de la cuneta se tomó el tramo con la pendiente crítica, es decir, con la menor pendiente, que corresponde al tramo que drenará el área tributaria mostrada en la figura 19, siendo esta la mayor, que va desde el estacionamiento 0 + 530 hacia el estacionamiento 1 + 625,00. El área a drenar es de 10,00 hectáreas, la diferencia de altura H es de 30 metros y la longitud del cauce se estimó en 1 238,12 metros. Para el cálculo del caudal o gasto máximo se tomó el valor de la tabla XXVIII para el coeficiente de escorrentía de 0,30, correspondiente a pendientes de los terrenos menores a 5 por ciento y suelos agrícolas tipo arenosos, así como un factor de rugosidad de Manning para canales revestidos de concreto de 0,016.

Figura 19. **Mapa de la cuenca, cuneta crítica**



Fuente: Google Earth. <https://www.google.es/intl/es/earth/index.html>. Consulta: 27 de diciembre de 2014.

Primero, se procedió a encontrar el tiempo de concentración de la cuenca por medio de la fórmula de Kirpich:

$$t_c = (3 * 1\,238,12^{1,15}) / (154 * 30^{0,38}) = 19,27 \text{ minutos}$$

Luego, se procedió a encontrar la intensidad de lluvia, por medio de la ecuación anteriormente descrita:

$$I = 319\,800 / (65 + 19,27)^{1,819} = 100,48 \text{ milímetros/hora}$$

Luego de encontrada la intensidad de lluvia, se procedió a encontrar el caudal o gasto máximo a drenar, dicho caudal se calcula por medio de la fórmula del método racional:

$$Q = 0,30 \cdot 100,48 \cdot 10 / 360 = 0,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con los datos siguientes se procede a calcular las dimensiones de la sección de la cuneta trapezoidal.

$S = 0,0272$ del tramo analizado

$Q = 0,84 \text{ m}^3/\text{s}$

Pendiente talud canal 1:2

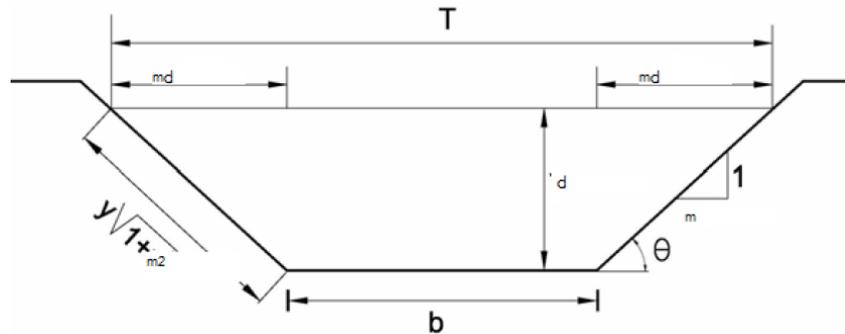
Se determina el área hidráulica, asignándole la letra d al tirante hidráulico de la sección trapezoidal. Los elementos de la sección transversal de un canal trapezoidal se muestran en la figura 20.

$$A = 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{1}{2} d \cdot d\right) + b d = \frac{1}{2} d^2 + b d$$

Determinación del perímetro mojado.

$$P = 2 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{2} d\right)^2 + d^2} + b = 2,236 d + b$$

Figura 20. **Cuneta de sección trapezoidal**



Fuente: RODRÍGUEZ RUIZ, Pedro. *Hidráulica II*. p. 15.

Se ha determinado que, para canales trapezoidales, la sección de máxima eficiencia hidráulica, ocurre cuando el radio hidráulico es igual a la mitad del tirante, es decir:

$$R = \frac{d}{2}$$

Por definición el radio hidráulico es:

$$R = \frac{\text{Área hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$$

Por lo tanto, se establece la condición de igualdad:

$$\frac{(1/2*d^2 + bd)}{(2,236*d + b)} = \frac{d}{2}$$

$$2*(1/2*d^2 + bd) = d*(2,236*d + b)$$

$$b = 1,236*d$$

Se sustituye el valor de b en la ecuación para el área:

$$A = 1/2*d^2 + b*d = 1/2*d^2 + (1,236*d)*d = 1,736*d^2$$

Utilizando la ecuación de Manning se despeja el valor de d necesario para el caudal a drenar:

$$0,84 = \frac{(1,736*d^2)}{(0,016)} * (d/2)^{2/3} * (0,0272)^{1/2}$$

$$d = 0,37 \text{ metros}$$

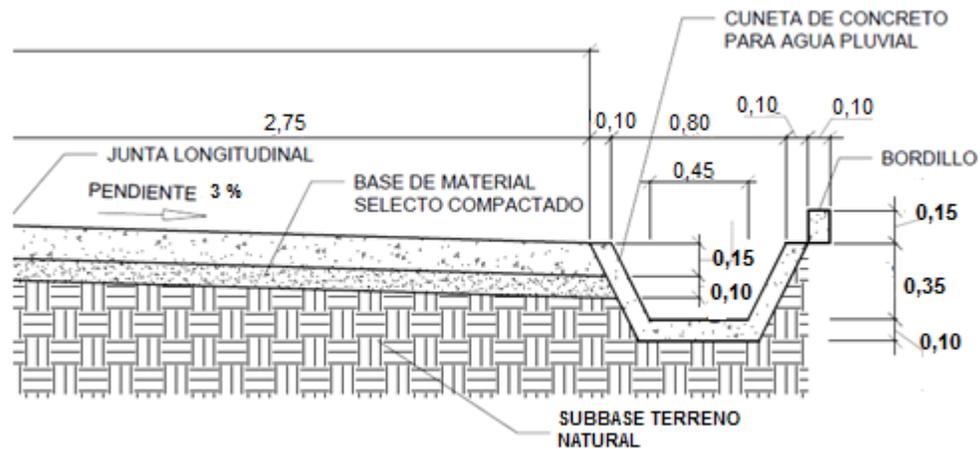
$$b = 1,236*d = 1,236*0,37 = 0,4668 \text{ metros}$$

Debido a las condiciones de la superficie del proyecto, la cual es en su mayor parte plana, así como la inexactitud aportada por el coeficiente de escorrentía y, más importante, aún, para reducir los costos del proyecto, se establece una reducción de las medidas del canal, con la seguridad de que es muy difícil que se lleguen a presentar las condiciones máximas del caudal de la cuenca, siendo las dimensiones finales:

$$d = 0,35 \text{ metros}$$

$$b = 0,45 \text{ metros}$$

Figura 21. **Detalle de cuneta**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD Civil 3D.

2.1.15.3. **Drenaje transversal**

Son tuberías que se colocan para aliviar el agua que viene de las cunetas o de arroyos. Se encuentran en las partes bajas de la carretera, son necesarias en tramos de corte y sirven para conducir el agua al otro lado de la carretera. Por lo general, se componen de las siguientes partes: muro cabezal de salida, protege la tubería y el relleno de la carretera para evitar la erosión, y, si la pendiente en corte es muy fuerte se colocan adicionalmente, disipadores de energía al final de la tubería que servirán para evitar la erosión por el agua que desfoga.

Para este proyecto se tomó como ejemplo el drenaje transversal número 2 ubicado en la estación 1 + 625,00 el cual es crítico debido a que posee la mayor área que generará el mayor caudal de lluvia a drenar, y se muestra en la figura 22. El área a drenar es de 24,87 hectáreas, la diferencia de altura H es de 30,0 metros y la longitud del cauce se estimó en 1 238,12 metros. Se tomó un valor

para el coeficiente de escorrentía de 0,30, así como un factor de rugosidad de Manning para tuberías de concreto de 0,013.

Figura 22. **Mapa de la cuenca, drenaje transversal crítico**



Fuente: Google Earth. <https://www.google.es/intl/es/earth/index.html>. Consulta: 27 de diciembre de 2014.

Con las fórmulas anteriormente descritas, se procedió a calcular los valores del tiempo de concentración, intensidad de lluvia y caudal máximo.

$$t_c = (3 \cdot 1238,12^{1,15}) / (154 \cdot 30^{0,38}) = 19,27 \text{ minutos}$$

$$I = 319800 / (65 + 19,27)^{1,819} = 100,48 \text{ milímetros/hora}$$

$$Q = 0,30 \cdot 100,48 \cdot 24,87 / 360 = 2,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Debido a que es muy poco probable que se llegue a presentar el caudal o gasto máximo, para los cálculos se considerará que el drenaje transversal trabajará con su sección completamente llena, por lo tanto el radio hidráulico equivale a $D/4$.

$$R = \frac{D}{4}, \text{ área sección circular} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Utilizando las ecuaciones anteriores, y realizando las sustituciones y ajustes en la ecuación de Manning, se obtiene la fórmula para encontrar el diámetro requerido.

$$D = \left(\frac{(Q * n * 4^{5/3})}{(S^{1/2} * \pi)} \right)^{3/8}$$

$$D = \left(\frac{(2,08 * 0,013 * 4^{5/3})}{(0,03^{1/2} * \pi)} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,7716 \text{ m} / 0,0254 = 30,37 \text{ pulgadas}$$

Por lo tanto, el diámetro a utilizar en la tubería de concreto para el drenaje transversal será de 30 pulgadas, además esta medida es la mínima para utilizar en carreteras, por lo que el diseño cumple con los requisitos de tamaño. Se colocará otro drenaje transversal en la estación 0 + 352,00.

2.1.16. Elaboración de planos y detalles

Los planos y las especificaciones técnicas constituyen, junto al presupuesto, los parámetros más importantes para la toma de decisiones por

parte de la entidad que dará el financiamiento al proyecto. En los planos se resume la información esencial para el desarrollo físico del proyecto, junto con los detalles y elementos constructivos más significativos. Los planos de este proyecto se encuentran en el apéndice B.

2.1.17. Elaboración de presupuesto

Se presenta el resumen del presupuesto del proyecto, el cual se integró con base en precios unitarios. Los precios de los materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en diferentes centros de distribución de la cabecera municipal. Para el costo de la mano de obra calificada y no calificada se tomó como referencia los precios utilizados por la Municipalidad para este tipo de proyectos. El costo total del proyecto se obtuvo realizando la sumatoria de todos los costos totales por cada renglón de trabajo, dentro de los cuales se incluyen los costos directos como indirectos.

Tabla XXIX. **Presupuesto del pavimento de la carretera a Potrerillos**

Renglón	Descripción de los trabajos	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total renglón
1	Replanteo topográfico y trazo	km	2,04	Q 11 705,04	Q 23 887,29
2	Limpieza, chapeo y destronque	Ha	1,12	Q 1 903,83	Q 2 136,90
3	Excavación no clasificada	m ³	157,90	Q 39,33	Q 6 209 80
4	Excavación no clasificada de desperdicio	m ³	11 625,53	Q 23,08	Q 268 262,80
5	Reacondicionamiento de la subrasante	m ²	11 224,24	Q 3,96	Q 44 414,00
6	Capa de base granular espesor 10 cm	m ³	1 122,42	Q 191,42	Q 214 854,81
7	Carpeta de rodadura espesor 15 cm.	m ²	11 224,24	Q 334,07	Q 3 749 733,74
8	Excavación para drenaje	m ³	43,20	Q 305,40	Q 13 193,21
9	Cajas y cabezales	m ³	12,70	Q 2 376,30	Q 30 178,96
10	Tubería de cemento 30 pulgadas de diámetro	m	14,00	Q 4 648,07	Q 65 073,00
11	Cunetas revestidas	m	3 800,00	Q 235,33	Q 894 260 95
12	Bordillo	m	4 080,00	Q 32,83	Q 133 940,73
					Q 5 446 146,19

Fuente: elaboración propia.

2.1.18. Cronograma de ejecución física y financiera

Toda obra, como cualquier proyecto, es un documento que contiene el proceso de resolución técnica de un problema, con lo cual es adecuado estructurar un cronograma de cómo se ejecutará la obra conforme el tiempo. Este se realizó con rendimientos brindados por la Municipalidad de Zaragoza, obtenidos para proyectos similares.

Tabla XXX. Cronograma de ejecución física y financiera

No.	Descripción de los trabajos	Costo	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4			
			Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4
1	Replanteo topográfico y trazo	Q 23 887,29	■															
2	Limpieza, chapeo y destronque	Q 2 136,90		■														
3	Excavación no clasificada	Q 6 209,80			■	■	■	■										
4	Excavación no clasificada de desperdicio	Q 268 262,80			■	■	■	■										
5	Reacondicionamiento de la subrasante	Q 44 414,00					■	■										
6	Capa de base granular espesor 10 cm	Q 214 854,81							■	■								
7	Carpeta de rodadura espesor 15 cm	Q 3 749 733,74									■	■	■	■				
8	Excavación para drenaje	Q 13 193,21			■													
9	Cajas y cabezales	Q 30 178,96			■	■												
10	Tubería de cemento 30 pulgadas de diámetro	Q 65 073,00			■	■												
11	Cunetas revestidas	Q 894 260,95												■	■	■	■	
12	Bordillo	Q 133 940,73														■	■	■
			Q 23 887,29	Q 2 136,90	Q 129 437,34	Q 116 244,13	Q 68 618,15	Q 90 825,15	Q 22 207,00	Q 107 427,41	Q 107 427,41	Q 937 433,44	Q 937 433,44	Q 937 433,44	Q 1 235 520,42	Q 298 086,98	Q 365 057,35	Q 66 970,37
			Q 271 705,66				Q 289 077,71				Q 2 919 727,71				Q 1 965 635,12			
			Q 5 446 146,19															

Fuente: elaboración propia.

2.1.19. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

El objetivo principal del Estudio de Impacto Ambiental es identificar y evaluar los impactos positivos y negativos en los factores ambientales

fisicoquímicos, ecológicos, biológicos, estéticos y socioeconómicos del tramo donde se realizará el proyecto, incluyendo las recomendaciones necesarias para mitigar los impactos negativos que se produzcan durante cada fase del proyecto, prestando especial atención a la situación actual del área para tomar medidas estructurales encaminadas a la reducción de la vulnerabilidad de la ruta.

2.1.19.1. Elementos, impacto generado y medida de mitigación

A continuación se describe, según cada elemento, el impacto generado y su medida de mitigación.

- Suelos

- Erosión

Se da en la limpieza, chapeo y destronque, durante los trabajos de excavación y nivelación, en el aprovechamiento de los bancos de material. Se propone la revegetación de las áreas afectadas con gramíneas o arbustos y en el caso de los taludes se utilizará hidrosiembra. Cuando sea posible, almacenar la capa vegetal para su uso posterior durante la reconformación del terreno.

- Inestabilidad

Cortes de talud y rellenos mal compactados pueden provocar derrumbes. Se recomienda realizar un buen diseño y estricto control en el corte de taludes, teniendo en cuenta el ángulo de reposo del material respectivo y compactación

conforme a las *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes* de la Dirección General de Caminos.

- Características geomorfológicas

Cuando la topografía original del terreno se altera, provoca la pérdida de capas de suelo, generando inestabilidad y un aspecto visual negativo, especialmente cuando el banco se encuentra a orillas de la carretera. Se propone revegetar o reforestar con especies similares a las que se encontraban en el terreno previo al aprovechamiento del material

- Botadero de material

La descarga de material sin control provoca inestabilidad y un aspecto visual negativo. Se propone la compactación del material para proveer estabilidad al botadero. Revegetar o reforestar con especies nativas y cercar al terminar su utilización.

- Atmósfera

- Ruido

Durante la instalación de las plantas, la operación de las mismas, el movimiento y operación de maquinaria y equipo, y la operación de talleres, se producirá ruido que excederá los 80 decibeles. Se propone que el personal utilice protección auditiva, que los generadores de electricidad sean aislados con paredes de material reductor de ruido.

- Aire

Existe desprendimiento de partículas durante la excavación, carga y transporte de material. Se propone el riego de las vías de acceso y el uso obligatorio de lonas para todos los camiones de acarreo. La operación de las plantas trituradoras y asfalto, y la circulación de vehículos generan gases producidos por la combustión, los que provocan mala calidad del aire. Se propondrá un plan de mantenimiento del sistema de filtración de las plantas, maquinaria y equipo.

- Clima

Existirán emanaciones de dióxido de carbono, considerado como uno de los principales gases que causan el efecto invernadero. Se propone reforestar las orillas de la carretera a más de 2 metros de la cuneta. Los árboles absorben el dióxido de carbono.

- Paisaje

Con la limpieza, chapeo y destronque, las excavaciones, los rellenos y nivelaciones del terreno, el paisaje se ve afectado. Se propone reforestar con especies nativas que se adapten a la ecorregión terrestre a la que pertenecen de manera de reparar el paisaje dañado.

- Agua

- Variación del flujo

El corte de taludes y rellenos afecta el flujo de la escorrentía superficial o el bloqueo de cauces o microcuencas por el material de desperdicio en el botadero. Se propone que las excavaciones y rellenos mantengan una pendiente que permita el flujo y el agua no se estanque, y que el pie del talud esté a más de 5 metros de los cauces y de ser necesario se construyan muros de gaviones.

- Calidad del agua

Debido a la operación de las plantas y maquinaria pesada se puede provocar la filtración de combustibles y lubricantes al subsuelo o en las aguas superficiales de ríos debido a derrames y fugas. Se propone realizar un plan de mantenimiento de maquinaria y equipo, la revisión periódica de las mangueras de combustibles y lubricantes, y la utilización de repuestos de buena calidad. Contar con el equipo adecuado para coleccionar los lubricantes o combustibles que se puedan derramar. La filtración de aguas residuales por la basura contaminará el manto freático. Se propone la utilización de baños portátiles en las áreas de trabajo de campo y letrinas en el campamento. Instalar toneles para desechos en cada área de trabajo y designar un vehículo que los recolecte diariamente.

- Aspectos ecológicos

- Vegetación, hábitats y migración de especies

El chapeo y destronque, las excavaciones, el riego de imprimación y la colocación de la carpeta de concreto dañará ocasionalmente la vegetación aledaña al tramo, provocará la migración de especies debido a la pérdida de su hábitat. Se propone reforestar las orillas del tramo con especies nativas que se adapten a la ecorregión a la que pertenecen

- Aspectos sociales

- Locomoción

Debido a la construcción del proyecto, se limitará el libre tránsito de vehículos y personas durante la construcción del mismo y hasta que se considere que está listo para utilizarse. Por lo tanto, se recomienda avisar a la población afectada con suficiente tiempo de anticipación y mantener al menos un espacio adecuado por el cual las personas puedan trasladarse sin dificultad.

- Seguridad

Para evitar el daño a la salud de los trabajadores por accidentes se propone el uso de equipo de protección personal como botas con punta de acero, guantes gruesos, casco, protección visual, auditiva y respiratoria, además de capacitar al personal sobre el uso del equipo, la utilización de extinguidores, botones de emergencia para el corte de suministro de combustibles o energía, las señales sonoras de advertencia de la maquinaria y equipo que se utilizará. Contar con un botiquín implementado para emergencias. En el caso de los habitantes afectados, recomendarles mantenerse a una distancia adecuada de los materiales, equipo y maquinaria utilizada, tanto para no interrumpir su funcionamiento adecuado, como para evitar lesiones.

- Seguimiento y vigilancia ambiental

Para dar seguimiento de manera adecuada a las medidas de mitigación y afrontar las consecuencias que, desde el punto de vista ambiental, generará la instalación del proyecto, se propondrá un programa de monitoreo y verificación periódica con el fin de reajustar aquellas medidas de prevención, mitigación y corrección que no estén dando los resultados previstos.

2.2. Diseño del sistema de agua potable para la zona 2 del municipio de Zaragoza, Chimaltenango

El fin primordial del proyecto de abastecimiento de agua potable es solucionar la problemática de los habitantes de la zona 2 para la obtención del vital líquido.

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en diseñar el sistema de distribución de agua potable para la zona 2 de la cabecera municipal de Zaragoza, departamento de Chimaltenango, debido a que el sistema existente llegó al final de su período de diseño y ya no funciona adecuadamente, generando problemas en la obtención del vital líquido. La propuesta consistirá en una red de circuitos cerrados, distribuidos en 3 circuitos primarios con sus respectivas redes secundarias. El sistema de agua potable para la zona 2 contará con su pozo y su respectivo tanque de distribución, los que, se hace la salvedad, ya existen. El proyecto total contemplado para solucionar esta situación posee una longitud aproximada de 7 310 metros lineales de red primaria y secundaria.

La tubería de la red principal oscilará entre 2 a 4 pulgadas de diámetro, de cloruro de polivinilo (PVC) con presión de trabajo de 160 PSI. La red secundaria será de tubería de 2 pulgadas de diámetro; y está formada por una red convencional por bloques, en los cuales se harán las conexiones domiciliarias para abastecer a la población. Esta será de PVC con presión de trabajo de 160 PSI, las conexiones domiciliarias se realizarán con tubería de media pulgada de diámetro, del mismo material que la secundaria, pero con presión de trabajo de 315 PSI.

Actualmente existe un sistema de tratamiento para el agua potable ubicado en el tanque de almacenamiento del proyecto, el cual consiste en desinfección química por medio de alimentador automático de tabletas de hipoclorito de calcio.

2.2.2. Levantamiento topográfico

Se realizó con el fin de determinar la posición y elevación de puntos de relevancia para el proyecto de agua potable.

2.2.2.1. Planimetría

Es el conjunto de trabajos realizados para obtener una proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario, que es la superficie media de la tierra y el cual toma como punto de referencia para su orientación, suponiendo que no existe la curvatura terrestre. El método de levantamiento utilizado fue el de conservación de azimut, con vuelta de campana, realizado como una poligonal cerrada. Para la realización de este levantamiento se utilizó el equipo siguiente:

- Estación total Nikon DTM-322
- Estadal
- Cinta métrica de 100 metros
- Prisma
- Estacas de madera
- Clavos

2.2.2.2. Altimetría

Se refiere a los trabajos necesarios para obtener la diferencia de nivel entre puntos diferentes cuyas distancias horizontales son conocidas y lograr representar sobre el plano horizontal la tercera dimensión del terreno. A todo este procedimiento se le llama nivelación. La nivelación puede ser simple o compuesta. Para este proyecto se utilizó la nivelación compuesta con el mismo equipo descrito en la planimetría. Los datos se trasladaron al programa AutoCAD Civil 3D 2013 para generar posteriormente las curvas de nivel.

2.2.3. Fuentes de agua

El sistema de abastecimiento de agua potable existente cuenta con diferentes pozos mecánicos y nacimientos de agua como fuentes de abastecimiento, la cual, dependiendo la posición geográfica de la fuente, es conducida por gravedad o por bombeo. El sistema actual de todo el municipio cuenta con las siguientes fuentes de agua:

- Pozos mecánicos:
 - El Aserradero
 - El Parque
 - La Colonia
 - Pachoj
 - Las Nieves

- Nacimientos:
 - La Montaña
 - Joya del Muerto
 - Paco Juárez
 - Río Blanco
 - Las Barranquillas

Para este proyecto, las fuentes que abastecerán a la zona 2 del municipio de Zaragoza serán los pozos mecánicos El Aserradero y El Parque, así como los nacimientos La Montaña y Las Barranquillas.

2.2.4. Caudal de aforo

El aforo de una fuente es la medición de su caudal. Para el diseño de un sistema de agua potable, el aforo es una de las partes más importantes, debido a que este indicará si la fuente de agua provee el suficiente caudal para abastecer a toda la población planificada a futuro en el diseño. A continuación, en la tabla XXXI, se muestran los caudales de las fuentes de abastecimiento del proyecto.

Tabla XXXI. **Aforo en fuentes de abastecimiento**

Fuente	Caudal
Pozo El Parque	6,10 l/s
Pozo El Aserradero	9,42 l/s
Nacimiento La Montaña	2,41 l/s
Nacimiento Barranquilla	3,25 l/s

Fuente: Municipalidad de Zaragoza.

2.2.5. Análisis de la calidad del agua

El agua potable es aquella que, bien en su estado natural o después de un tratamiento adecuado, es apta para el consumo humano y no produce ningún efecto perjudicial para la salud. Es limpia, transparente, sin olores o sabores desagradables y está libre de contaminantes. Para determinar la calidad del agua, es necesario regirse por normas, en Guatemala dicha norma es la Coguanor NOG 290001; esta dicta los límites y características de calidad física, química y bacteriológica que debe poseer el agua potable. Estas características se determinan por medio de exámenes de laboratorio, entre los cuales se encuentran el análisis físicoquímico y el bacteriológico. Los resultados de estos estudios se muestran en los anexos.

2.2.5.1. Análisis bacteriológico

Se realiza un examen bacteriológico con el fin de verificar la cantidad de coliformes totales y fecales que posee el agua de la fuente y, con base en los resultados, establecer el sistema de desinfección necesario para evitar las enfermedades gastrointestinales generadas por los organismos patógenos presentes en el agua, evitando que sea una fuente de contaminación. Este

estudio se realizó en el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

2.2.5.2. Análisis fisicoquímico

Desde el punto de vista físico, este análisis permite determinar las características que se perciben por los sentidos y que causan la aceptación o rechazo del agua por parte del consumidor, entre estas están los siguientes aspectos: color, sabor, olor y temperatura. Además, se determina el potencial de hidrógeno (pH) y la turbiedad. En este análisis se conoce la intensidad de condiciones ácidas o alcalinas y si las aguas contienen materia en suspensión.

Desde el punto de vista químico permite determinar la cantidad de materia orgánica y minerales presentes en el agua que afectan su calidad, cuyas concentraciones deben permanecer dentro de los límites establecidos para evitar efectos negativos en la salud. Entre las sustancias químicas que afectan la potabilidad del agua se encuentran: nitritos, nitratos, amoníaco, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro, sólidos existentes y dureza del agua. Este estudio, al igual que el anterior, se realizó en el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII).

2.2.6. Criterios de diseño

Se refiere a todos los factores que son necesarios al momento de diseñar, que deben cumplir con lo establecido por las normas y criterios de diseño, de tal manera que permitan el funcionamiento adecuado del proyecto en el periodo de vida útil estimado.

2.2.6.1. Período de diseño

Es el tiempo durante el cual la obra construida dará un servicio satisfactorio a la población que la utiliza. Para determinar el período de diseño se deben tomar en cuenta la vida útil de los materiales, los costos, la población de diseño, entre otros. El Instituto de Fomento Municipal (Infom) a través de su Norma recomienda los siguientes períodos de diseño.

Tabla XXXII. **Período de diseño**

Obra	Años
Obras civiles	20
Equipos mecánicos	5 a 10

Fuente: Instituto de Fomento Municipal.

2.2.6.2. Población de diseño

Es la cantidad de habitantes a futuro para la que ha sido diseñado el sistema de agua potable de la zona 2 del municipio de Zaragoza.

2.2.6.2.1. Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento de una población es la variable demográfica que expresa la diferencia entre el número de nacimientos y el de defunciones en un área determinada a lo largo de un período concreto. Tiende a ser variable, debido a las características sociales, culturales y económicas de la población, ya que suele aumentar y disminuir. Para este proyecto se utilizará una tasa de

crecimiento de 3,21 por ciento, según las proyecciones realizadas por censos de la Municipalidad de Zaragoza, dentro del casco urbano del municipio.

2.2.6.2.2. Población actual

El municipio de Zaragoza cuenta con 12 500 habitantes en el casco urbano, el cual se divide en cuatro zonas, contando con una población de 3 955 habitantes en la zona 2 del municipio.

2.2.6.2.3. Población futura

Es la población para la cual se va a diseñar el proyecto, depende de las características sociales, culturales y económicas de los habitantes. Para calcular la población futura del presente proyecto se utilizará el método geométrico, el cual está expresado por la siguiente fórmula:

$$Pf = Po*(1 + r)^n$$

Donde:

Pf = población futura de habitantes

Po = población inicial de habitantes

r = tasa de crecimiento poblacional

n = período de diseño en años

Para este proyecto se obtuvieron los siguientes datos: población actual de 3 955 habitantes, una tasa de crecimiento poblacional de 3,21 y un período de diseño de 20 años, los cuales se sustituyen en la fórmula.

$$Pf = 3\ 955 (1 + 3,21)^{20} = 7\ 426 \text{ habitantes}$$

2.2.7. Consumo de agua

Es importante determinar el consumo de agua, para verificar que la fuente que se propone provee el caudal necesario para la población a servir. Para determinar dicho consumo existen diversos factores que afectan, dependiendo la ubicación donde se realizará el proyecto. Entre los factores que afectan el consumo de una población está la temperatura ambiental, calidad del agua, características socioeconómicas, actividad económica, servicio de alcantarillado existente o no, presión en la de distribución de agua, administración y actividad económica.

2.2.8. Factores de consumo

Las condiciones climáticas, los días de trabajo, entre otros, tienden a causar algunas variaciones en el consumo de agua. Se producen demandas de consumo altas cada mañana al empezar la actividad del día y por lo general un mínimo en horas tempranas de la madrugada. Durante la semana, el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo, el más bajo. En algunos meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente en la temporada calurosa, se producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superarán a otros en cuanto a demanda.

Para compensar esta incerteza debido a las variaciones de consumo, se ha propuesto el uso de factores en el cálculo de los caudales de consumo.

2.2.8.1. Factor de día máximo (FDM)

Este define como la relación que existe entre el valor de consumo máximo diario registrado en un año y el consumo diario relativo a ese año.

Según la *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano* del Instituto de Fomento Municipal (Infom), se tienen los siguientes parámetros:

- Para poblaciones mayores de 1 000 habitantes FDM = 1,2
- Para poblaciones menores de 1 000 habitantes FDM = 1,2 a 1,5

2.2.8.2. Factor de hora máximo (FHM)

Factor que relaciona el número de habitantes y sus costumbres con respecto al consumo de agua potable durante el día, en el cual, hay horas en que los consumos son máximos, debido al uso simultáneo del servicio por parte de la mayoría de habitantes de una comunidad. Según la *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano* del Infom, se tienen los siguientes parámetros:

- Para poblaciones mayores de 1 000 habitantes FHM = 2,0
- Para poblaciones menores de 1 000 habitantes FHM = de 2,0 a 3,0

Para este proyecto se utilizó un factor de hora máximo de 2,0.

2.2.9. Caudales de diseño

Los caudales de diseño son los consumos de agua requeridos por la población y necesarios para el diseño del proyecto. Estos deben combinar las necesidades de la población de diseño y los costos de construcción de un sistema de agua potable para un caudal excesivo. Normalmente se trabaja con tres tipos de caudales, los cuales son el caudal medio diario, caudal máximo diario y el caudal máximo horario.

2.2.9.1. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a un habitante en un día en una población. Se expresa en litros por habitante por día. Para la elección adecuada de la dotación deberán tomarse en cuenta los factores siguientes:

- Clima
- Abastecimiento privado
- Calidad y cantidad del agua
- Presiones
- Nivel de vida
- Servicios comunales o públicos
- Medición

Si los hubiere, deberán tomarse en cuenta estudios de demanda de la población.

Debido a que no se cuenta con esta información, se utilizarán los valores que se especifican en la *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano* del Infom:

- Servicio a base de llena cántaros exclusivamente: 30 a 60 l/hab/día.
- Servicio mixto de llena cántaros y conexiones prediales (común en el área rural): 60 a 90 l/hab/día.
- Servicio exclusivo de conexiones prediales fuera de la vivienda: 600 a 120 l/hab/día.
- Servicio de conexiones intradomiciliarias con opción a varios grifos por vivienda: de 900 a 170 l/hab/día.

- Servicio de pozo excavado con maquinaria o hincado con bomba manual: mínimo de 20 l/hab/día.
- Servicio de aljibes: 20 l/hab/día.

Para este proyecto se utilizó una dotación de 120 litros por habitante por día.

2.2.9.2. Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que consume una población durante un día, la cual se obtiene como el promedio de los consumos diarios en el período de un año. Cuando no se cuenta con registros de consumos diarios, para calcular dicho promedio se puede obtener el caudal medio diario como el producto de la dotación adoptada por el número de habitantes que se estimen al final del período de diseño.

$$Q_m = \frac{\text{Dot.} * P_f}{86\ 400}$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario en litros por segundo

Dot = dotación en litros por habitante por día

P_f = población futura

Para este proyecto, el caudal medio se calculó de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{120 \text{ l/hab/día} * 7\ 426 \text{ hab}}{86\ 400}$$

$$Q_m = 10,314 \text{ l/s}$$

2.2.9.3. Caudal máximo diario

También llamado consumo máximo diario o caudal de conducción, es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, este se puede calcular incrementándole un porcentaje denominado factor de día máximo al caudal medio diario, por medio de la siguiente expresión:

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

Donde:

Q_{md} = consumo máximo diario o caudal de conducción

Q_m = consumo medio diario o caudal medio

FDM = factor de día máximo

Para este proyecto, debido a que las fuentes de abastecimiento de agua existentes proveen de suministro eficientemente y las líneas de conducción funcionan adecuadamente, no se plantea modificarlas; por lo tanto, no será necesario calcular el caudal máximo diario.

2.2.9.4. Caudal máximo horario

Es conocido también como caudal de distribución, debido a que es el que se utiliza para diseñar la red de distribución; es el consumo máximo en una hora del día, el cual se obtiene de la observación del consumo equivalente a un año. Se no se tiene registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máximo, mediante la siguiente expresión:

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

Donde

Qmd = consumo máximo horario o caudal de distribución

Qm = caudal medio diario

FHM = factor de hora máximo

Para este proyecto se utilizó un factor de hora máximo de 2 debido a que la población es mayor a 1 000 habitantes, y se calculó de la siguiente manera:

$$Q_{mh} = 10,314 \text{ l/s} \cdot 2$$

$$Q_{mh} = 20,63 \text{ l/s}$$

2.2.10. Velocidad

De conformidad a la *Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano* del Infom, se adoptarán las velocidades de diseño:

- Para conducción: mínima = 0,40 m/s y máxima = 3,0 m/s
- Para distribución: mínima = 0,60 m/s y máxima = 3,0 m/s

2.2.11. Presión

Existen dos tipos de presiones: dinámica y estática.

- Presión dinámica: presión que ejerce un flujo cuando existe consumo en la red. Cuando hay movimiento, la presión estática modifica su valor y disminuye por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería. Lo que era altura de carga estática, ahora se convierte en altura de presión

más pequeña, debido al consumo de presión que se llama pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía con respecto a la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería. Las presiones en la conducción no deben exceder a la presión de trabajo de las tuberías.

En la distribución la presión de servicio debe estar en el rango de 10 a 60 metros columna de agua (m.c.a.).

- Presión estática: presión que ejerce un fluido cuando no existe consumo en la red, generalmente en horas de la noche. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente. La presión hidrostática o estática máxima será de 60 metros columna de agua (m.c.a.).

2.2.12. Línea piezométrica

Es la forma gráfica de representar los cambios de presiones en el gráfico del comportamiento de la energía del flujo a través de una tubería. Esta puede ser interpretada de dos maneras.

- Es la suma de las alturas de presión hidrostática y de posición (cotas de terreno), y es la línea que une los puntos hasta los que el líquido podría ascender si se insertan tubos piezométricos en distintos lugares a lo largo de la tubería o canal abierto. Es una medida de la altura de presión hidrostática disponible en cualquier punto a lo largo de la tubería.
- Línea que resulta de la resta del valor de la energía total (línea de alturas totales) menos la altura de velocidad y de pérdida de carga debida a

fricción en cualquier punto a lo largo de la tubería. Por lo general, suele despreciarse la altura de velocidad debido a que los valores que presenta suelen ser muy pequeños. Por lo tanto, en la práctica, se toma solamente en cuenta las pérdidas de carga debida a la fricción.

La cota piezométrica en un punto B es igual a la cota piezométrica del punto A, menos la pérdida de carga H_f del tramo de tubería A –B.

2.2.13. Captación

Es una estructura realizada con el fin de coleccionar el agua de las fuentes, y asegurar, bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año, la captación del caudal previsto. El tipo de obra que se utilice está en función de las características de la fuente, y se pueden clasificar de la siguiente forma:

- Captaciones superficiales (ríos, riachuelos)
- Captación lateral
- Captaciones de agua de manantial
- Galerías de infiltración
- Agua subterránea

Para este proyecto se tienen las siguientes formas de captación para cada una de las fuentes de agua:

- Pozo El Parque : agua subterránea
- Pozo El Aserradero: agua subterránea
- Nacimiento La Montaña: captación superficial
- Nacimiento la barranquilla: captación de agua de manantial

Para este proyecto las captaciones mencionadas funcionan adecuadamente y cumplen con el caudal requerido en este diseño.

2.2.14. Línea de conducción

Es el conjunto de tuberías libres o forzadas que parten desde la captación hacia el tanque de distribución y transportan el caudal de día máximo. La línea de conducción puede funcionar de dos formas: por gravedad o por bombeo. El funcionamiento depende de la ubicación geográfica de la fuente de abastecimiento y la del tanque de almacenamiento. La tubería debe ser capaz de resistir la máxima presión a la que va a ser sometida. En los sistemas de agua potable se puede contar con más de una línea de conducción.

Para este proyecto, las fuentes de abastecimiento pozo El Parque, pozo El Aserradero y el nacimiento Las Barranquillas se encuentran en un punto más bajo que el tanque de almacenamiento, por lo que la conducción funciona por bombeo. El nacimiento La Montaña funciona por medio de gravedad. Las líneas de conducción de las fuentes anteriores no serán modificadas debido a que las existentes funcionan adecuadamente y no presentan problema alguno.

2.2.15. Tanque de almacenamiento

Tiene como fin primordial almacenar agua que permita cubrir las variaciones horarias de consumo, debido a que el consumo no es constante y varía según el horario, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día. Entre otras funciones de un tanque de almacenamiento se encuentran:

- Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
- Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
- Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Reservar suficiente agua por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Para diseñar un tanque de almacenamiento o distribución, deben tenerse presentes los elementos de su funcionalidad, que se rigen básicamente por:

- Tener capacidad de regular las variaciones horarias del consumo o demanda, considerando la capacidad de producción de la fuente.
- Dimensiones del predio donde se ubicará.
- Tipo de suelo y condiciones de anegabilidad.
- Conocer la capacidad soporte del suelo donde se cimentará.
- Ventilación con tubería de 2 pulgadas como mínimo.

Tabla XXXIII. **Tanques disponibles**

No.	Tanque
1	El Aserradero
2	Cornejos
3	El Perique 1
4	El Perique 2
5	La Colonia
6	Ciénega

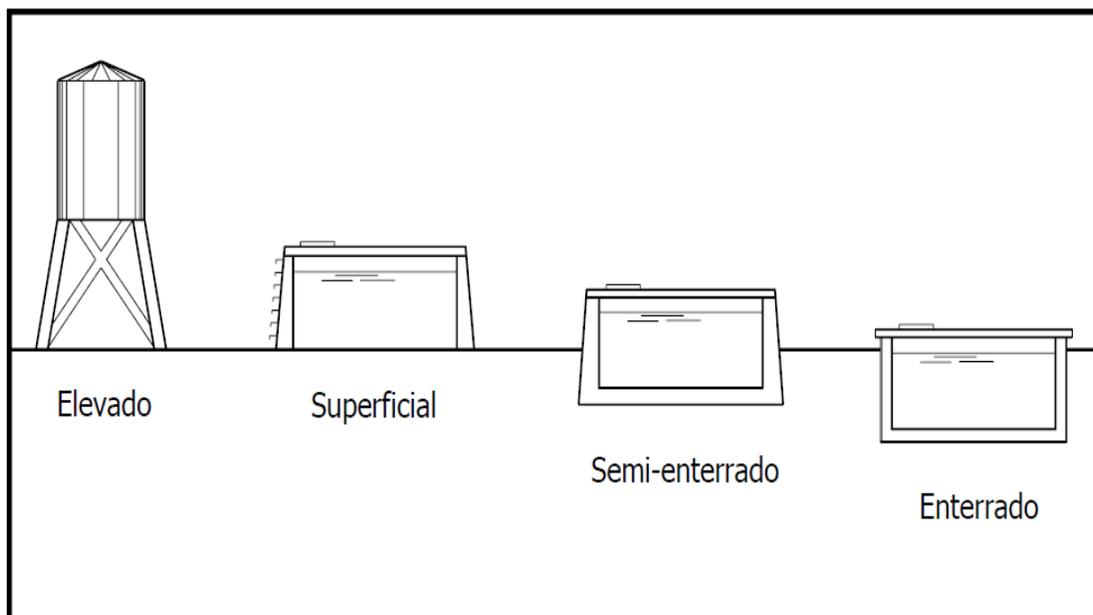
Fuente: Municipalidad de Zaragoza.

Para determinar el tipo de tanque a utilizar, se deben identificar las presiones de servicio y su diferencia de altura con la ubicación del tanque en relación a las viviendas, para analizar si afecta su altimetría.

2.2.15.1. Forma y tipo del tanque

Por lo general, la forma de los tanques de almacenamiento puede ser rectangular o circular. Los tipos de tanques pueden ser superficiales, semienterrados, enterrados y elevados. En la figura 23 se muestran los tipos de tanques.

Figura 23. Tipos de tanque



Fuente: AGUILAR CHURUMÍA, Lester. *Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable para el área urbana del municipio de Zaragoza, departamento de Chimaltenango*. p. 39.

2.2.15.2. Volumen del tanque

El volumen estimado del tanque de almacenamiento El Aserradero es de 270 metros cúbicos.

2.2.16. Desinfección

Para tratar el agua y hacerla apta para el consumo humano existen procesos sanitarios de tratamiento que alteran la condición específica del agua. Uno de estos procesos es la desinfección que consiste en la eliminación de las bacterias patógenas y la inactivación de virus patógenos mediante la aplicación directa de medios físicos o químicos.

Los principales métodos de desinfección física son el hervido y la radiación de la luz ultravioleta.

- Hervido de agua: es una práctica segura y tradicional. Si bien es efectivo como tratamiento casero, no es un método factible para abastecimientos públicos y grandes de agua.
- Radiación ultravioleta: método efectivo de desinfección para aguas claras, pero su efectividad se reduce considerablemente cuando el agua es turbia o contiene constituyentes tales como nitrato, sulfato y hierro en su forma ferrosa. La luz ultravioleta ha sido muy utilizada en diversos países desarrollados, pero se aplica muy poco en países en vías de desarrollo.

Entre los principales métodos de desinfección química se encuentran la utilización de cloro (cloración), yodo, permanganato de potasio y ozono.

- Cloro (cloración): es un procedimiento bastante efectivo y de uso generalizado los Estados Unidos de Norte América y en América Latina. Además, es el sistema de desinfección más económico que los demás métodos. Existen diferentes tipos de desinfección por medio del cloro, entre estos se encuentran: cloro gaseoso, hipoclorito de sodio, hipoclorito de calcio, cal de cloro y dióxido de cloro. Estos son los más convenientes y confiables para desinfectar el agua.
- Yodo: es un buen desinfectante, pero posee serias limitaciones. Requiere de dosis muy exactas para lograr la desinfección. No es efectivo cuando el agua presenta color o turbidez, además de que posee una elevada volatilidad.
- Permanganato de potasio: es un poderoso agente oxidante y se ha descubierto que es efectivo contra el cólera pero no contra otros patógenos. Deja manchas en el contenedor y por esto no es un desinfectante muy satisfactorio para abastecimientos públicos de agua.
- Ozono: es cada vez más utilizado en países industrializados, ya que es efectivo en la eliminación de compuestos que dan sabor o color objetables al agua. Al igual que los rayos ultravioleta, el ozono no deja ningún residuo medible, cuya detección pudiera servir para controlar el proceso. Sin embargo, los elevados costos de instalación y operación y la necesidad de un suministro continuo de energía hacen que el uso del ozono no sea una práctica recomendada para países en desarrollo.

2.2.17. Fórmulas, coeficientes y diámetros de tuberías

- Pérdida de carga: es la pérdida por un paso unitario de agua a causa de la resistencia superficial dentro del conducto (tubería), energía mecánica que es convertida en energía térmica irrecuperable. Las pérdidas de carga se obtienen a través de la fórmula de Hazen-Williams, siendo una de las más utilizadas para el diseño y análisis de sistemas hidráulicos. Su uso se limita al flujo de agua en tuberías con diámetros mayores de 2 pulgadas y menores de 6 pies, y se utiliza tanto en los cálculos de conducción como distribución.

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

Donde:

H_f = pérdida de carga en metros

Q = caudal en la tubería en litros por segundo

L = longitud de tubería en metros

D = diámetro en pulgadas

C = coeficiente de rugosidad de la tubería

- Coeficiente de fricción (C): es el valor de la resistencia que ofrece la superficie interna de una tubería a la circulación de un líquido, este coeficiente tiene un valor de 150 para tubería PVC.
- Diámetro de tubería: para fines de diseño, es importante utilizar el diámetro interno de una tubería, ya que representa el valor real de una tubería, no así el valor del diámetro comercial. El tamaño dependerá de las razones hidráulicas o económicas del diseño. El diámetro no debe ser

menor de 2 pulgadas debido a la restricción de la ecuación de Hazen-Williams.

2.2.18. Línea de distribución

La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una tubería denominada línea de distribución, la cual conduce el agua al punto o a los puntos de entrada a la red de distribución. Esta se diseña de forma que la cota piezométrica de salida del tanque de almacenamiento debe ser tal que, al restar las pérdidas de carga que se provoquen en la línea de distribución, se debe llegar a la entrada de la red con un cota piezométrica que al restarle su cota de terreno, genere tanto una presión de diseño que cumpla con los límites establecidos por las normas, como las condiciones adecuadas dentro de la red de distribución.

Se muestra, a continuación, el diseño de la línea de distribución para el presente proyecto.

Datos:

Longitud línea de distribución = 284,027 m

Cota tanque de almacenamiento = 1000,00 m

Caudal de tubería (Q_{hm}) = 20,63 l/s

Diámetro de tubería (existente) = 6" (6,115" interno)

Cota nudo A (entrada a red) = 970,757 m

Coefficiente de rugosidad = 150

Pérdida en tramo de línea de distribución:

$$H_f = \frac{1743,811 \cdot 284,027 \cdot 20,63^{1,85}}{150^{1,85} \cdot 6,115^{4,87}}$$

$$H_f = 1,867 \text{ m}$$

Cota piezométrica en nudo A de ingreso a red de distribución:

$$CP_A = 1000,00 - 1,867 = 998,133 \text{ m.c.a.}$$

Presión dinámica de ingreso en nudo A de ingreso a red de distribución:

$$P_A = 998,133 - 970,757 = 27,376 \text{ m.c.a.}$$

Presión estática en nudo A:

$$P_{ESTÁTICA} = 1000,00 - 970,757 = 29,243 \text{ m.c.a.}$$

Cálculo de velocidad, despejando de la ecuación de continuidad $Q = V \cdot A$:

$$V = \frac{(4 \cdot (20,63/1000))}{(\pi \cdot (6,115 \cdot 0,0254)^2)} = \frac{(1,974 \cdot 20,63)}{(6,115^2)}$$

$$V = 1,089 \text{ m/s}$$

2.2.19. Red de distribución

La red o sistema de distribución comprende todo el conjunto de conducciones, tuberías y piezas especiales, que distribuyen el agua tratada desde el tanque de distribución hasta las tomas domiciliarias de los

consumidores. La red de distribución está conformada por tuberías principales y secundarias. La red de tuberías principales es la encargada de distribuir el agua en las diferentes zonas de la población, mientras que las tuberías secundarias son las encargadas de hacer las conexiones domiciliarias. Existen tres tipos de redes:

- Ramificada: consiste en conducción principal de la que derivan tuberías secundarias de las que parten otras tuberías de tercer o cuarto orden, cada vez de menor diámetro. Es semejante a las ramas de un árbol, por lo que se le conoce también como circuitos abiertos.
- Mallada: la conducción del agua se hace a través de tubería unida formando un circuito cerrado y el agua puede llegar a un punto determinado por varios lados. También se le conoce como circuito cerrado.
- Combinada o mixta: es la que combina redes ramificadas y mallada.

La elección del sistema idóneo y funcional dependerá de las características del lugar poblado, ubicación del tanque de agua potable, entre otros. Desde el punto de vista sanitario, es preferible optar por la red mallada, ya que ocasiona menos problemas de contaminación porque no permite el estancamiento de agua, además de que mantiene niveles de presión constante, lo cual permite siempre la circulación de agua.

La situación de la urbanización de la zona 2 del municipio de Zaragoza cumple con los requisitos para implementar un sistema de distribución a base de mallas o circuito cerrado, conformado por una red primaria y una secundaria, por lo tanto se implementará este sistema.

2.2.19.1. Red primaria

Se le denomina red primaria de conductos principales a los circuitos cerrados o tuberías de mayor diámetro. Su función es conducir el agua por medio de las líneas principales y alimentar a las redes secundarias. Esta red se calcula por medio del método de Hardy Cross. El diámetro mínimo a utilizar en esta red es de 2 pulgadas.

2.2.19.2. Red secundaria

Es la red que se encarga de distribuir el agua hasta las tomas domiciliarias. Se recomienda utilizar esta red para realizar las conexiones domiciliarias de manera que no se afecte a la red primaria o principal. Existen diversas formas de conectar la red secundaria con la principal, por lo que dependerá del criterio del diseñador y de los costos que representa el método de conexión. La red secundaria, además, puede formar un circuito cerrado o formar ramales abiertos. El diámetro mínimo a utilizar en esta red es de 2 pulgadas.

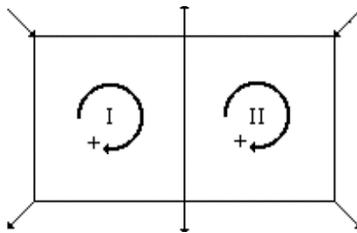
2.2.20. Método de Hardy Cross para circuitos cerrados

Este es un método iterativo que parte de la suposición de los caudales iniciales en los tramos, los cuales se corrigen sucesivamente con un valor particular Q . El método consiste en agregar un cierto gasto correctivo al que fluye en cada tubería del circuito. La aplicación del método de Cross es conveniente para redes pequeñas (con menos de 20 nudos), ya que para redes mayores puede ser lenta la convergencia o inclusive puede no alcanzarla. Usualmente se acepta como correcta la convergencia a 3 iteraciones.

Para la utilización del método deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- De preferencia tratar que la dirección de los caudales distribuidos sigan la pendiente del terreno.
- En cada nudo, la sumatoria de caudales de entrada debe ser igual a la sumatoria de caudales de salida, esto es $\sum Q. \text{ entrada} = \sum Q. \text{ salida}$.
- Determinar las mallas y un sentido de recorrido de los caudales. El signo de los caudales que circulan a favor de las agujas del reloj es positivo y el de los que van en contra de dicho sentido es negativo.

Figura 24. **Diagrama de circuito cerrado**



Fuente: elaboración propia.

- $\sum H_f = 0$; esta condición es muy difícil que se cumpla, por lo tanto, se corrigen los valores de los caudales, donde la corrección se representa con el signo Δ , por medio de la fórmula:

$$\Delta = \frac{\sum H_f}{1,85 \cdot \sum (H_f/Q)}$$

- En tramos comunes a varios circuitos, se deben aplicar las correcciones de los otros circuitos pero con signo cambiado.

- La red se considerará compensada cuando el valor absoluto de todas las correcciones del caudal sean menores al uno por ciento del caudal de entrada, calculándose a partir de ese momento los caudales finales y sus correspondientes pérdidas de carga.

Procedimiento de aplicación del método de Hardy Cross:

- Fijar los puntos de consumo (nudos principales) y determinar los caudales.
- Distribuir los caudales.
- Fijar los diámetros de las tuberías para los diferentes tramos de los circuitos, es recomendable, cuando no se tiene experiencia, determinar los mismos a través de la aplicación de la fórmula de Hazen & Williams, equiparando la pérdida de carga a la diferencia de altura entre cotas de cada nudo, aproximando el resultado al diámetro comercial más próximo.
- Utilizar la fórmula de Hazen & Williams, con el diámetro antes encontrado, para calcular la pérdida de carga en cada tramo.
- Calcular la relación H_f/Q en cada tramo.
- Efectuar las sumatorias para pérdidas de carga, así como de las relaciones H_f/Q .
- Calcular el valor de la corrección Δ para cada circuito. *La Guía de normas sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano* del Infom indica que $|\Delta| < 0,01 * Q_e$ para considerarse compensado el circuito.
- Si no se cumple la condición anterior, calcular el nuevo caudal e iniciar una nueva iteración, es decir, repetir los pasos indicados anteriormente, hasta que las correcciones sean inferiores al valor recomendado. Como comprobación de que se ha operado correctamente, los caudales que se

conducen en los tramos comunes a varios circuitos deben ser de igual magnitud y de signo contrario.

- De cumplirse la condición anterior, se procede a calcular los caudales finales.
- Calcular las pérdidas de carga finales.
- Determinar las presiones en la red.

2.2.21. Cálculo hidráulico de red primaria

A continuación se presentan los cálculos hidráulicos realizados para este proyecto, los cuales están basados en los parámetros establecidos en la *Guía de Normas Sanitarias para el diseño de sistemas rurales de abastecimiento de agua para consumo humano* del Infom.

2.2.21.1. Caudal por nudo

Es el caudal de demanda o consumo de la población alrededor del mismo. Para el cálculo del caudal por nudo se considera a la población por área de influencia en cada nudo. Por lo tanto, es indispensable definir la población en cada sector de influencia para cada nudo.

El caudal por nudo se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

El caudal unitario poblacional se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_p = Q_{mh} / P_t$$

Donde:

Q_p = caudal unitario poblacional litros por segundo por habitante

Q_{mh} = caudal máximo horario para la totalidad de la población en litros por segundo.

Q_i = caudal de demanda en el nudo i en litros por segundo

P_t = población total actual del proyecto

P_i = población del área de influencia del nudo i

- Ejemplo de aplicación:

Datos:

Población nudo A = 510 habitantes

$Q_{mh} = 20,63$ l/s

Población total actual = 3,955 habitantes

$Q_p = 20,63/3,955 = 0,00522$ l/s

$Q_i = 0,00522*510 = 2,66$ l/s en el nudo A

Tabla XXXIV. **Caudal por nudo del proyecto**

Nudo	Población área de influencia (hab)	P_i	Caudal unitario poblacional Q_p (l/s/hab)	Caudal por nudo Q_i (l/s)
A		510	0,00522	2,66
B		245	0,00522	1,28
C		750	0,00522	3,91
D		1 130	0,00522	5,89
E		170	0,00522	0,89
F		180	0,00522	0,94
G		580	0,00522	3,03
H		390	0,00522	2,03

Fuente: elaboración propia.

2.2.21.2. Distribución de caudales

Es el proceso de distribuir el caudal máximo horario (Q_{mh}) de entrada por medio de las tuberías de la red primaria, de tal forma que satisfaga las condiciones de demanda de los nudos y chequeos respectivos. La distribución se puede realizar de 2 formas.

- Al tanteo: tomando en cuenta los criterios del diseñador y que el caudal distribuido sea capaz de abastecer todos los puntos de consumo.
- Si se desea un método más exacto, se cuentan las viviendas a las que va a servir en cada tramo, de tal manera es el caudal que se desea trasladar para abastecer la demanda requerida por los puntos de consumo, se define por:

$$Q_{\text{salida}} = Q_p * \text{Población}$$

Donde:

Q_{salida} = caudal que se desea trasladar de un nudo a otro

Q_p = caudal unitario poblacional en litros por segundo por habitante

Población = población a la que se desea transportar el agua

La distribución de caudal se chequea al momento de realizar la sumatoria de caudales por nudo ($\sum Q_e = \sum Q_s$).

Tabla XXXV. **Distribución de caudales**

Tramo	Caudal de salida (l/s)
AB	13,97
AC	4,00
BD	12,69
DC	2,30
CF	2,39
DG	2,30
FG	1,45
DE	2,20
EH	1,31
GH	0,72

Fuente: elaboración propia.

2.2.21.3. Diámetro propuesto

Se presenta el diámetro propuesto en cada tramo utilizando la ecuación de Hazen & Williams, despejando el valor D y usando como pérdidas las diferencias de cota entre los nudos del circuito. Para los cálculos hidráulicos posteriores se utilizará el diámetro interno, el cual también se muestra en la tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. Diámetro propuesto

	TRAMO		COTA DE TERRENO		DIFERENCIA DE COTAS (m)	COEFICIENTE C PVC	LONGITUD (m)	CAUDAL (l/s)	DIÁMETRO NOMINAL (pulg.)	DIÁMETRO INTERNO (pulg.)
	DE	A	INICIAL (m)	FINAL (m)						
CIRCUITO 1	A	C	970,757	952,968	17,789	150	362,64	4	2	2,193
	C	D	952,968	959,358	6,39	150	336,81	2,3	2	2,193
	D	B	959,358	973,043	13,685	150	499,55	12,69	4	4,154
	B	A	973,043	970,757	2,286	150	219,63	13,97	4	4,154
CIRCUITO 2	C	F	952,968	947,315	5,653	150	337,56	2,39	2.5	2,655
	F	G	947,315	944,414	2,901	150	334,22	1,45	2	2,193
	G	D	944,414	959,358	14,944	150	342,78	2,3	2	2,193
	D	C	959,358	952,968	6,39	150	336,81	2,3	2	2,193
CIRCUITO 3	D	G	959,358	944,414	14,944	150	342,78	2,3	2	2,193
	G	H	944,414	944,646	0,232	150	378,62	0,72	2	2,193
	H	E	944,646	941,927	2,719	150	233,42	1,31	2	2,193
	E	D	941,927	959,358	17,431	150	512,69	2,2	2	2,193

Fuente: elaboración propia.

2.2.21.4. Cálculo de circuitos por Hardy Cross

Se presenta el resumen del cálculo hidráulico de cada iteración realizada en los 3 circuitos que conforman la red primaria de agua potable del circuito. Se considera como compensado el sistema cuando las correcciones equivalen al uno por ciento del caudal máximo horario, es decir, $\Delta = 0,01 * 20,63 = 0,2063$ l/s.

Para la iteración 1 los cálculos son:

Tabla XXXVII. Cálculo de iteración 1

	TRAMO	CAUDAL PROPUESTO (l/s)	PÉRDIDAS DE CARGA Hf (m)	Hf/Q
CIRCUITO 1	A-C	4	16,911	4,228
	C-D	-2,3	-5,642	2,453
	D-B	-12,69	-8,786	0,692
	B-A	-13,97	-4,614	0,33
		Σ	-2,131	7,703

$\Delta =$	0,15
CHEQUEO	SÍ CHEQUEA

CIRCUITO 2	C-F	2,39	2,393	1,001
	F-G	1,45	2,385	1,645
	G-D	-2,3	-5,742	2,497
	D-C	2,3	5,642	2,453
		Σ	4,678	7,596

$\Delta =$	-0,333
CHEQUEO	NO CHEQUEA

CIRCUITO 3	D-G	2,3	5,742	2,497
	G-H	0,72	0,74	1,028
	H-E	-1,31	-1,38	1,053
	E-D	-2,2	-7,911	3,596
		Σ	-2,809	8,174

$\Delta =$	0,186
CHEQUEO	SÍ CHEQUEA

Fuente: elaboración propia.

Para la iteración 2 los cálculos son:

Tabla XXXVIII. Cálculo de iteración 2

	TRAMO	Δ	Q2 (l/s)	Hf2 (m)	Hf2/Q2	Δf	Qf (l/s)	Hff (m)
CIRCUITO 1	A-C	0,15	4,15	18,103	4,362	-0,098	4,052	17,32
	C-D	0,483	-1,817	-3,648	2,008	-0,206	-2,023	-4,45
	D-B	0,15	-12,54	-8,595	0,685	-0,098	-12,638	-8,719
	B-A	0,15	-13,82	-4,523	0,327	-0,098	-13,918	-4,582
	Σ			1,337	7,382			

$\Delta =$	-0,098
CHEQUEO	SÍ CHEQUEA

CIRCUITO 2	C-F	-0,333	2,057	1,813	0,881	0,108	2,165	1,993
	F-G	-0,333	1,117	1,472	1,318	0,108	1,225	1,746
	G-D	-0,519	-2,819	-8,367	2,968	0,219	-2,6	-7,204
	D-C	-0,483	1,817	3,648	2,008	0,206	2,023	4,45
	Σ			-1,434	7,175			

$\Delta =$	0,108
CHEQUEO	SÍ CHEQUEA

CIRCUITO 3	D-G	0,519	2,819	8,367	2,968	-0,219	2,6	7,204
	G-H	0,186	0,906	1,132	1,249	-0,111	0,795	0,889
	H-E	0,186	-1,124	-1,04	0,925	-0,111	-1,235	-1,238
	E-D	0,186	-2,014	-6,718	3,336	-0,111	-2,125	-7,419
	Σ			1,741	8,478			

$\Delta =$	-0,111
CHEQUEO	SÍ CHEQUEA

Fuente: elaboración propia.

En la segunda iteración, el valor de corrección en los tres circuitos (Δ) es menor al uno por ciento del caudal horario máximo (Qmh), por lo que se da por

balanceado el sistema de abastecimiento de agua potable, también los valores finales para los caudales (Q_f) y las pérdidas finales (H_{ff}).

2.2.21.5. Presiones y velocidades

A continuación se presentan las presiones y velocidades de los nudos del circuito primario:

Tabla XXXIX. Presiones finales de diseño

	TRAMO	COTA PIEZOMÉTRICA NUDO INICIAL (m)		PERDIDA H_{ff} (m)	COTA PIEZOMÉTRICA NUDO FINAL (m)		COTA NUDO FINAL (m)	PRESIÓN DINÁMICA NUDO FINAL (m.c.a.)	VELOCIDAD (m/s)
		NUDO	VALOR		VALOR	NUDO			
CIRCUITO 1	A-C	A	998,133	17,32	C	980,813	952,968	27,845	1,66
	C-D	D	984,832	4,45	C	980,382	952,968	27,414	0,83
	D-B	B	993,551	8,719	D	984,832	959,358	25,474	1,45
	B-A	A	998,133	4,582	B	993,551	973,043	20,508	1,59
CIRCUITO 2	C-F	C	980,813	1,993	F	978,82	947,315	31,505	0,61
	F-G	F	978,82	1,746	G	977,074	944,414	32,66	0,50
	G-D	D	984,832	7,204	G	977,628	944,414	33,214	1,07
	D-C	D	984,832	4,45	C	980,382	952,968	27,414	0,83
CIRCUITO 3	D-G	D	984,832	7,204	G	977,628	944,414	33,214	1,07
	G-H	G	977,074	0,889	H	976,185	944,646	31,539	0,40
	H-E	E	977,413	1,238	H	976,175	944,646	31,529	0,51
	E-D	D	984,832	7,419	E	977,413	941,927	35,486	0,87

Fuente: elaboración propia.

En algunos casos, se puede observar que para un mismo nudo el valor de la presión puede poseer dos o más valores diferentes, debido a la elección del tramo para el valor de pérdida de carga (H_f) y llegar al nudo respectivo. Sin embargo, la diferencia es pequeña, por lo que la elección del valor de presión a tomar no representa problema alguno.

2.2.21.6. Conexiones prediales

Este es el último componente del sistema de abastecimiento de agua potable y su finalidad es suministrar el líquido en condición aceptable a la población, ya sea a través de un servicio domiciliario o un servicio tipo comunitario (llenacántaros o chorros públicos). Básicamente consiste en una derivación de la tubería de la red, a través de un tubo de diámetro pequeño, generalmente de 1/2" o 3/4" de poca longitud, que termina en una llave de paso o contador, para la instalación interna del servicio en el predio. Para este proyecto, las conexiones prediales se harán desde la línea del circuito secundario, además, las conexiones incluyen un grifo dentro del terreno de la vivienda.

Generalmente se compone de los siguientes artefactos:

- Tubería de acometida: la que conecta la línea de distribución con los accesorios de la conexión predial, incluyendo una tee reductora de diámetro de línea de distribución a 1/2".
- Accesorios de las conexiones domiciliarias:
 - Válvula de paso
 - Válvula de chorro o válvula de bolsa, según se especifique en planos

- Codo de hierro galvanizado de ½" a 90°
- Copla de hierro galvanizado de ½"
- Niple de hierro galvanizado de ½" x 0,30 m
- Niple de hierro galvanizado de ½" x 1,50 m
- Adaptadores macho
- Soporte de concreto, fundido en el sitio de 0,05 x 0,30 x 0,30 m

2.2.22. Obras de arte

Con este nombre se incluyen aquellas obras indispensables para el buen funcionamiento, protección y durabilidad del sistema de agua potable entre ellas están: válvulas de compuerta, válvulas de aire y válvulas de limpieza.

2.2.23. Válvulas

Sirven dentro de un sistema de distribución de agua potable, para abrir y cerrar, conectar y desconectar, regular, modular o aislar el flujo de agua.

- Válvula de compuerta: las características principales de esta válvula son: cierre del orificio con un disco vertical de cara plana que se desliza en ángulo recto sobre el asiento. Se utiliza para abrir o cerrar de forma total el flujo, no es utilizada para regular el caudal de agua y no debe de ser usada frecuentemente.

Para este sistema de abastecimiento se colocarán válvulas de compuerta en los nudos de las mallas y en las conexiones de las tuberías secundarias.

2.2.24. Presupuesto del proyecto

El presupuesto se integró con base en precios unitarios. Los precios de los materiales se obtuvieron mediante cotizaciones en diferentes centros de distribución de la cabecera municipal, para el costo de la mano de obra calificada y no calificada se tomó referencia a los precios utilizados por la Municipalidad para este tipo de proyectos. El costo total del proyecto se obtuvo realizando la sumatoria de todos los costos totales por cada renglón de trabajo, dentro de los cuales se incluyen tanto los costos directos como indirectos.

Tabla XL. **Presupuesto del sistema de agua potable**

Renglón	Descripción de los trabajos	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total Renglón
1	Replanteo y trazo topográfico	m	7 309,80	Q 1,03	Q 7 548,43
2	Tubería línea de distribución	m	284,03	Q 555,74	Q 157 847,96
3	Tubería red primaria	m	3 522,68	Q 215,92	Q 760 598,82
4	Tubería red secundaria	m	7 701,44	Q 131,54	Q 1 013 057,60
5	Caja de operación de válvulas	unidad	14,00	Q 2 282,47	Q 31 954,64
6	Rótulo de estructura metálica	unidad	1,00	Q 3 266,00	Q 3 266,00
7	Acometida domiciliar	unidad	791,00	Q 1 565,11	Q 1 237 999,01
8	Reinstalación de adoquín	m ²	4 446,76	Q 80,38	Q 357 441,26
Total					Q 3 569 713,72

Fuente: elaboración propia.

2.2.25. Cronograma de ejecución física

Es el indicador que muestra la planificación en cuanto al tiempo de construcción en el desarrollo de las distintas etapas del proyecto. Este se realizó con los rendimientos brindados por la Municipalidad de Zaragoza obtenidos de proyectos similares.

Tabla XLI. Cronograma de ejecución

Renglón	Descripción de los trabajos	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4			
		Semanas				Semanas				Semanas				Semanas			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Replanteo y trazo topográfico	■	■														
2	Línea de distribución			■	■												
3	Instalación tubería red primaria					■	■	■	■								
4	Instalación tubería red secundaria						■	■	■								
5	Caja de operación de válvulas										■	■	■				
6	Acometida domiciliar											■	■				
7	Reinstalación de adoquín															■	■

Fuente: elaboración propia.

2.2.26. Programa de operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento de un sistema de agua potable comprende una serie de acciones que deben llevarse a cabo, con el objetivo de prever daños o perjuicios en el sistema de abastecimiento de agua potable, para

garantizar el buen funcionamiento del sistema y el servicio, siendo necesario llevar a cabo un mantenimiento tanto preventivo como correctivo. De igual forma, es importante llevar a cabo la ejecución de un plan para el fortalecimiento administrativo, para el óptimo desempeño y rendimiento del proyecto.

2.2.26.1. Fortalecimiento administrativo

Paralelamente a la realización de las obras civiles que se plantean para el mejoramiento del sistema de abastecimiento, debe existir un fortalecimiento en la capacidad de gestión por parte de la Municipalidad. Esto se hará posible con la realización de un programa de labores necesarias para la conformación de una mejor administración del agua potable. Estas labores se detallan a continuación:

- En lo técnico operativo:
 - Elaborar un plan maestro de agua potable y su actualización periódica.
 - Control de la cantidad y calidad de las fuentes de agua, llevando un expediente sobre ello.
 - Elaboración o actualización de los planos de las redes del sistema de abastecimiento de agua, los planos de las redes de captación y conducción, y los planos de distribución.
 - Elaboración de los manuales de operación y mantenimiento.
 - Elaboración de registros de daños.
 - Realizar un inventario de los equipos y herramientas para mantenimiento.

- Plan de obras e inversiones a cinco años mínimo de su realización.
- En lo administrativo:
 - Determinar las funciones que estarán a cargo del Departamento de Agua Municipal.
 - El organigrama de la administración municipal con la ubicación del Departamento de Agua.
 - Definición de las funciones que cada uno de los miembros de este departamento tenga a su cargo.
 - Descripción del manejo administrativo y contable, como facturación, cobros y software a la disposición del departamento.
 - Realizar un estudio de viabilidad del Departamento de Agua, cuáles serán sus costos e ingresos.
 - Cálculo anual del patrimonio.
 - Realización de planes anuales de compras, mantenimiento y capacitación.
 - Creación e implementación de un procedimiento de selección de personal.
 - Crear un registro constantemente revisado de proveedores y precios.
- En lo comercial:
 - Programa de revisión y calibración de contadores, así como el procedimiento para la sustitución de contadores en mal estado.
 - Elaboración de procedimientos para detección de usuarios clandestinos.

- Un registro completo de usuarios y contadores
- Revisión y actualización del contrato del servicio.
- Elaboración de procedimientos para atender solicitudes nuevas.

Al finalizar estas labores se tendrá una visión más amplia de cómo se encuentran todos los recursos con que cuenta el Departamento de Agua Municipal y por consecuencia se tendrá el primer paso para una mejor administración y operación.

2.2.26.2. Programa de mantenimiento

Consiste en una programación que, por lo general, se realiza para un período de un año, incluyendo la fecha de las diversas intervenciones que deben realizarse en todas las unidades de los diversos grupos, para dar cumplimiento a las normas de mantenimiento preventivo. Hacer un plan de mantenimiento preventivo es indispensable, ya que debido al gran número de actividades a realizarse, no se deben confiar a la memoria.

Para elaborar el programa de mantenimiento se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- El número de instalaciones y equipo que hay que mantener, y su clasificación de acuerdo a grupos.
- De las normas de mantenimiento preventivo para las instalaciones y para el equipo según fabricantes, se debe obtener la frecuencia del mantenimiento preventivo.
- Multiplicar el número de unidades de cada grupo por el número de intervenciones anuales que hay que realizar, para obtener el número de intervenciones anuales por grupo.

- En las normas de mantenimiento se especifica el detalle del trabajo a realizar, se puede obtener con base en la experiencia de los tiempos promedios de cada trabajo.
- Si se multiplica el número de intervenciones anuales por los tiempos promedios, se obtiene el número aproximado de horas para el cumplimiento del mantenimiento para cada grupo.
- Con el número promedio de horas se obtiene el número de trabajadores que se necesita para realizar el mantenimiento; en el caso que no se necesite mano de obra muy especializada.

Las actividades mínimas de trabajo por grupos a tomar en cuenta son:

- Fuentes de agua superficial

El personal asignado a este tipo de fuente velará por el cuidado de las instalaciones, realizando la operación por medio de las válvulas respectivas. Se encargará de verificar el estado de las instalaciones de captación, la limpieza de los desarenadores y pondrá especial atención a la línea de conducción como medio para la transportación del agua cruda.

Cualquier anomalía la deberá reportar al jefe inmediato superior. Para realizar esta labor, deberá solicitar las herramientas necesarias y reportar las actividades que se realizan.

- Fuentes de agua subterránea

La extracción de agua de fuentes subterráneas requiere una operación más costosa y del cuidado especial del equipo que se utiliza para realizarla. El personal a cargo de este tipo de instalaciones deberá cuidarlas, revisando las

válvulas instaladas y operándolas adecuadamente, inspeccionando tuberías para localizar fugas. Antes de la operación deberá revisar los tableros para detectar desperfectos eléctricos relacionados con la operación del equipo de bombeo, después de la puesta en marcha enfocará su atención a ruidos no comunes provenientes de la bomba, motor, ejes, entre otros. El arranque y apagado deberá responder al horario asignado. Si el trabajo de los equipos es normal, deberá poner a funcionar el equipo de cloración.

- Tanques de distribución

El mantenimiento que se le da a los tanques de distribución consiste básicamente en el mantenimiento de su estructura y de las condiciones higiénicas. El primero consiste en el mantenimiento de las paredes (pintura y acabados), inspección y mantenimiento de sus sistemas de válvulas y sistema de rebalse. El segundo se refiere a la limpieza y desinfección del tanque de distribución y la limpieza de los sistemas de administración de cloro desinfectantes.

- Red de distribución

Es la sección de fontanería y se encargará de la distribución del agua proveniente de las diferentes fuentes de abastecimiento y del mantenimiento preventivo y correctivo de la red de distribución, así como de sus ampliaciones previo estudio. Para ello contará con un supervisor que será responsable de la actividad realizada por los fontaneros. Cada fontanero tendrá a su cargo un sector y un horario que cumplir, siendo función de su superior, determinar si el agua es distribuida equitativamente por este.

Esta sección se encargará de la reparación de fugas y de ser posible realizará actividades para evitar su presencia, sustituyendo partes de la red por su estado, presentan altas probabilidades de escapes de agua.

- Control de contadores

Dada su importancia para el cobro, a que se someten a un funcionamiento continuo, a las condiciones donde se encuentran, a las trabas que causan las impurezas que trae el agua, al desgaste, al funcionamiento no adecuado y a la pérdida de precisión con el uso, es necesario el mantenimiento preventivo y correctivo de los medidores.

- Mantenimiento preventivo del contador

Previene fallas para poder mantener el medidor en funcionamiento continuo, registrar con precisión los consumos hechos por el usuario, mantener en un nivel adecuado el rendimiento del aparato y evitar el deterioro prematuro. Este se lleva a cabo al someter a los medidores a revisiones periódicas para limpiarlos, revisarlos, comprobar su funcionamiento, cambiarles partes desgastadas, ajustarlos y calibrarlos para asegurar su precisión, que disminuye en función del tiempo y operación, manteniéndolos en el rango deseado bajo técnicas económicamente aceptables.

- Mantenimiento correctivo del contador

Es cuando se reparan las fallas inmediatamente después de recibir la información sobre daño o parada del medidor, dada por los lectores, fontaneros, por los usuarios, entre otros. Las fallas que se presentan con mayor frecuencia son: mal registro del consumo, vidrios rotos, fugas, obstrucciones y cualquier

anomalía que dificulte establecer el consumo efectuado. Lo que procede aquí es retirar y reparar oportuna y rápidamente los medidores que no operen correctamente, así como las cajas de protección que estén en mal estado.

2.2.27. Propuesta de tarifa

Para que el sistema pueda operar adecuadamente y al mismo tiempo se le pueda dar el mantenimiento respectivo, se necesitan fondos, los cuales deberán ser costeados por los usuarios por medio de un pago mensual, con el objetivo de garantizar la sostenibilidad del mismo y que este pueda prestar un servicio eficiente durante un período para el cual fue diseñada la obra.

Los costos totales están constituidos por: administración, operación y mantenimiento.

Tabla XLII. Propuesta de tarifa

Gastos anuales:	
Costo personal	Q 28 000,00
Costo energía eléctrica	Q 240 000,00
Sistema de cloración	Q 38 400,00
Reparación y gastos indirectos	Q 18.000,00
Costo anual	Q 324 400,00
Costo mensual	Q 27 033,33
Usuarios actuales	791,00
Costo mensual	Q. 34,18

Fuente: elaboración propia.

2.2.28. Evaluación socioeconómica

Para que un proyecto sea rentable, económicamente hablando, se requiere que no existan pérdidas de capital respecto a la inversión que se hará. Para conocer si una inversión vale la pena o no, se necesita analizar dicha inversión por medio de evaluaciones económicas que nos garantizarán las ganancias deseadas.

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que generarán. Para ello, se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno, que se describen a continuación.

2.2.28.1. Valor presente neto (VPN)

Dicho valor se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente, a manera de determinar si este es rentable al término del período de funcionamiento. Para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 10 por ciento.

A continuación se detallan el monto del costo e ingreso inicial del proyecto.

Costo inicial = Q 3 569 713,72

La Municipalidad cobra por un nuevo servicio de agua potable la cantidad de Q 1 010,50.

Ingreso inicial = Q 1 010,50 * 791 conexiones = Q 799 305,5

Fórmula del valor presente dado anualidades:

$$VP = A * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right]$$

Tabla XLIII. **Ingresos y egresos**

	MONTOS INICIALES	MENSUALES	ANUALES
INGRESOS	Q 799 305,5	Q 8 305,5	Q 99 666,00
COSTOS	Q 3 569 713,72	Q 27 033,33	Q 324 400,00

Fuente: elaboración propia.

Valor presente costos de operación y mantenimiento:

$$VP = 3\,569\,713,72 + 324\,400,00 * \left(\frac{(1 + 0,10)^{20} - 1}{(0,10) * (1 + 0,10)^{20}} \right) = Q\,6\,331\,513,79$$

Valor presente ingresos de tarifa poblacional:

$$VP = 799\,305,5 + 99\,666,00 * \left(\frac{(1 + 0,10)^{20} - 1}{(0,10) * (1 + 0,10)^{20}} \right) = Q\,1\,647\,818,34$$

El valor presente neto está dado por la sumatoria de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el período de funcionamiento del sistema.

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

$$\text{VPN} = \text{Q } 1\,647\,818,34 - 6\,331\,513,79$$

$$\text{VPN} = \text{Q } -4\,683\,695,45$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto no podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento, por lo que la Municipalidad debe de sufragar ese déficit existente aumentando la tarifa propuesta o por medio de fondos propios o de donaciones.

2.2.28.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno de una inversión, es la tasa de rendimiento requerido, que produce como resultado un valor presente neto de cero, cuando se le utiliza como tasa de descuento. Por eso se llama tasa interna de rentabilidad; el número es interno e inherente al proyecto y no depende de nada, excepto de los flujos de caja del proyecto.

Una inversión es aceptable si su tasa interna de retorno excede al rendimiento requerido. De lo contrario, la inversión no es provechosa.

Debido a que este proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal, para este tipo de inversión, es de costo/beneficio; este se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{inversión inicial} - \text{VPN}$$

$$\text{Costo} = 3\,569\,713,72 - (-\text{Q } 4\,683\,695,45)$$

Costo = Q 8 253 409,17

Beneficio = número de habitantes beneficiados (a futuro) = 7 426

Costo/Beneficio = Q 8 253 409,17 / 7 426 = Q 1 111,42 / habitante

2.2.29. Evaluación de Impacto Ambiental

- Fuente de agua:

- Construcción:

Debido a que no se hace un movimiento de tierras considerable y que se afecta en un mínimo porcentaje el ambiente, no hay medidas de mitigación factibles a implementar.

- Operación:

En la operación no se utilizará ningún líquido contaminante. No se necesitan medidas de mitigación.

- Red de distribución:

- Construcción:

No se afecta seriamente el ambiente. No hay medida de mitigación aplicable.

- Operación:

Se recomienda mantener vigilancia periódica para evitar el desperdicio de agua.

2.2.30. Elaboración de planos y detalles

Los planos y las especificaciones técnicas constituyen, junto al presupuesto, los parámetros más importantes para la toma de decisiones de parte de la entidad que dará el financiamiento al proyecto. En los planos se resume la información esencial para el desarrollo físico del proyecto, junto con los detalles y elementos constructivos más significativos. Los planos de este proyecto se encuentran en el apéndice B.

CONCLUSIONES

1. El método simplificado de la PCA para el diseño del espesor de la carpeta de rodadura de un pavimento rígido es de fácil comprensión y aplicación, debido a que buena parte de su procedimiento se basa en tablas, por lo que resulta de gran utilidad cuando no se dispone de datos sobre distribución de cargas por eje, consumo de fatiga y daño por erosión.
2. La utilización de pavimento de concreto rígido conlleva la desventaja de presentar un costo inicial alto, sin embargo, esta situación se compensa debido a que los costos futuros de reparación y mantenimiento son menores, en comparación de la utilización de pavimento flexible, donde las condiciones anteriores se invierten.
3. La construcción del pavimento rígido mejorará las condiciones de comunicación y acceso, contribuyendo al desarrollo de la aldea Potrerillos y comunidades aledañas, debido a que en la actualidad el tramo es de terracería y está en muy malas condiciones.
4. El proyecto de agua potable para la zona 2 del municipio de Zaragoza, Chimaltenango, se puede ejecutar, ya que existen las condiciones técnicas y adecuadas para su construcción, debido a que cuenta con suficientes fuentes de abastecimiento en buen funcionamiento y tanque de almacenamiento existente, por lo que se propone únicamente cambiar la línea y la red de distribución existentes.

5. De ejecutarse ambos proyectos, el medio ambiente tendrá un impacto negativo muy pequeño, pero se verá compensado con los beneficios que recibirá la comunidad, teniendo muy en cuenta los procedimientos y cuidados adecuados durante su construcción.

6. Por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), se puede conocer la situación en la que se encuentran las comunidades del interior de la República. Con el trabajo de campo se hace un mejor estudio para diseñar, con certeza, los proyectos de infraestructura que mejor se adecuan a las necesidades de la comunidad, ayudando de esta manera con un servicio a la población guatemalteca.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Zaragoza:

1. Cumplir con las medidas y especificaciones técnicas contenidas en los planos y documentos, así como la utilización de materiales de buena calidad, para que los proyectos brinden los resultados esperados.
2. Velar porque se respete el derecho de vía de la carretera de ingreso a la aldea Potrerillos, debido a la posibilidad de construcción de viviendas que puedan dificultar la ejecución del proyecto.
3. Proveer el mantenimiento rutinario y periódico a la superficie de rodadura de la carretera, antes y después del invierno, de esa forma se logrará alcanzar la vida útil del proyecto.
4. Realizar la limpieza de los drenajes de la carretera al inicio y al final de la época lluviosa.
5. Hacer conciencia en la población de la zona 2 del casco urbano de Zaragoza en cuanto el uso adecuado que debe dársele al agua potable, ya que su desperdicio representa gastos cuantiosos a la Municipalidad, así como la carencia de la misma para la población en el futuro. Además deberán ser responsables pagando la tarifa mensual para darle el mantenimiento adecuado a todos los componentes del sistema de agua potable y que opere eficazmente.

6. Actualizar los precios de los materiales de construcción, mano de obra, maquinaria pesada, presentados en los costos unitarios y presupuestos de los proyectos, antes de la contratación de la empresa que ejecutará el proyecto, debido a la variación constante que sufren los precios con el paso del tiempo.

7. Debido a que los proyectos no son rentables económicamente, se debe buscar el apoyo de instituciones gubernamentales u organizaciones internacionales para obtener los fondos necesarios, ya sea por donaciones o préstamos accesibles, para costear la inversión que conlleva su ejecución.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR CHURUMÍA, Lester Antonio. *Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable para el área urbana del municipio de Zaragoza, departamento de Chimaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2004. 111 p.
2. ÁVILA GÓMEZ, Arnoldo. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el parcelamiento El Wiscoyol I, y puente vehicular en la aldea Puerto Viejo, municipio de puerto de Iztapa, departamento de Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2010. 40 p.
3. BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. 2a ed. México: McGraw Hill, 1981. 249 p. ISBN: 968-451-046-2.
4. CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. Venezuela: Taller de publicaciones de ingeniería ULA, 2002. 283 p. ISBN: 980-11-0672-7.
5. DE LEÓN ROMERO, Sandra Anaité. *Diseño de la carretera y pavimento hacia el cantón San Ramón y sistema de abastecimiento de agua potable para el barrio Santiago Parte Alta, municipio de San Cristóbal Totonicapán, Departamento de Totonicapán*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2013. 63 p.

6. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: DGC MCIV 2000. 361 p.
7. CHACÓN VALDEZ, Henry Ernesto. *Diseño de pavimento rígido de la calzada principal de acceso al municipio de El Progreso y ampliación del sistema de agua potable de la Aldea El Ovejero del municipio de El Progreso*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1995. 63 p.
8. HERNÁNDEZ GUEVARA, Allan Renand. *Diseño geométrico de la carretera para libramiento del municipio de Palencia, departamento de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2010. 206 p.
9. HERNÁNDEZ MONZÓN, Jorge Mynor. *Consideraciones generales para el diseño de los diferentes tipos de pavimentos*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1997. 108 p.
10. HUN AGUILAR, Ligia Elizabeth. *Diseño del pavimento rígido y drenaje pluvial para un sector de la aldea Santa María Cauque, municipio de Santiago Sacatepéquez, Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2003. 96 p.

11. Instituto de Fomento Municipal. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: INFOM, UNEPAR. 2011. 63 p.
12. MONTEJO FONSECA, Alfonso. *Ingeniería de pavimentos para carreteras*. 2a ed. Bogotá: Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones, 1998. 733 p. ISBN: 958-96036-2-9.
13. PCA. *Diseño y control de mezclas de concreto*. Illinois: PCA, 2004. 448 p. ISBN: 0-89312-233-5.
14. PÉREZ MÉNDEZ, Augusto René. *Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 1989. 122 p.
15. RALAC IXCOY, Rodolfo Florentin. *Diseño del edificio de dos niveles para el Instituto de Educación Básica y pavimento rígido para la aldea Utzumazate, Barberena, Santa Rosa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2012. 168 p.
16. RAMOS CONTRERAS, Carlos Enrique. *Diseño de la carretera y puente vehicular hacia la colonia Ferrocarrilera, cabecera municipal de Escuintla, departamento de Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2012. 46 p.

17. SALAZAR RODRÍGUEZ, Aurelio. *Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos*. México: IMCYC. 1998. 208 p. ISBN: 968-464-007-2.
18. SAMAYOA MUÑOZ, Elden Ramiro. *Diseño de carretera hacia la comunidad Cruz de Caminos y sistema de abastecimiento de agua potable, para las comunidades Choyomché I, Choyomché II, Parcelas y Campo Alegre, Municipio de Chiché, Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2008. 97 p.
19. Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia. *Plan de desarrollo Zaragoza, Chimaltenango*. Guatemala: SEGEPLAN, 2012. 100 p.
20. YLLESCAS PONCE, Alvaro Danilo. *Diseño del tramo carretero comprendido desde el entronque del kilómetro 171+400 carretera Interamericana (CA-1), hacia el caseño Nuevo Xetinamit, del municipio de Nahualá, departamento de Sololá*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2003. 94 p.

APÉNDICES

- Apéndice A Cálculo de correcciones a subrasante
- Apéndice B Memoria de cálculo sistema de agua potable
- Apéndice C Planos

Apéndice A. Cálculo de correcciones a subrasante

CURVA NO. 1

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 038,90	PCV	9,00%	97,53	0,00	97,53
0 + 040,00			97,63	-0,0011	97,63
0 + 058,90	PIV	1,81%	99,33	-0,36	98,97
0 + 060,00			99,35	-0,3210	99,03
0 + 078,90	PTV		99,69	0,00	99,69

CURVA NO. 2

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 126,41	PCV	1,81%	100,55	0,00	100,55
0 + 140,00			100,79	0,104	100,90
0+151,41	PIV	7,43%	101,00	0,35	101,35
0 + 160,00			101,64	0,15	101,79
0 + 176,41	PTV		102,86	0,00	102,86

CURVA NO. 3

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 226,41	PCV	7,43%	106,57	0,00	106,57
0 + 240,00			107,58	-0,043	107,54
0 +246,41	PIV	-1,00%	108,06	-0,42	107,64
0 + 260,00			107,92	-0,04	107,88
0 + 266,41	PTV		107,86	0,00	107,86

CURVA NO. 4

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 327,39	PCV	-1,00%	107,25	0,00	107,25
0 + 340,00			107,12	0,055	107,18
0 + 352,39	PIV	2,47%	107,00	0,217	107,22
0 + 360,00			107,19	0,105	107,29
0 + 377,39	PTV		107,62	0,00	107,62

CURVA NO. 5

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 507,5	PCV	2,47%	110,83	0,00	110,83
0 + 520,00			111,14	-0,108	111,04
0 + 530,00	PIV	-3,73%	111,39	-0,35	111,04
0 + 540,00			111,02	-0,11	110,91
0 + 552,5	PTV		110,55	0,00	110,55

Continuación del apéndice A.

CURVA NO. 6

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
0 + 704,15	PCV	-3,73%	104,89	0,00	104,89
0 + 720,00			104,30	0,041	104,34
0 + 740,00			103,55	0,207	103,76
0 + 744,15	PIV		103,40	0,26	103,66
0 + 760,00		-1,15%	103,22	0,09	103,31
0 + 780,00			102,99	0,0028	102,99
0 + 784,15	PTV		102,94	0,00	102,94

CURVA NO. 7

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
1 + 417,31	PCV	-1,15%	95,67	0,00	95,67
1 + 420,00			95,64	-0,002	95,64
1 + 440,00			95,41	-0,110	95,30
1 + 442,31	PIV		95,38	-0,134	95,25
1 + 460,00		-3,29%	94,80	-0,011	94,79
1 + 467,31	PTV		94,56	0,00	94,56

CURVA NO. 8

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
1 + 595,00	PCV	-1,15%	90,36	0,00	90,36
1 + 600,00			90,19	0,013	90,21
1 + 620,00			89,53	0,313	89,85
1 + 625,00	PIV		89,37	0,451	89,82
1 + 640,00		-3,29%	89,78	0,113	89,89
1 + 655,00	PTV		90,19	0,00	90,19

CURVA NO. 9

Estación	Elemento	Pendiente	Subrasante	Corrección Y	Subrasante corregida
1 + 848,15	PCV	-1,15%	95,43	0,00	95,43
1 + 860,00			95,75	-0,056	95,70
1 + 880,00			96,30	-0,403	95,90
1 + 888,15	PIV		96,52	-0,635	95,89
1 + 900,00		-3,29%	96,09	-0,314	95,78
1 + 920,00			95,36	-0,026	95,34
1 + 928,15	PTV		95,07	0,00	95,07

Fuente: elaboración propia.

Apéndice B. Memoria de cálculo sistema de agua potable

RELACION CAUDAL MEDIO Y CAUDAL MAXIMO HORA	
Poblacion actual zona 2	3965 hab
No. De casas	791
Tasa de crecimiento	0.032
periodo de diseño n	20 años
Factor horario máximo a us	2
Poblacion futura	7426 hab
Caudal medio diario Om	10.314 litros/seg
Caudal máximo horario Om	20.628 litros/seg

CALCULO DE DIAMETROS
TUBERIA TIPO PVC 160 psi presión de trabajo

CIRCUITO 1	
TRAMO	COTAS
DE	INICIAL FINAL
A	970.757 952.968
C	952.968 959.358
D	959.358 973.043
B	973.043 970.757

CIRCUITO 2	
TRAMO	COTAS
DE	INICIAL FINAL
A	952.968 947.315
F	947.315 944.414
G	944.414 959.358
D	959.358 952.968

CIRCUITO 3	
TRAMO	COTAS
DE	INICIAL FINAL
D	959.358 944.414
G	944.414 944.646
H	944.646 941.927
E	941.927 959.358

BALANCE DE CAUDALES POR METODO DE HARDY-CROSS
Q maximo horario = 20.63 SI CHEQUEA SI ES <= 0.2063
1% Q maximo horario = 0.2063 NO CHEQUE SI ES > 0.2063

CIRCUITO 1	
TRAMO	
DE	LONGITUD DIAMETRO
A	362.842 2.193
C	336.805 2.193
D	499.547 4.154
B	219.626 4.154

PRIMERA ITERACION	
TRAMO	
DE	LONGITUD DIAMETRO
A	362.842 2.193
C	336.805 2.193
D	499.547 4.154
B	219.626 4.154

SEGUNDA ITERACION	
TRAMO	
DE	LONGITUD DIAMETRO
A	362.842 2.193
C	336.805 2.193
D	499.547 4.154
B	219.626 4.154

CAUDALES DE CONSUMO POR NODO			
En base al area de influencia y el numero de habitantes por circulo			
Nodo	Viviendas	Habitantes	Factor Q nodo. (l/s)
A	102	510	0.00521618
B	49	245	0.00521618
C	150	750	0.00521618
D	226	1130	0.00521618
E	34	170	0.00521618
F	36	180	0.00521618
G	116	580	0.00521618
H	78	390	0.00521618
			Σ = 20.63

CAUDALES DE CONSUMO POR NODO			
En base al area de influencia y el numero de habitantes por circulo			
Nodo	Viviendas	Habitantes	Factor Q nodo. (l/s)
A	102	510	0.00521618
B	49	245	0.00521618
C	150	750	0.00521618
D	226	1130	0.00521618
E	34	170	0.00521618
F	36	180	0.00521618
G	116	580	0.00521618
H	78	390	0.00521618
			Σ = 20.63

DISTRIBUCION DE CAUDALES	
Tramo	Q de salida (l/s)
AB	13.97
AC	4
BD	12.69
DC	2.3
CF	2.39
DG	2.3
FG	1.45
DE	2.2
EH	1.31
GH	0.72

TRAMO	DE	DIF. COTAS	COEF. PVC	LONGITUD	CAUDAL	DIAMETRO	Φ nominal *	Φ interno *	HF Φ interno
A	150	17.789	150	362.842	4	2.17031729	2	2.193	16.911
C	150	6.39	150	336.805	2.3	2.13766366	2	2.193	5.642
D	150	13.685	150	499.547	12.69	3.79267666	4	4.154	8.786
B	150	2.286	150	219.626	13.97	4.79842667	4	4.154	4.614

TRAMO	DE	DIF. COTAS	COEF. PVC	LONGITUD	CAUDAL	DIAMETRO	Φ nominal *	Φ interno *	HF Φ interno
A	150	5.653	150	337.556	2.39	2.22835369	2.5	2.193	2.393
F	150	2.901	150	334.215	1.45	2.10649529	2	2.193	2.365
G	150	14.944	150	342.777	2.3	1.80195406	2	2.193	5.742
D	150	6.39	150	336.805	2.3	2.13766366	2	2.193	5.642

TRAMO	DE	DIF. COTAS	COEF. PVC	LONGITUD	CAUDAL	DIAMETRO	Φ nominal *	Φ interno *	HF Φ interno
A	150	14.944	150	342.777	2.3	1.80195406	2	2.193	5.742
G	150	0.232	150	378.622	0.72	2.78265034	2	2.193	0.74
H	150	2.719	150	233.419	1.31	1.90799352	2	2.193	1.38
E	150	17.431	150	512.694	2.2	1.86459666	2	2.193	7.911

La velocidad de agua en las tuberías estará en el rango de 0.40 y 0.60 m/s de acuerdo a las normas del INFOM

PRIMERA ITERACION	
TRAMO	
DE	LONGITUD DIAMETRO
A	362.842 2.193
C	336.805 2.193
D	499.547 4.154
B	219.626 4.154

SEGUNDA ITERACION	
TRAMO	
DE	LONGITUD DIAMETRO
A	362.842 2.193
C	336.805 2.193
D	499.547 4.154
B	219.626 4.154

Q Y HF FINALES	
TRAMO	
DE	LONGITUD DIAMETRO
A	362.842 2.193
C	336.805 2.193
D	499.547 4.154
B	219.626 4.154

Continuación del apéndice B.

CIRCUITO 2		PRIMERA ITERACION				SEGUNDA ITERACION				Q Y HF FINALES					
TRAMO	DE	A	LONGITUD	DIAMETRO ϕ	CAUDAL Q	PERDIDA HF	HF/Q	DELTA	Q2	HF2	HF2/Q2	DELTA	Qf	HFf	V. FINAL
C	F	A	337.566	2.655	2.39	2.383	1.001	-0.333	2.057	1.813	0.881	0.108	2.165	1.993	0.61
F	G	A	334.215	2.193	1.45	2.385	1.645	-0.333	1.117	1.472	1.318	0.108	1.225	1.746	0.50
G	D	A	342.777	2.193	-2.3	-5.742	2.497	-0.519	-2.819	-8.367	2.968	0.219	-2.6	-7.204	1.07
D	C	A	338.805	2.193	2.3	5.642	2.453	-0.483	1.817	3.648	2.008	0.206	2.023	4.45	0.83
					Σ	4.678	7.596		Σ	-1.434	7.175				
					$\Delta Z =$	-0.333			$\Delta Z =$	0.108					
					CHEQUEA?	NO CHEQUEA			CHEQUEA?	SI CHEQUEA					

CIRCUITO 3		PRIMERA ITERACION				SEGUNDA ITERACION				Q Y HF FINALES					
TRAMO	DE	A	LONGITUD	DIAMETRO ϕ	CAUDAL Q	PERDIDA HF	HF/Q	DELTA	Q2	HF2	HF2/Q2	DELTA	Qf	HFf	V. FINAL
D	G	A	342.777	2.193	2.3	5.742	2.497	0.519	2.819	8.367	2.968	-0.219	2.6	7.204	1.07
G	H	A	378.622	2.193	0.72	0.74	1.028	0.186	0.906	1.132	1.249	-0.111	0.795	0.869	0.33
H	E	A	233.419	2.193	-1.31	-1.38	1.053	0.186	-1.124	-1.04	0.925	-0.111	-1.235	-1.238	0.51
E	D	A	512.694	2.193	-2.2	-7.911	3.596	0.186	-2.014	-6.718	3.336	-0.111	-2.125	-7.419	0.87
					Σ	-2.809	8.174		Σ	1.741	8.478				
					$\Delta Z =$	0.186			$\Delta Z =$	-0.111					
					CHEQUEA?	SI CHEQUEA			CHEQUEA?	SI CHEQUEA					

CALCULO LINEA DE DISTRIBUCION
 Longitud 284.027 m COTA TANQUE= 1000 m
 Omax. Hora 20.63 l/s COTA ENTRADA NUDO A= 970.757 m
 HF (dif. Cotas 29.243 m
 C 150

Dámetro a utilizar
 $\phi = 6'' = 6.115$ (interno)
 Pérdida con diámetro a utilizar de 6"
 HF= 1.867 m
 $V = Q/A$
 $V = 1.089$ m/s

COTA PIEZOMETRICA ENTRADA NUDO A
 CPZA 998.133 m (=cota tanque - HF)
PRESION DE ENTRADA NUDO A
 PA 27.376 m (CPZA - Cota entrada nudo A)

CALCULO DE PRESIONES EN LA RED PRIMARIA

COTAS TERRENO NUDOS	A	970.757	B	973.043	C	952.988	D	959.358	E	941.927	F	947.315	G	944.414	H	944.646
---------------------	---	---------	---	---------	---	---------	---	---------	---	---------	---	---------	---	---------	---	---------

SEGÚN NORMAS INFOM PARA LAS PRESIONES DE SERVICIO	
SI CHEQUEA	SI P > 10 MCA
SI CHEQUEA	SI P < 60 MCA
NO CHEQUEA	SI P < 10 MCA
NO CHEQUEA	SI P > 60 MCA

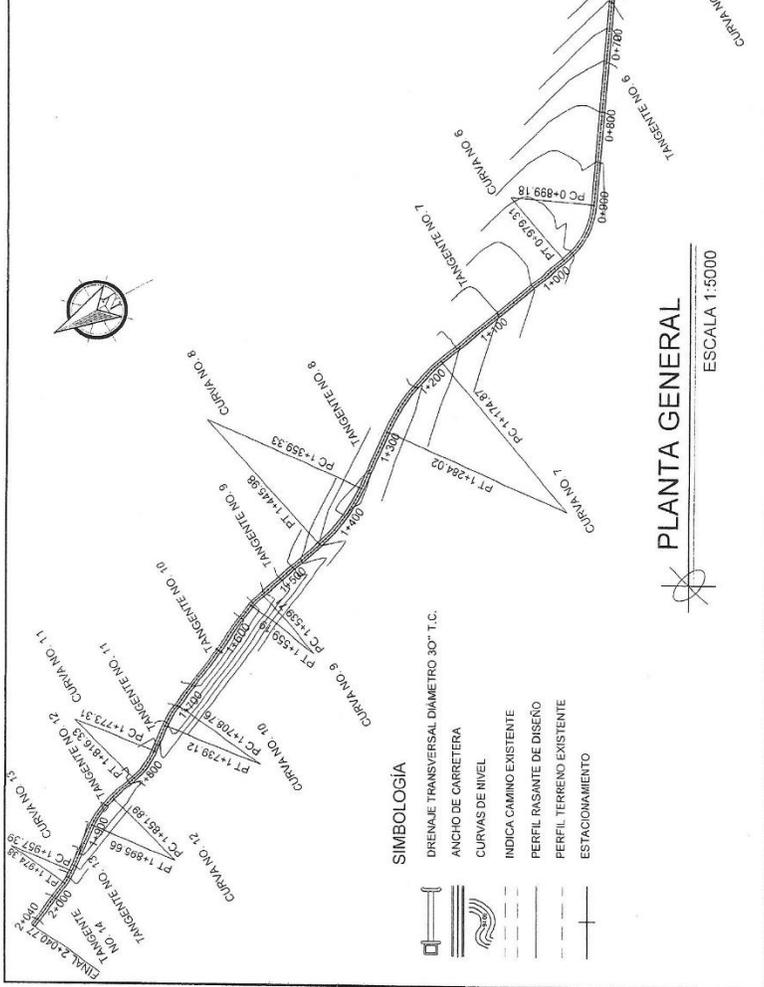
COTAS PIEZOMETRICAS		PRESIONES EN NUDOS		P > 10 MCA	P < 60 MCA
CPZA	998.133	PA	27.376	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZB	988.551	PB	20.508	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZC	980.813	PC	27.845	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZD	984.832	PD	25.474	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZE	977.413	PE	35.486	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZF	978.82	PF	31.505	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZG	977.074	PG	32.66	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA
CPZH	976.175	PH	31.529	SI CHEQUEA	SI CHEQUEA

Fuente: elaboración propia.

Apéndice C. Planos

Tabla de Datos de Tangentes de Alinamiento

No. Tangente	Longitud de Tangente (m)	Zanib	Est. Inicio	Coordenadas Inicio (K, Y)	Est. Final	Coordenadas Final (K, Y)
TANGENTE 1	174.942	315°36'04"	0+000.00	0.0000, 0.0000	0+174.94	-122.2895, 125.1003
TANGENTE 2	64.971	311°17'14"	0+190.41	-133.5164, 135.7305	0+255.38	-182.3662, 176.5439
TANGENTE 3	40.551	290°37'07"	0+230.68	-205.4951, 193.0060	0+271.23	-244.3556, 207.5805
TANGENTE 4	103.333	304°40'06"	0+345.93	-378.2496, 304.2509	0+449.27	-548.3910, 276.6246
TANGENTE 5	41.240	320°47'03"	0+490.08	-441.4179, 370.5528	0+531.32	-404.3233, 335.2024
TANGENTE 6	317.159	304°40'00"	0+592.04	-441.4179, 370.5528	0+899.18	-701.7633, 551.6242
TANGENTE 7	195.558	309°46'48"	0+797.31	-743.9434, 617.3553	1+174.87	-776.4731, 809.6394
TANGENTE 8	75.308	323°46'18"	1+284.02	-871.1017, 909.3034	1+359.33	-865.6087, 970.0517
TANGENTE 9	93.729	347°52'22"	1+445.98	-900.7441, 1048.5488	1+539.71	-920.2582, 1140.2761
TANGENTE 10	148.577	336°14'29"	1+559.19	-926.2298, 1158.7315	1+708.76	-986.4922, 1295.6323
TANGENTE 11	34.191	327°19'38"	1+735.12	-1001.9591, 1321.6655	1+773.31	-1022.8547, 1348.7276
TANGENTE 12	35.564	346°01'30"	1+816.33	-1041.4594, 1367.1737	1+851.89	-1050.0473, 1421.8854
TANGENTE 13	61.729	322°10'08"	1+895.66	-1068.7493, 1460.9344	1+957.39	-1105.8630, 1510.2453
TANGENTE 14	66.389	335°11'25"	1+974.38	-1114.5932, 1524.8014	2+040.77	-1142.4505, 1585.0630



- SIMBOLOGIA**
- DRENAJE TRANSVERSAL DIAMETRO 30"-T.C.
 - ANCHO DE CARRETERA
 - CURVAS DE NIVEL
 - INDICA CAMINO EXISTENTE
 - PERFIL RASANTE DE DISEÑO
 - PERFIL TERRENO EXISTENTE
 - ESTACIONAMIENTO

Tabla de Datos de Curvas de Alinamiento Horizontal

No. de Curva	Radio (m)	Deflexión (°)	Longitud de Curva (m)	Longitud de Tangente (m)	Ordensada Media (m)	Est. PC	Coordenadas PC (K, Y)	Est. PT	Coordenadas PT (K, Y)	Est. PI	Coordenadas PI (K, Y)
CURVA 1	200.000	4.4304	15.461	7.736	0.149	0+174.94	-122.2895, 125.1003	0+190.41	-133.5164, 135.7305	0+182.68	-127.6972, 130.6325
CURVA 2	80.000	20.2685	28.153	14.300	1.246	0+255.38	-182.3662, 176.5439	0+271.23	-205.4951, 193.0060	0+262.69	-193.1420, 197.9687
CURVA 3	90.000	13.8152	21.702	10.904	0.653	0+345.93	-378.2496, 304.2509	0+361.88	-404.3233, 335.2024	0+353.13	-354.5489, 311.4797
CURVA 4	146.000	16.0159	49.811	20.540	1.424	0+449.27	-548.3910, 276.6246	0+465.12	-596.4922, 304.2509	0+468.90	-565.2635, 288.3375
CURVA 5	182.000	15.9874	50.721	25.557	1.764	0+531.32	-404.3233, 335.2024	0+547.27	-441.4179, 370.5528	0+556.84	-420.4617, 355.9789
CURVA 6	102.000	45.0132	80.134	78.095	42.264	0+899.18	-701.7633, 551.6242	0+915.13	-743.9434, 617.3553	0+914.44	-735.4809, 575.7548
CURVA 7	240.000	26.0582	109.152	108.214	6.179	1+174.87	-776.4731, 809.6394	1+190.82	-821.1017, 909.3034	1+200.40	-788.2792, 864.5036
CURVA 8	205.000	24.2178	86.649	86.006	4.561	1+359.33	-865.6087, 970.0517	1+445.98	-900.7441, 1048.5488	1+403.31	-891.6019, 1005.5302
CURVA 9	95.000	11.7481	19.479	19.445	0.499	1+539.71	-926.2298, 1158.7315	1+559.19	-926.2298, 1158.7315	1+549.48	-922.9200, 1149.7859
CURVA 10	125.000	13.9140	30.356	30.281	0.920	1+708.76	-986.4922, 1295.6323	1+735.12	-1001.9591, 1321.6655	1+724.07	-992.8373, 1305.5026
CURVA 11	104.000	23.6989	43.017	42.711	2.160	1+773.31	-1022.8547, 1348.7276	1+816.33	-1041.4594, 1367.1737	1+795.13	-1036.1992, 1365.9890
CURVA 12	109.000	23.0079	43.770	43.477	2.190	1+851.89	-1050.0473, 1421.8854	1+895.66	-1068.7493, 1460.9344	1+874.07	-1055.4042, 1443.2130
CURVA 13	80.000	12.1718	16.995	16.963	0.451	1+957.39	-1105.8630, 1510.2453	1+974.38	-1114.5932, 1524.8014	1+965.92	-1111.0141, 1517.0891

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS, MUNICIPIO DE SAN JUAN COMALMELA, DEPARTAMENTO DE ZACATECHIQUEAN, GUATEMALA.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS, MUNICIPIO DE SAN JUAN COMALMELA, DEPARTAMENTO DE ZACATECHIQUEAN, GUATEMALA.

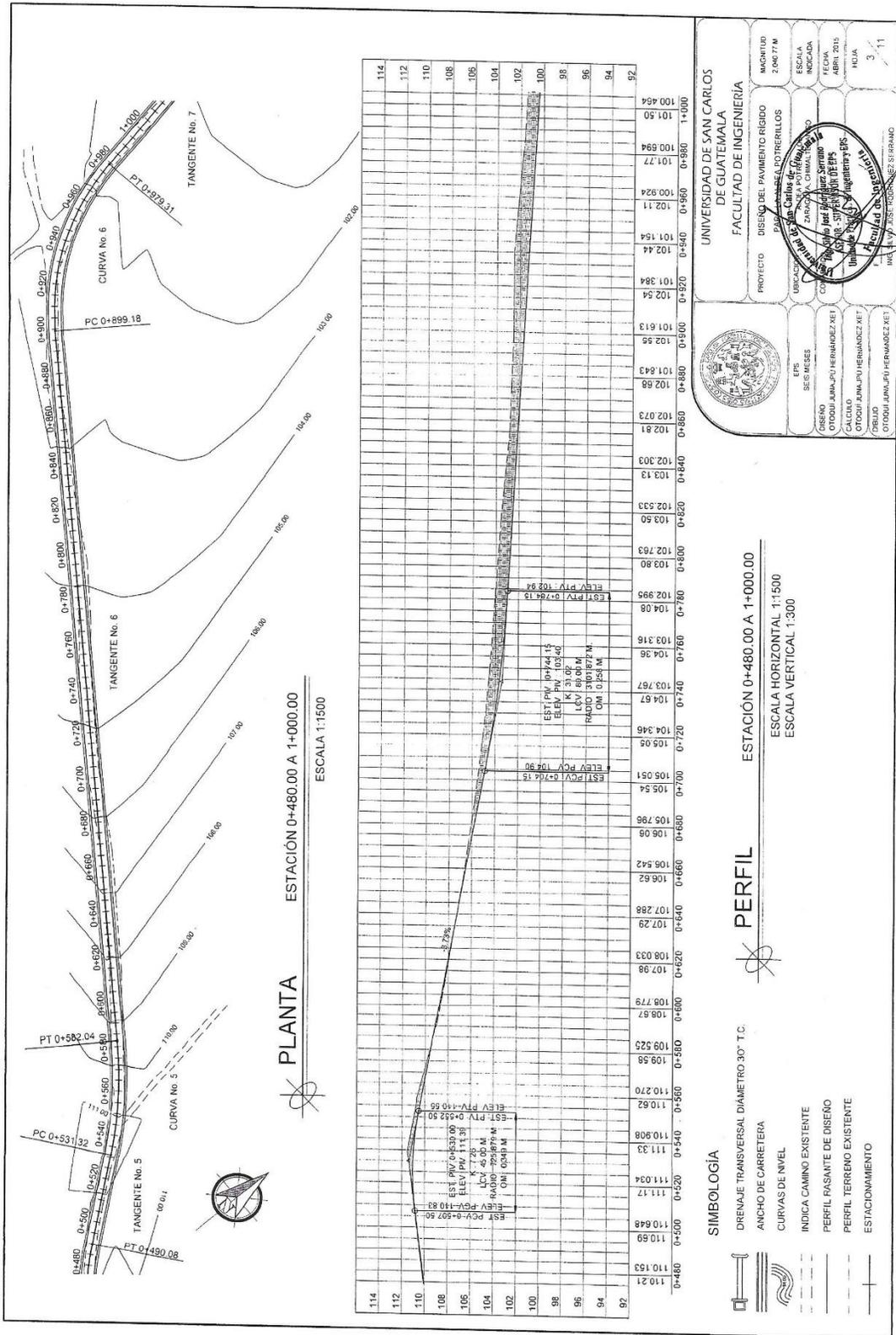
EPS: A.S. POTRERILLOS

SEÑALAMIENTO: OTTOJUN J. P. U. HERNANDEZ ET AL.

ELABORADO: OTTOJUN J. P. U. HERNANDEZ ET AL.

REVISADO: OTTOJUN J. P. U. HERNANDEZ ET AL.

FECHA: 11/05/2011



PLANTA ESTACIÓN 0+480.00 A 1+000.00
ESCALA 1:1500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO
UBICACIÓN: EL POTRERILLOS
EPT: SES REYES
DISEÑO: OTTOGUJUNA-LPU HERNANDEZ XET
CALCULO: OTTOGUJUNA-LPU HERNANDEZ XET
DIBUJO: OTTOGUJUNA-LPU HERNANDEZ XET

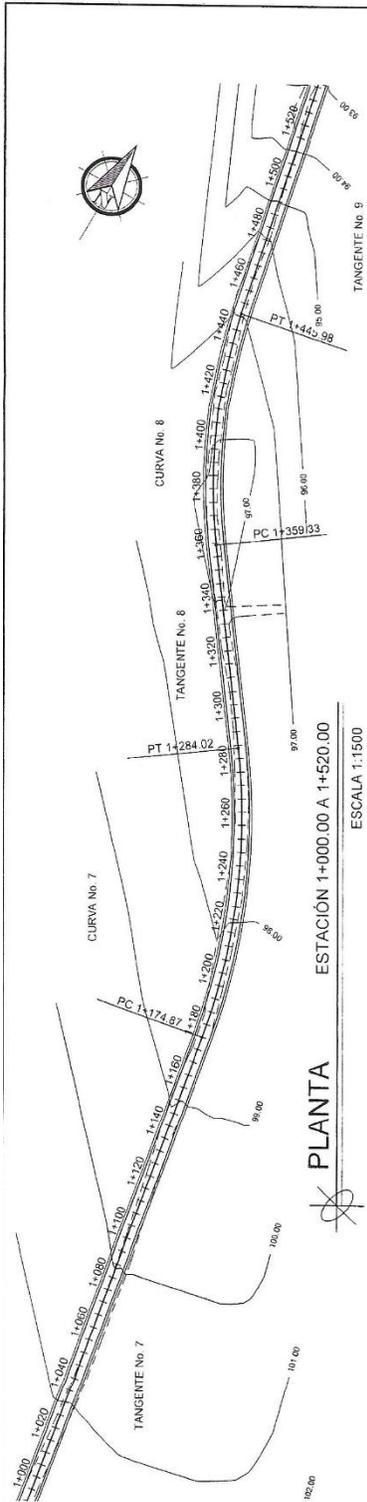
MAGNITUD: 2060.7 M
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2019
FOLIO: 3

PROFESOR: OTTOGUJUNA-LPU HERNANDEZ XET
ESTUDIANTE: OTTOGUJUNA-LPU HERNANDEZ XET

PERFIL ESTACIÓN 0+480.00 A 1+000.00
ESCALA HORIZONTAL 1:1500
ESCALA VERTICAL 1:300

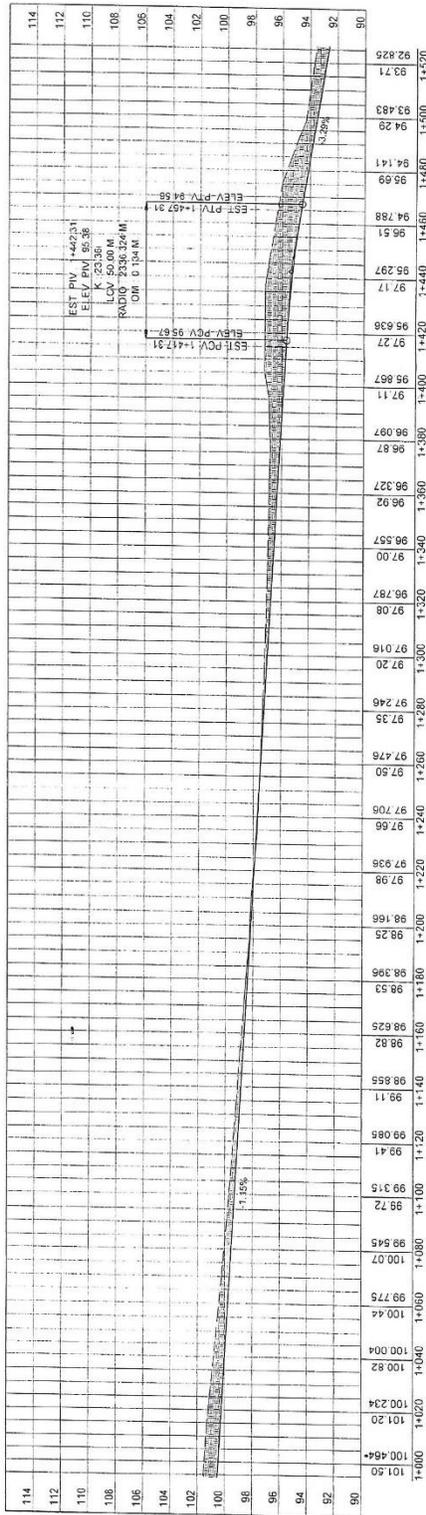
SIMBOLOGIA

- DRENAJE TRANSVERSAL DIÁMETRO 30" T.C.
- ANCHO DE CARRETERA
- CURVAS DE NIVEL
- INDICA CAMINO EXISTENTE
- PERFIL BASANTE DE DISEÑO
- PERFIL TERRENO EXISTENTE
- ESTACIONAMIENTO



PLANTA

ESTACIÓN 1+000.00 A 1+520.00
ESCALA 1:1500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO
PAVIMENTO RIGIDO
PAVIMENTO RIGIDO

URBICACION: PAZUNZA, CHIMALTEN, GUATEMALA

CONTENIDO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO
ESTUDIO SUPERFICIE DE EPS
ESTUDIO DE INGENIERIA Y EPS

DISEÑO: OTDOO JINAPU HERNANDEZ XE
CALCULO: OTDOO JINAPU HERNANDEZ XE
DIBUJO: OTDOO JINAPU HERNANDEZ XE

SES MILES: **OTDOO JINAPU HERNANDEZ XE**

EPS: **OTDOO JINAPU HERNANDEZ XE**

MAQUETUD: 2467.718

ESCALA INICADA: 1:1500

FECHA: ABRIL 2015

HOJA: 4

FOLIO: 11

PERFIL

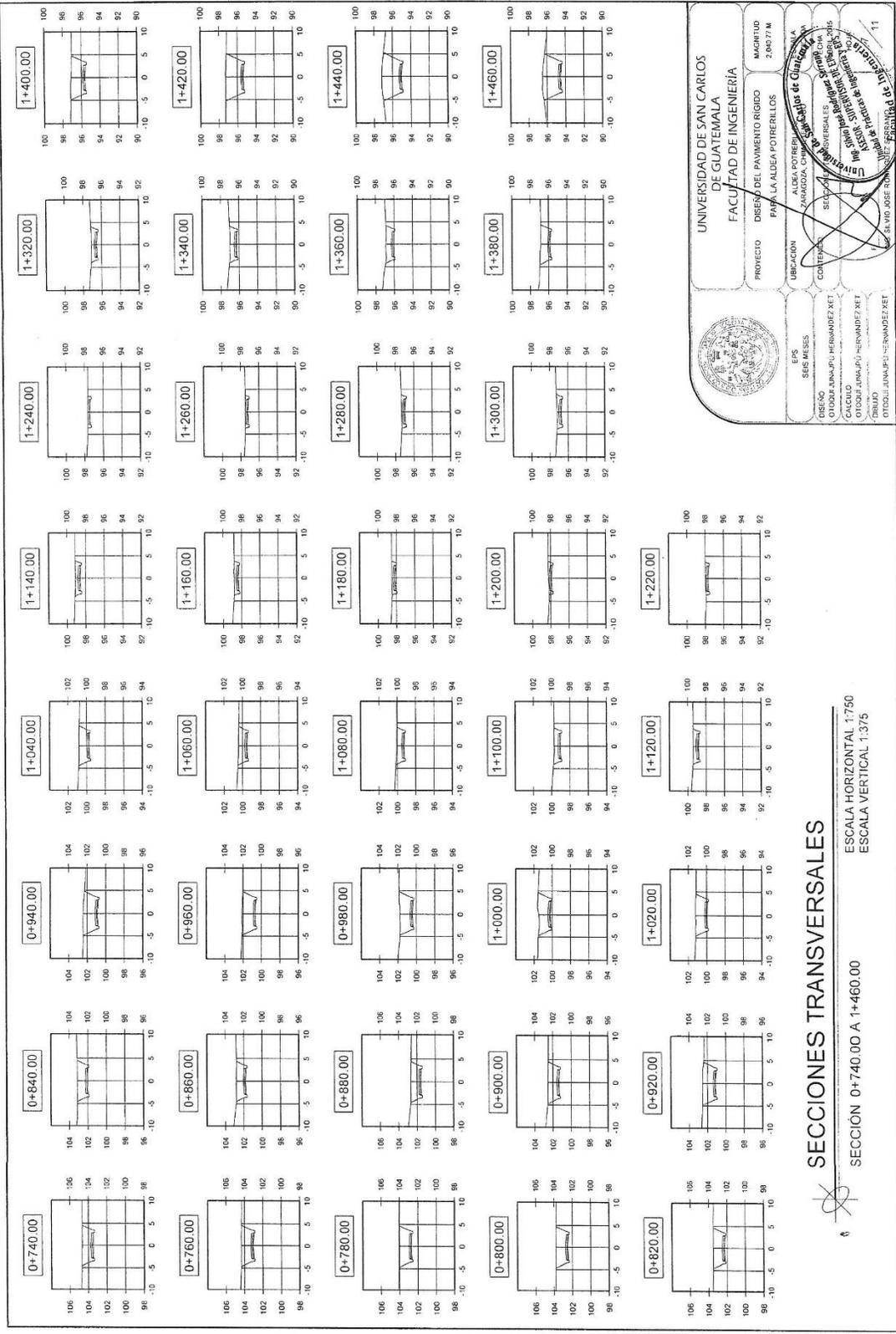
ESTACION 1+000.00 A 1+520.00

ESCALA HORIZONTAL 1:1500

ESCALA VERTICAL 1:300

Simbología

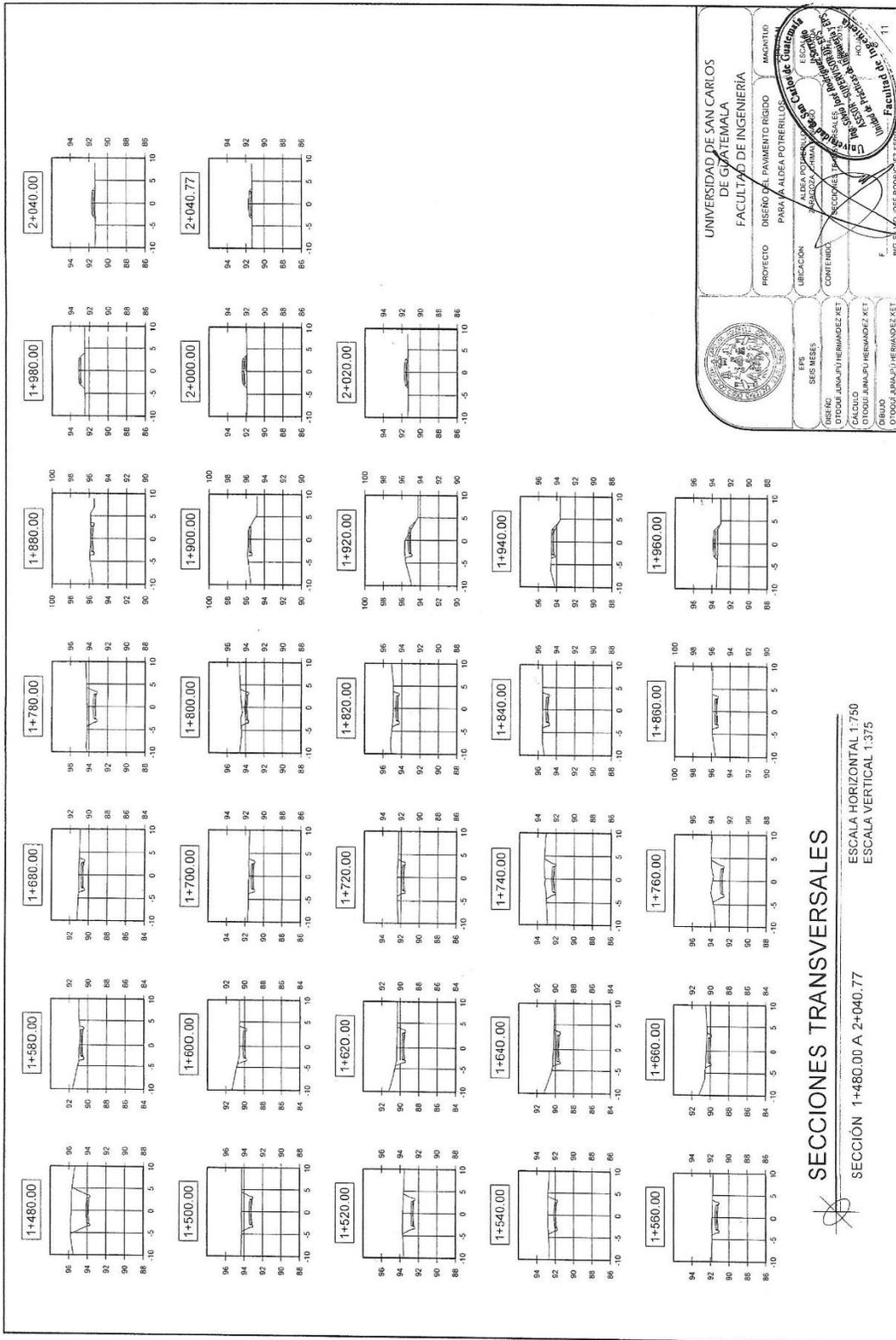
- DRENAJE TRANSVERSAL DIÁMETRO 307 T.C.
- ANCHO DE CARRETERA
- CURVAS DE NIVEL
- INDICA CAMINO EXISTENTE
- PERFIL PASANTE DE DISEÑO
- PERFIL TERRENO EXISTENTE
- ESTACIONAMIENTO



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		MAGNITUD 2,00/77 M
PROYECTO DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTREBILLOS		UBICACION ALDEA POTREBILLOS ZANAGUA, CHIMEL, GUATEMALA
CONTENIDO SECCION TRANSVERSALES DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO		ESCALA HORIZONTAL 1:750 VERTICAL 1:375
DISEÑO OTODOL JIMULU-HERRANDEZ XET		DIBUJO OTODOL JIMULU-HERRANDEZ XET
DISEÑO OTODOL JIMULU-HERRANDEZ XET		DIBUJO OTODOL JIMULU-HERRANDEZ XET

SECCIONES TRANSVERSALES

SECCION 0+740.00 A 1+460.00
 ESCALA HORIZONTAL 1:750
 ESCALA VERTICAL 1:375



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		PROYECTO DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS
UBICACION ALDEA POTRERILLOS, PARAJE LA CAJON, MUNICIPIO DE SAN JUAN CANTON, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA	CONTENIDO SECCIONES TRANSVERSALES	MAGNITUD 1:100
DISEÑADOR SEBASTIAN HERNANDEZ KET	REVISOR OTTO J. JIMENEZ HERNANDEZ KET	FECHA DE ENTREGA 15/05/2011
CALIFICACION OTTO J. JIMENEZ HERNANDEZ KET	OBSERVACIONES (Espacio para comentarios)	FOLIO 11

SECCIONES TRANSVERSALES

SECCION 1+480.00 A 2+040.77

ESCALA HORIZONTAL 1:750
ESCALA VERTICAL 1:375

TABLA DE VOLUMENES TOTALES

ESTACION	ÁREA DE RELLENO (M ²)	ÁREA DE CORTE (M ²)	VOLUMEN DE RELLENO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE (M ³)	VOLUMEN DE RELLENO ACUMULADO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE ACUMULADO (M ³)
0+000.00	0.00	2.69	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	0.00	5.28	0.00	73.72	0.00	73.72
0+040.00	0.00	5.08	0.00	103.62	0.00	177.34
0+060.00	0.00	4.11	0.00	91.89	0.00	269.23
0+080.00	0.00	4.64	0.00	87.51	0.00	356.74
0+100.00	0.00	4.89	0.00	95.36	0.00	452.10
0+120.00	0.00	5.26	0.00	101.51	0.00	553.61
0+140.00	0.00	6.30	0.00	115.64	0.00	669.24
0+160.00	0.00	4.97	0.00	112.73	0.00	781.98
0+180.00	0.00	2.88	0.00	78.46	0.00	860.44
0+200.00	0.00	1.90	0.02	47.74	0.02	908.18
0+220.00	0.00	2.95	0.02	48.53	0.04	956.71
0+240.00	0.00	5.50	0.00	84.52	0.04	1041.23
0+260.00	0.00	6.14	0.00	116.20	0.04	1157.43
0+280.00	0.00	4.52	0.00	110.06	0.04	1267.49
0+300.00	0.00	4.50	0.00	94.20	0.04	1361.69
0+320.00	0.00	3.78	0.00	82.84	0.04	1444.53
0+340.00	0.00	5.04	0.00	88.32	0.04	1532.85
0+360.00	0.00	5.87	0.00	108.15	0.04	1642.00
0+380.00	0.00	4.38	0.00	102.53	0.04	1744.53
0+400.00	0.00	6.75	0.00	111.32	0.04	1855.85
0+420.00	0.00	2.46	0.00	92.13	0.04	1947.97
0+440.00	0.00	2.81	0.00	52.72	0.04	2000.69
0+460.00	0.00	2.85	0.00	56.67	0.04	2057.37
0+480.00	0.00	2.59	0.00	54.47	0.04	2111.84
0+500.00	0.00	2.34	0.00	49.27	0.04	2161.11
0+520.00	0.00	2.98	0.00			

TABLAS DE VOLUMENES TOTALES

ESTACION 0+000.00 A 1+040.00 MOVIMIENTOS DE TIERRA

TABLA DE VOLUMENES TOTALES

ESTACION	ÁREA DE RELLENO (M ²)	ÁREA DE CORTE (M ²)	VOLUMEN DE RELLENO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE (M ³)	VOLUMEN DE RELLENO ACUMULADO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE ACUMULADO (M ³)
0+520.00	0.00	2.99	0.00	53.27	0.04	2214.38
0+540.00	0.00	5.39	0.00	83.74	0.04	2298.12
0+560.00	0.00	4.87	0.00	102.52	0.04	2400.64
0+580.00	0.00	2.52	0.00	73.86	0.04	2474.51
0+600.00	0.00	0.97	0.01	34.92	0.05	2509.42
0+620.00	0.00	1.86	0.01	28.29	0.06	2537.72
0+640.00	0.00	2.36	0.00	42.16	0.06	2579.88
0+660.00	0.00	2.94	0.00	52.98	0.06	2632.86
0+680.00	0.00	4.21	0.00	71.47	0.06	2704.33
0+700.00	0.00	5.95	0.00	101.55	0.06	2805.89
0+720.00	0.00	7.86	0.00	138.04	0.06	2943.93
0+740.00	0.00	9.59	0.00	174.50	0.06	3118.43
0+760.00	0.00	10.60	0.00	203.96	0.06	3322.39
0+780.00	0.00	11.20	0.00	219.98	0.06	3542.37
0+800.00	0.00	10.76	0.00	215.50	0.06	3761.87
0+820.00	0.00	10.13	0.00	208.83	0.06	3970.70
0+840.00	0.00	8.90	0.00	190.27	0.06	4160.97
0+860.00	0.00	5.05	0.00	169.52	0.06	4330.49
0+880.00	0.00	8.89	0.00	169.44	0.06	4499.93
0+900.00	0.00	9.77	0.00	186.62	0.06	4686.55
0+920.00	0.00	11.72	0.00	215.03	0.06	4901.58
0+940.00	0.00	12.93	0.00	246.64	0.06	5148.22
0+960.00	0.00	12.12	0.00	250.58	0.06	5398.80
0+980.00	0.00	11.46	0.00	235.72	0.06	5634.53
1+000.00	0.00	11.00	0.00	224.60	0.06	5859.12
1+020.00	0.00	10.04	0.00	210.38	0.06	6069.50
1+040.00	0.00	8.68	0.00			



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS

UBICACION: ALDEA POTRERILLOS, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

CONTENIDO: VOLUMENES DE MOVIMIENTOS DE TIERRA, SUPERFICIE DE ESPALDAR, SUPERFICIE DE BARRERA Y ESCALERA

ESCALA: 1:1000

FECHA: 9/11

SEÑALADO: D. OSCAR JUAN P. HERRERA (M.B.Z./X.T.)

CALCULO: D. OSCAR JUAN P. HERRERA (M.B.Z./X.T.)

REVISADO: D. OSCAR JUAN P. HERRERA (M.B.Z./X.T.)

ESTACION 0+000.00 A 1+040.00

MOVIMIENTOS DE TIERRA

TABLA DE VOLUMENES TOTALES

ESTACION	AREA DE RELLENO (M ²)	AREA DE CORTE (M ²)	VOLUMEN DE RELLENO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE (M ³)	VOLUMEN DE RELLENO ACUMULADO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE ACUMULADO (M ³)
1+040.00	0.00	8.69	0.00	167.29	0.06	6236.80
1+050.00	0.00	7.45	0.00	161.37	0.06	6418.16
1+080.00	0.00	6.41	0.00	138.52	0.06	6556.68
1+100.00	0.00	5.40	0.00	118.09	0.06	6674.77
1+120.00	0.00	4.85	0.00	100.53	0.06	6775.30
1+140.00	0.00	4.19	0.00	88.42	0.06	6863.72
1+160.00	0.00	3.58	0.00	77.72	0.06	6941.44
1+180.00	0.00	3.09	0.00	66.86	0.06	7008.11
1+200.00	0.00	2.70	0.00	57.89	0.06	7065.99
1+240.00	0.00	2.43	0.00	51.36	0.06	7117.35
1+260.00	0.00	2.31	0.00	42.97	0.06	7160.33
1+280.00	0.00	2.53	0.00	52.42	0.06	7254.48
1+320.00	0.00	3.68	0.00	66.06	0.06	7320.54
1+340.00	0.00	4.58	0.00	82.56	0.06	7403.10
1+360.00	0.00	5.59	0.00	101.69	0.06	7504.79
1+380.00	0.00	6.57	0.00	121.67	0.06	7626.36
1+400.00	0.00	8.73	0.00	153.02	0.06	7779.38
1+420.00	0.00	12.67	0.00	214.05	0.06	7993.43
1+440.00	0.00	16.59	0.00	282.70	0.06	8286.12
1+460.00	0.00	18.67	0.00	352.66	0.06	8638.78
1+480.00	0.00	17.28	0.00	359.44	0.06	8996.22
1+500.00	0.00	16.06	0.00	333.52	0.06	9331.75
1+520.00	0.00	8.60	0.00	246.80	0.06	9578.55
1+540.00	0.00	9.26	0.00	176.63	0.06	9757.17
1+560.00	0.00	7.19	0.00	164.45	0.06	9821.63
1+580.00	0.00	4.57	0.00		0.06	

TABLA DE VOLUMENES TOTALES

ESTACION	AREA DE RELLENO (M ²)	AREA DE CORTE (M ²)	VOLUMEN DE RELLENO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE (M ³)	VOLUMEN DE RELLENO ACUMULADO (M ³)	VOLUMEN DE CORTE ACUMULADO (M ³)
1+560.00	0.00	4.57	0.00	117.54	0.06	10638.17
1+580.00	0.00	2.53	0.00	71.01	0.06	10710.18
1+600.00	0.00	5.01	0.00	75.38	0.06	10785.56
1+620.00	0.00	6.35	0.00	113.57	0.06	10899.13
1+640.00	0.00	4.71	0.00	110.63	0.06	10408.75
1+660.00	0.00	3.25	0.00	79.64	0.06	10489.39
1+680.00	0.00	3.56	0.00	66.09	0.06	10557.48
1+700.00	0.00	3.88	0.00	74.44	0.06	10631.92
1+720.00	0.00	5.66	0.00	95.44	0.06	10727.37
1+740.00	0.00	7.86	0.00	135.31	0.06	10862.66
1+760.00	0.00	9.31	0.00	171.66	0.06	11034.34
1+780.00	0.00	7.17	0.00	164.78	0.06	11199.12
1+800.00	0.00	4.97	0.00	121.28	0.06	11320.40
1+820.00	0.00	3.91	0.00	88.69	0.06	11409.10
1+840.00	0.00	4.47	0.00	83.71	0.06	11492.81
1+860.00	0.00	3.83	0.00	82.93	0.06	11575.74
1+880.00	0.00	2.15	0.00	59.74	0.06	11635.48
1+900.00	0.02	1.84	0.20	39.79	0.26	11675.28
1+920.00	0.30	3.01	3.19	48.50	3.45	11723.77
1+940.00	0.29	1.48	5.94	44.86	9.39	11768.64
1+960.00	1.70	0.00	15.94	14.80	26.33	11783.43
1+980.00	2.93	0.00	46.25	0.00	75.57	11783.43
2+000.00	1.83	0.00	47.55	0.00	123.12	11783.43
2+020.00	0.83	0.00	26.52	0.00	149.65	11783.43
2+040.00	0.00	0.00	8.25	0.00	157.90	11783.43
2+040.77	0.00	0.00	0.00	0.00	157.90	11783.43

TABLAS DE VOLUMENES TOTALES

ESTACION 1+040.00 A 2+040.77

MOVIMIENTOS DE TIERRA

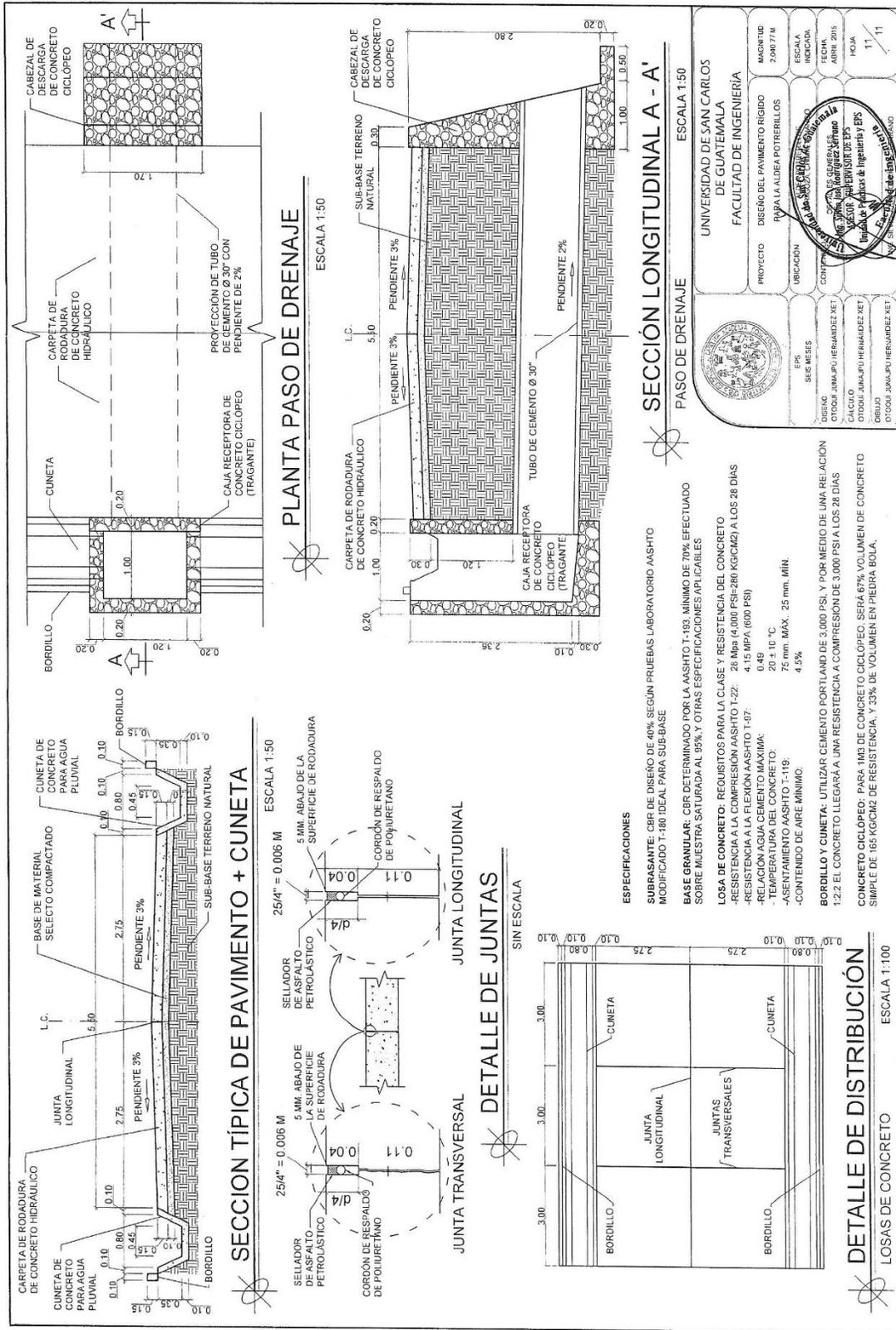


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO
UBICACION: ALDIA POTRERO, CERRILLOS
DISEÑADOR: ING. JIM PUJOS HERNANDEZ
CORRECTOR: ING. JIM PUJOS HERNANDEZ
UNIDAD DE CONTROL Y CALIDAD: ING. JIM PUJOS HERNANDEZ
Firma: *Jim Pujos Hernandez*
ING. JIM PUJOS HERNANDEZ

EPS: SEC. MESES:
DISEÑO: OTDOU JIM PUJOS HERNANDEZ XET
CALCULO: OTDOU JIM PUJOS HERNANDEZ XET
DIBUJO: OTDOU JIM PUJOS HERNANDEZ XET

ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2015
HOJA: 10 / 11



ESPECIFICACIONES

SUBRASANTE: CBR DE DISEÑO DE 40% SEGÚN PRUEBAS LABORATORIO ASHTO MODIFICADO T-180 IDEAL PARA SUB-BASE

BASE GRANULAR: CBR DETERMINADO POR LA CLASE Y RESISTENCIA DEL CONCRETO SOBRE MUESTRA SATURADA AL 95% Y OTRAS ESPECIFICACIONES APLICABLES

LOSA DE CONCRETO: REQUISITOS PARA LA CLASE Y RESISTENCIA DEL CONCRETO
 -RESISTENCIA A LA COMPRESION ASHTO T-22: 28 Mpa (4,000 PSI=280 KG/CM2) A LOS 28 DIAS
 -RESISTENCIA A LA FLESION ASHTO T-97: 4.15 MPA (600 PSI)
 -RELACION AGUA CEMENTO MAXIMA: 0.49
 -TEMPERATURA DEL CONCRETO: 20 ± 10 °C
 -ASENTAMIENTO ASHTO T-119: 75 mm MAX. 25 mm MIN.
 -CONTENIDO DE AIRE MINIMO: 4.5%

BORDILLO Y CUNETETA: UTILIZAR CEMENTO PORTLAND DE 3,000 PSI Y POR MEDIO DE UNA RELACION 1:2:2 EL CONCRETO LLEGARA A UNA RESISTENCIA A COMPRESION DE 3,000 PSI A LOS 28 DIAS

CONCRETO CICLOPEO: PARA 1M3 DE CONCRETO CICLOPEO, SERA 67% VOLUMEN DE CONCRETO SIMPLE DE 185 KG/CM2 DE RESISTENCIA, Y 33% DE VOLUMEN EN PIEDRA 60LA.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS

UBICACION: [Redacted]

CONTRATANTE: [Redacted]

DISEÑO: [Redacted]

CALCULO: [Redacted]

REVISOR: [Redacted]

PROFESOR: [Redacted]

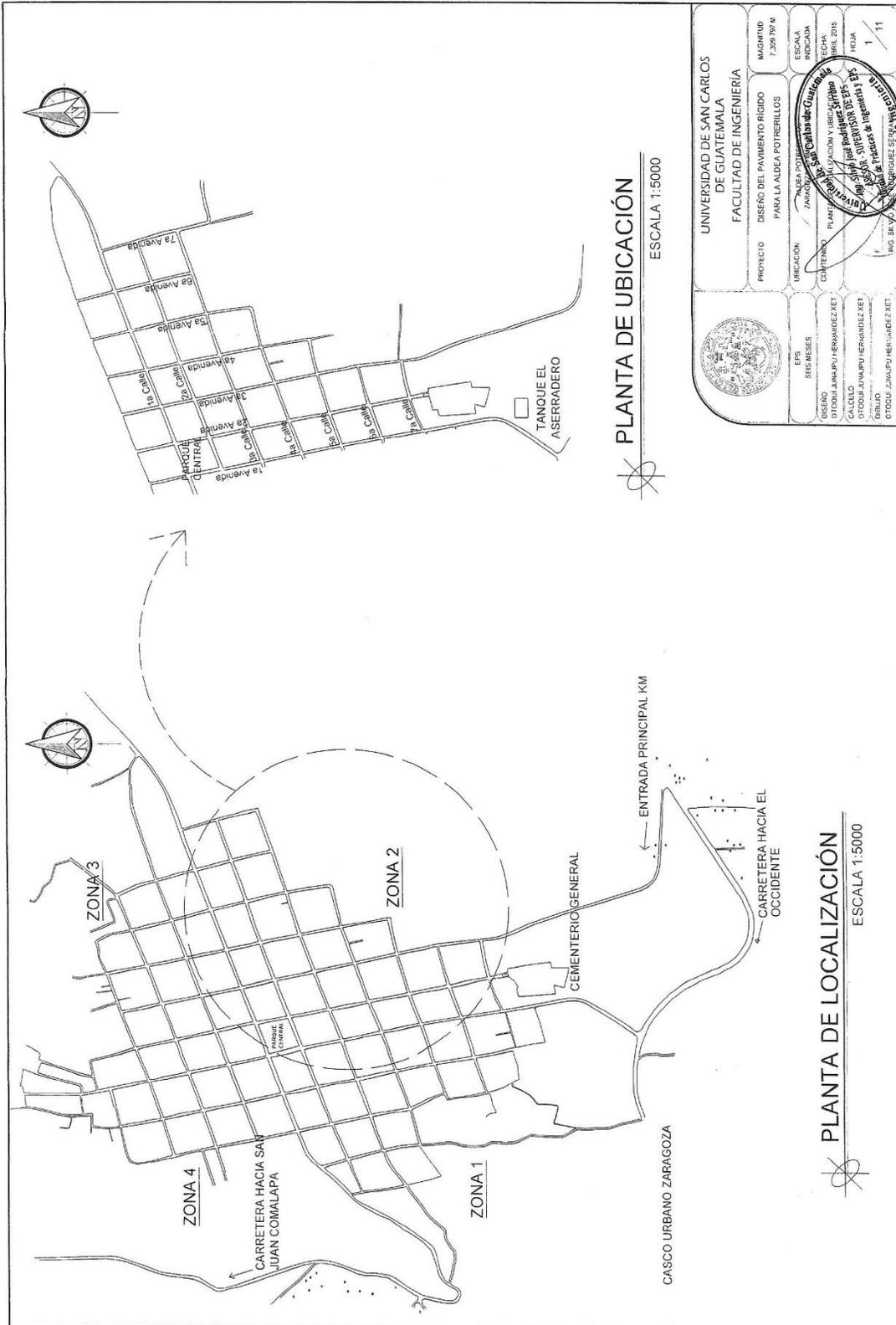
ESCUELA INGENIERIA

TECNICO: [Redacted]

FECHA: ABRIL 2015

HOJA: 11

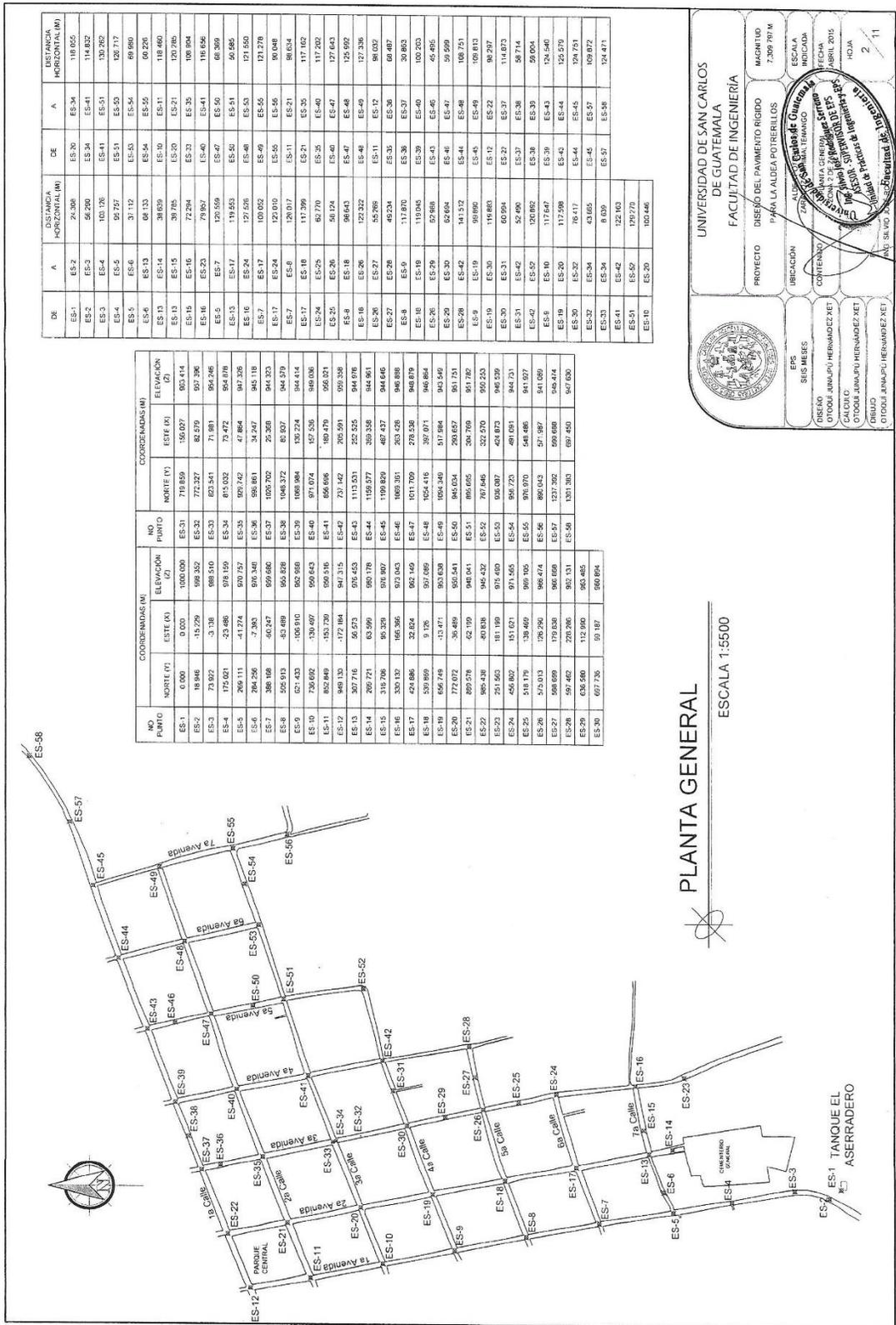
11



PLANTA DE UBICACIÓN
ESCALA 1:5000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS	UBICACIÓN ZARAGOZA	MAGNITUD 7.209 79' N
DISEÑADOR DIBUJANTE DIBUJANTE DIBUJANTE DIBUJANTE	CONTENIDO PLANTILLA DE UBICACIÓN Y UBICACIÓN PLAN DE UBICACIÓN Y UBICACIÓN PLAN DE UBICACIÓN Y UBICACIÓN PLAN DE UBICACIÓN Y UBICACIÓN	ESCALA ESCALA ESCALA ESCALA ESCALA
DIBUJANTE DIBUJANTE DIBUJANTE DIBUJANTE	DIBUJANTE DIBUJANTE DIBUJANTE DIBUJANTE	HOJA 1 11

PLANTA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA 1:5000



DE	A	DISTANCIA HORIZONTAL (M)	DE	A	DISTANCIA HORIZONTAL (M)
ES-1	ES-2	24.388	ES-20	ES-34	118.825
ES-2	ES-3	56.290	ES-34	ES-41	114.822
ES-3	ES-4	103.126	ES-41	ES-51	130.829
ES-4	ES-5	97.757	ES-51	ES-55	102.717
ES-5	ES-6	31.112	ES-55	ES-56	69.880
ES-6	ES-7	61.133	ES-56	ES-55	60.226
ES-7	ES-8	38.039	ES-55	ES-11	118.860
ES-8	ES-9	39.785	ES-11	ES-20	100.785
ES-9	ES-10	72.294	ES-20	ES-35	108.904
ES-10	ES-11	79.827	ES-35	ES-41	116.856
ES-11	ES-12	120.556	ES-41	ES-50	83.859
ES-12	ES-13	119.553	ES-50	ES-51	20.885
ES-13	ES-14	127.528	ES-51	ES-53	21.550
ES-14	ES-15	100.022	ES-53	ES-56	121.278
ES-15	ES-16	120.010	ES-56	ES-55	90.048
ES-16	ES-17	120.017	ES-55	ES-21	98.634
ES-17	ES-18	111.399	ES-21	ES-30	117.802
ES-18	ES-19	62.770	ES-30	ES-40	117.202
ES-19	ES-20	58.124	ES-40	ES-47	127.643
ES-20	ES-21	98.643	ES-47	ES-48	125.902
ES-21	ES-22	129.332	ES-48	ES-49	127.336
ES-22	ES-23	55.268	ES-49	ES-12	89.032
ES-23	ES-24	49.524	ES-12	ES-36	69.487
ES-24	ES-25	117.870	ES-36	ES-37	20.883
ES-25	ES-26	92.868	ES-37	ES-40	100.203
ES-26	ES-27	119.945	ES-40	ES-46	45.485
ES-27	ES-28	52.684	ES-46	ES-47	59.999
ES-28	ES-29	141.532	ES-47	ES-48	109.751
ES-29	ES-30	99.890	ES-48	ES-49	109.813
ES-30	ES-31	116.863	ES-49	ES-22	98.297
ES-31	ES-32	60.994	ES-22	ES-37	114.873
ES-32	ES-33	52.490	ES-37	ES-38	58.714
ES-33	ES-34	126.862	ES-38	ES-39	59.004
ES-34	ES-35	117.647	ES-39	ES-43	124.540
ES-35	ES-36	112.589	ES-43	ES-44	125.570
ES-36	ES-37	76.417	ES-44	ES-45	124.551
ES-37	ES-38	43.865	ES-45	ES-57	109.672
ES-38	ES-39	8.639	ES-57	ES-58	124.471
ES-39	ES-40	122.160			
ES-40	ES-41	179.270			
ES-41	ES-42	102.446			
ES-42	ES-43				
ES-43	ES-44				
ES-44	ES-45				
ES-45	ES-46				
ES-46	ES-47				
ES-47	ES-48				
ES-48	ES-49				
ES-49	ES-50				
ES-50	ES-51				
ES-51	ES-52				
ES-52	ES-53				
ES-53	ES-54				
ES-54	ES-55				
ES-55	ES-56				
ES-56	ES-57				
ES-57	ES-58				

NO. PUNTO	COORDENADAS (M)		ELEVACION (Z)	NO. PUNTO	COORDENADAS (M)		ELEVACION (Z)
	NORTE (Y)	ESTE (X)			NORTE (Y)	ESTE (X)	
ES-1	0.000	0.000	1000.000	ES-31	719.859	150.027	803.414
ES-2	18.846	-15.229	998.332	ES-32	772.327	82.279	807.396
ES-3	73.827	-3.138	998.510	ES-33	823.841	71.881	804.246
ES-4	175.021	-23.486	978.159	ES-34	815.032	73.472	804.878
ES-5	269.111	-41.274	979.757	ES-35	800.742	47.864	807.336
ES-6	264.256	-7.305	970.340	ES-36	896.861	34.847	845.118
ES-7	398.198	-40.342	999.660	ES-37	1009.702	25.968	844.333
ES-8	525.913	-83.688	1045.228	ES-38	1048.372	85.937	844.579
ES-9	627.433	-105.910	1052.668	ES-39	1088.984	133.274	844.414
ES-10	726.602	-138.407	1059.643	ES-40	971.074	157.538	848.008
ES-11	802.849	-151.739	1059.516	ES-41	956.896	180.478	860.021
ES-12	848.135	-172.884	941.315	ES-42	737.442	205.991	899.308
ES-13	307.716	56.673	976.453	ES-43	1113.531	222.525	944.878
ES-14	269.771	83.999	990.178	ES-44	1195.877	309.358	944.951
ES-15	318.706	95.329	976.907	ES-45	1199.829	487.437	944.646
ES-16	330.132	165.366	873.043	ES-46	1069.351	263.428	946.888
ES-17	424.886	32.824	902.142	ES-47	1011.709	278.538	948.879
ES-18	539.899	9.126	937.089	ES-48	1024.418	397.971	946.884
ES-19	656.749	-33.471	903.038	ES-49	1004.340	517.884	943.540
ES-20	772.072	-36.489	900.541	ES-50	945.034	300.827	941.751
ES-21	897.578	-62.109	948.041	ES-51	896.656	304.768	941.782
ES-22	985.438	-80.838	945.432	ES-52	797.846	322.370	952.333
ES-23	751.563	111.189	915.480	ES-53	938.087	424.873	946.239
ES-24	458.807	151.071	911.505	ES-54	938.725	481.891	944.131
ES-25	518.179	138.469	999.100	ES-55	976.070	548.486	941.027
ES-26	575.013	129.790	996.474	ES-56	890.042	571.987	941.889
ES-27	598.699	179.038	906.698	ES-57	1237.302	599.688	948.474
ES-28	597.487	220.265	897.131	ES-58	1301.383	681.450	947.630
ES-29	638.580	112.900	893.485				
ES-30	677.736	93.187	900.894				

PLANTA GENERAL

ESCALA 1:5500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO
 PARA LA ALDEA POTRERILLOS

PROYECTO: ALDEA POTRERILLOS
 UBICACION: ALDEA POTRERILLOS, CANTON SAN MARCO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA
 CONTENIDO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS
 DISEÑO OTODOL JIMAPU HERNANDEZ XET
 CALUCO OTODOL JIMAPU HERNANDEZ XET
 DIBUJO OTODOL JIMAPU HERNANDEZ XET

EPS SEIS MESES
 ESCALA INDICADA: MAGNITUD 7:300 797 M
 FECHA: ABRIL 2015
 HOJA: 2

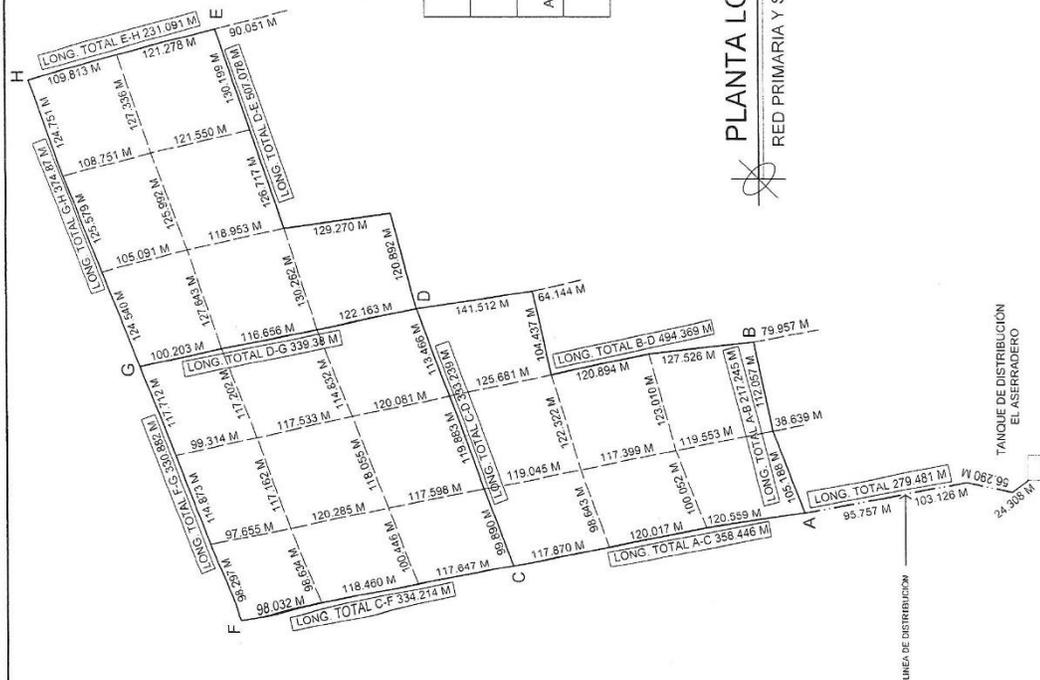


□ SIMBOLOGÍA DE VIVIENDA

PLANTA DE DENSIDAD DE POBLACIÓN

ESCALA 1:5000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA	
PROYECTO	DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO	HACIENDA	7,305.787 M
UBICACION	PARR LA ALDEA POTRECALACE	ALCALDE	ALCALDESA
CONTENIDO	ALCALDESA	ALCALDE	ALCALDESA
DESIGNADO POR	ALCALDESA	ALCALDE	ALCALDESA
ELABORADO POR	ALCALDESA	ALCALDE	ALCALDESA
REVISADO POR	ALCALDESA	ALCALDE	ALCALDESA
APROBADO POR	ALCALDESA	ALCALDE	ALCALDESA
FECHA	15/05/2019	HOJA	4 / 11



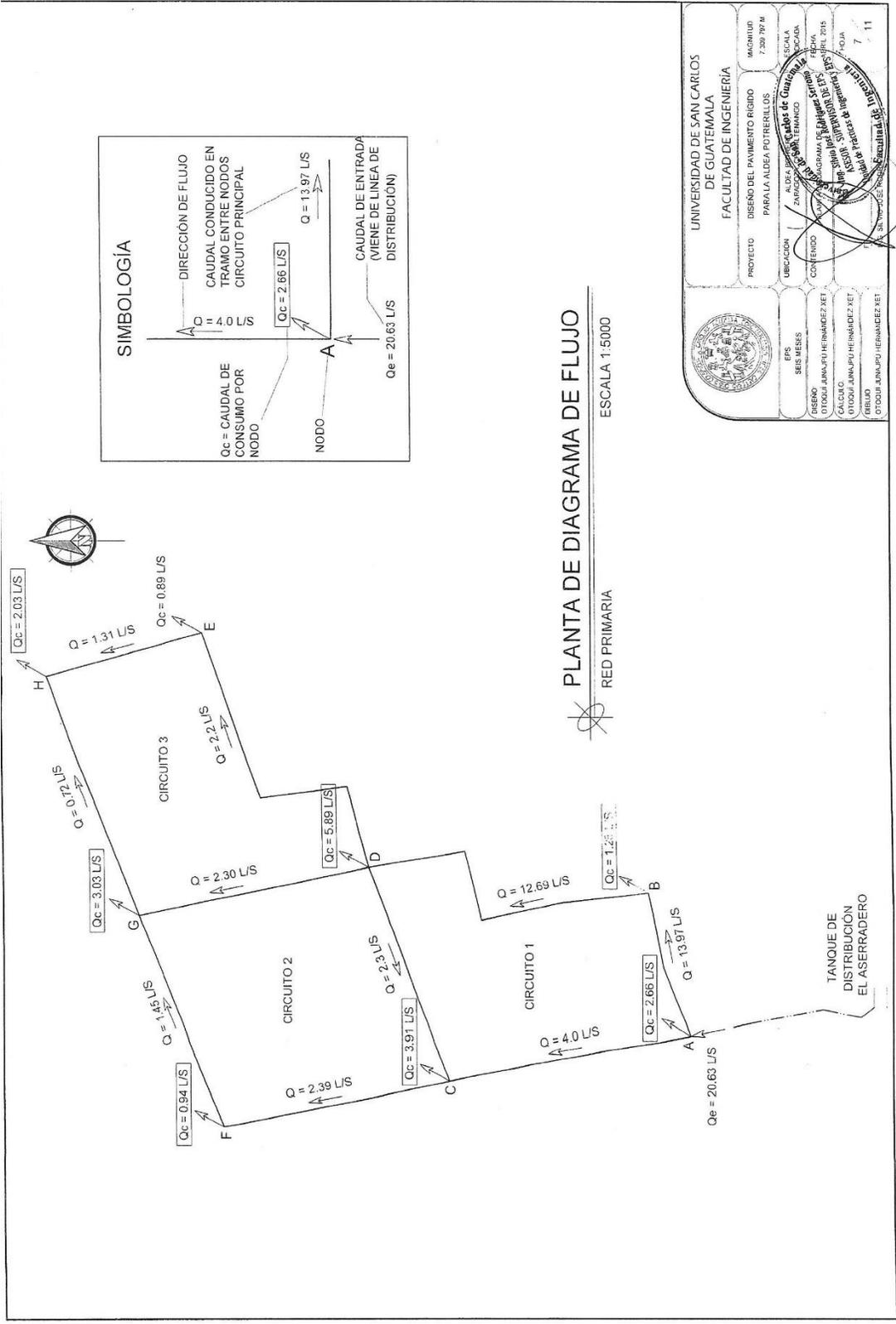
SIMBOLOGIA	
A	NODO CIRCUITO PRINCIPAL
— A — B —	LONGITUD TOTAL TRAMO ENTRE NODOS CIRCUITO PRINCIPAL
---	LONGITUDES PARCIALES TRAMOS CIRCUITOS PRINCIPAL Y RED SECUNDARIA

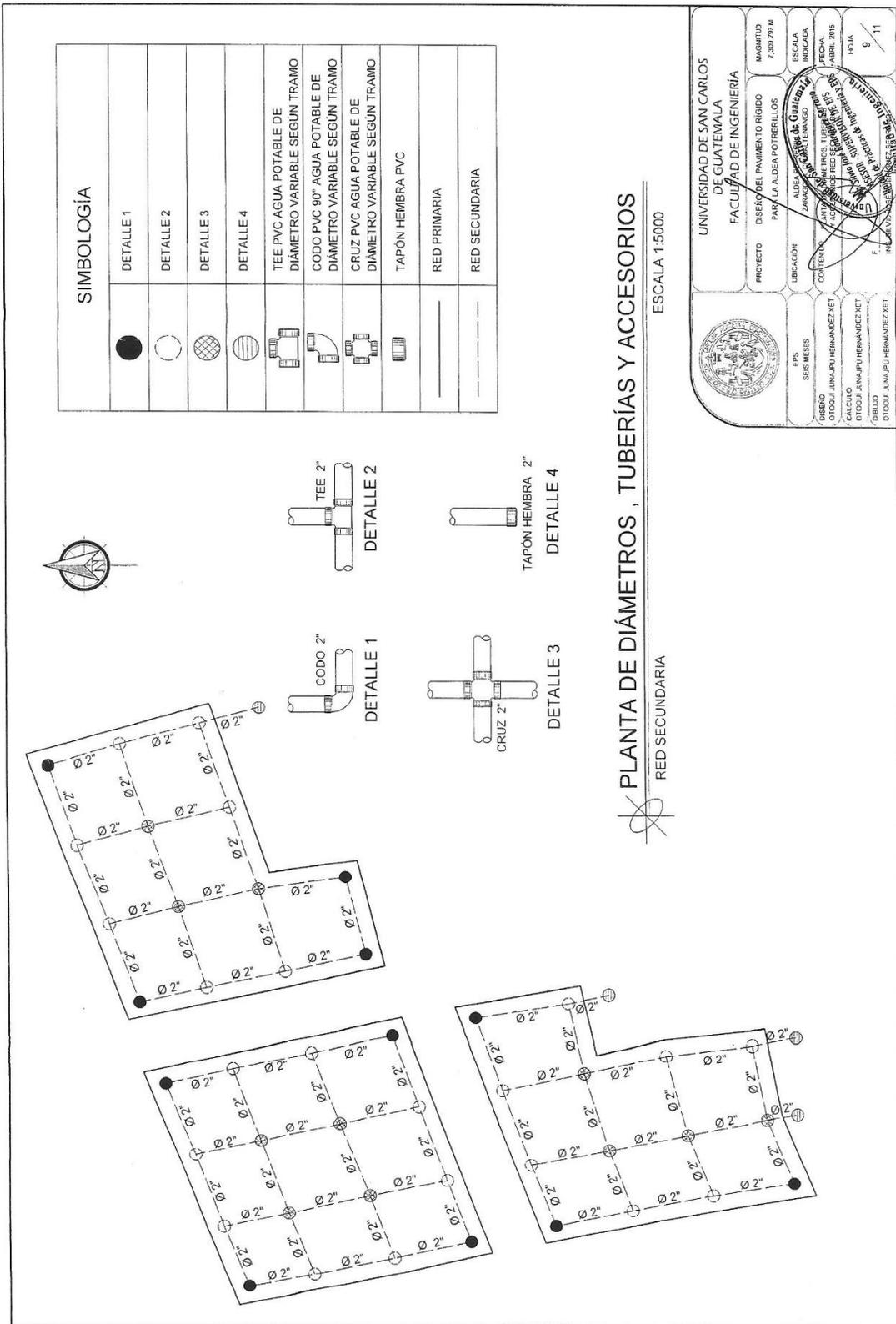
PLANTA LONGITUDES DE TRAMOS

RED PRIMARIA Y SECUNDARIA

ESCALA 1:5000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO	DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTEBERILLOS	MAGNITUD	7,300.797 M
UBICACION	ALDEA POTEBERILLOS, MALDENANGO	ESCALA INDICADA	1:5000
SEIS MESES	EPS	FECHA	ABRIL 2015
DISEÑO	OTODUI JINAPUJ, HERNANDEZ XET	PROYECTADO POR	OTODUI JINAPUJ, HERNANDEZ XET
CALCULO	OTODUI JINAPUJ, HERNANDEZ XET	REVISADO POR	OTODUI JINAPUJ, HERNANDEZ XET
DESBURO	OTODUI JINAPUJ, HERNANDEZ XET	APROBADO POR	OTODUI JINAPUJ, HERNANDEZ XET



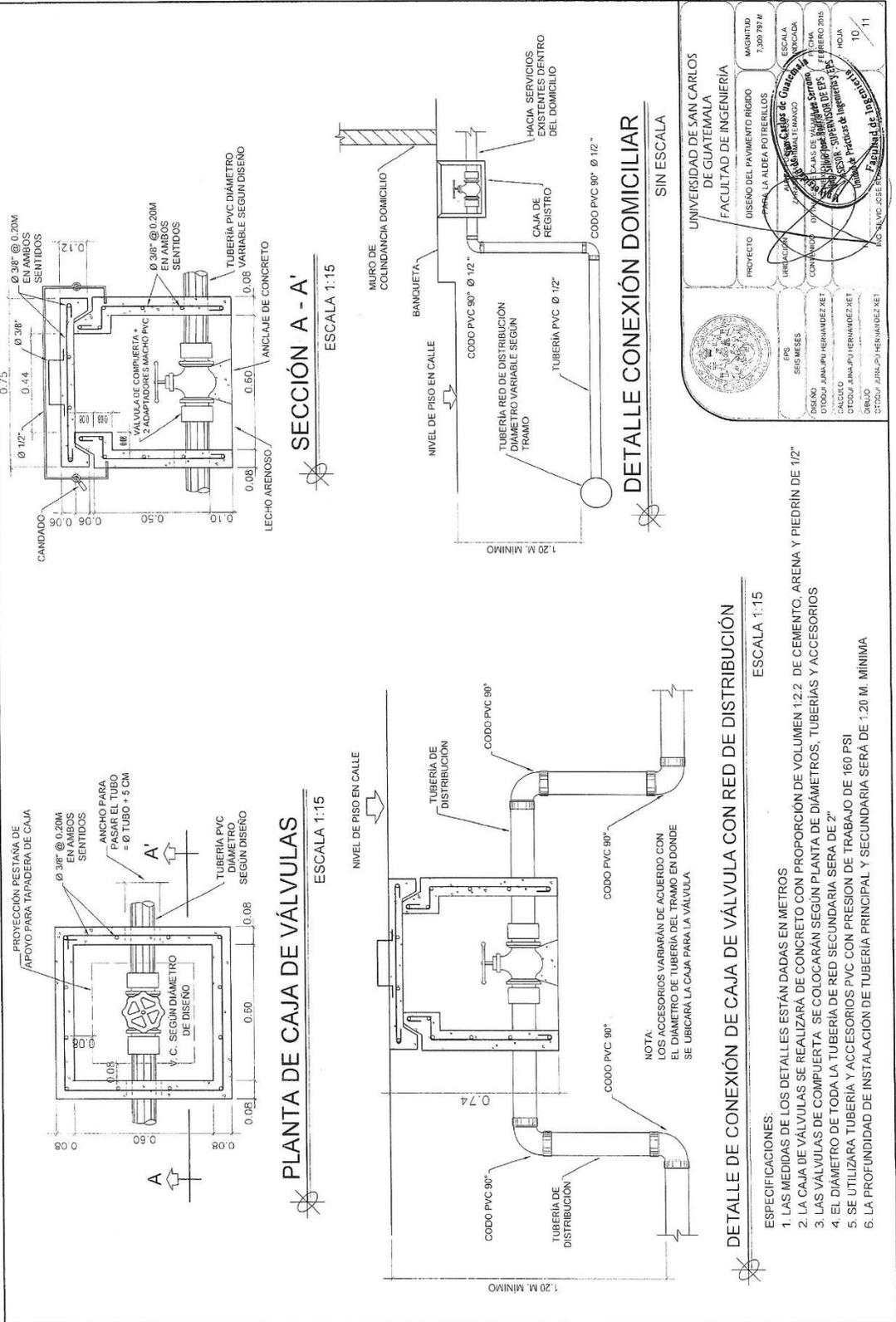


SIMBOLOGÍA	
	DETALLE 1
	DETALLE 2
	DETALLE 3
	DETALLE 4
	TEE PVC AGUA POTABLE DE DIÁMETRO VARIABLE SEGÚN TRAMO
	CODO PVC 90° AGUA POTABLE DE DIÁMETRO VARIABLE SEGÚN TRAMO
	CRUZ PVC AGUA POTABLE DE DIÁMETRO VARIABLE SEGÚN TRAMO
	TAPÓN HEMBRA PVC
	RED PRIMARIA
	RED SECUNDARIA

PLANTA DE DIÁMETROS , TUBERÍAS Y ACCESORIOS
RED SECUNDARIA

ESCALA 1:5000

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	PROYECTO	DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS	MAQUILIDAD	7,300.79 M
		FACULTAD DE INGENIERIA	UBICACION	ALDEA POTRERILLOS, ZARAGOZA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA	ESCALA INDICADA	1:5000
		EPS SEIS MESES	CONTENIDO	SEIS MESES DE RED SECUNDARIA	FECHA	9 / 11
DISEÑO: OTDOOJI ANAIPU HERNANDEZ XET CALCULO: OTDOOJI ANAIPU HERNANDEZ XET DIBUJO: OTDOOJI ANAIPU HERNANDEZ XET						



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROYECTO DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO PARA LA ALDEA POTRERILLOS

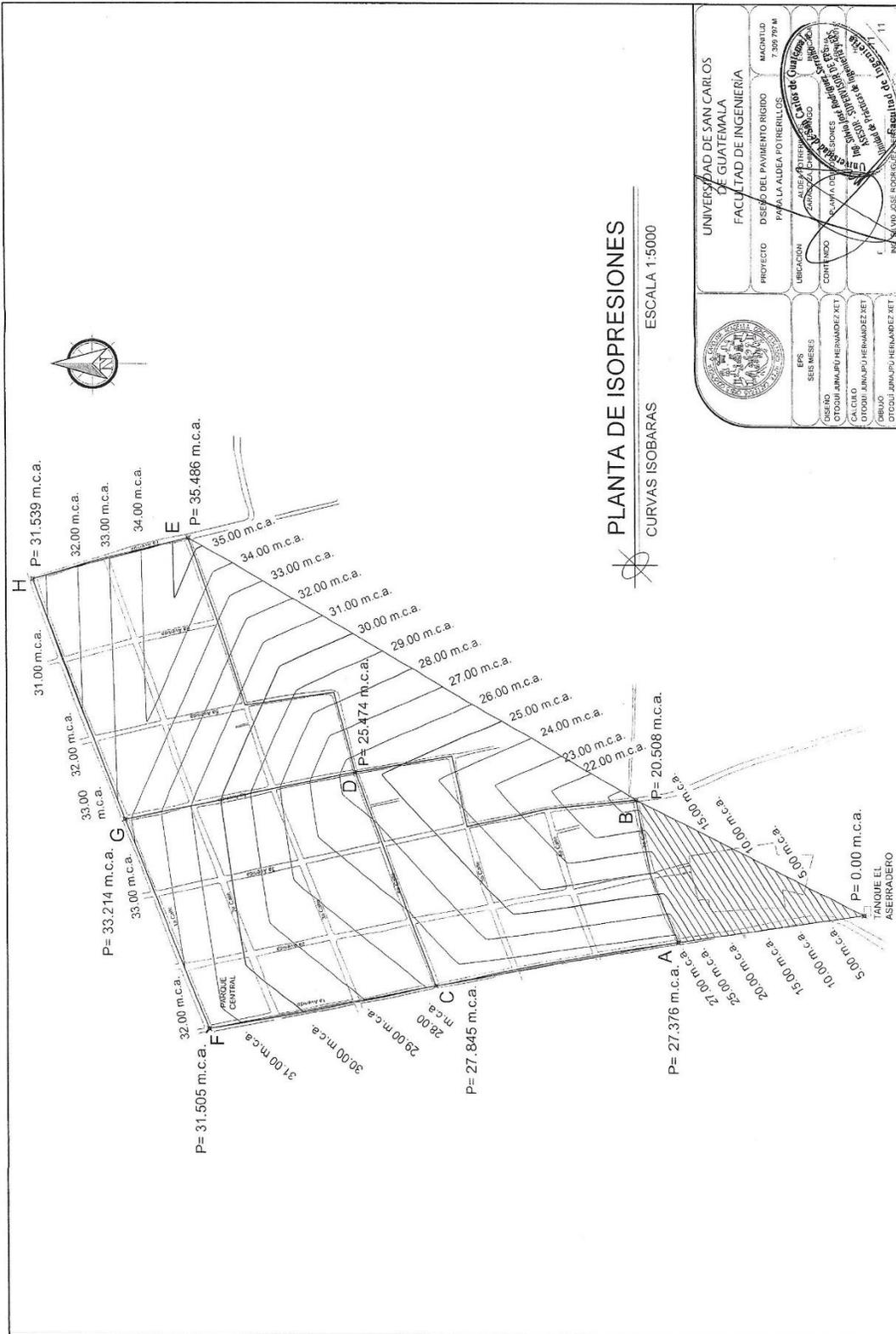
UBICACIÓN AL CALLE 14 DE JUNIO, ALDEA POTRERILLOS, MUNICIPIO DE SAN JUAN CAPIATZ, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

EPS SESI MESES
DISEÑO DIBUJO JUNIUS P. HERNANDEZ NET
CALCULO DIBUJO JUNIUS P. HERNANDEZ NET
DISEÑO DIBUJO JUNIUS P. HERNANDEZ NET

ESCALA 7:300 792 M
HOJA 10
11

INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y PROYECTOS DE INGENIERIA

ING. M.C. JOSÉ ROBERTO HERNÁNDEZ NET



ANEXOS

- Anexo A Ensayo de límites de Atterberg
- Anexo B Ensayo de compactación
- Anexo C Ensayo de razón soporte California CBR
- Anexo D Ensayo de análisis granulométrico
- Anexo E Análisis fisicoquímico sanitario
- Anexo F Examen bacteriológico

Anexo A. Ensayo de límites de Atterberg



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



INFORME No. 545 S.S.

O.T.: 33,710 No. **1329**

Interesado: Otoquí Junajpú Hernández Xet

Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento Rígido para la Aldea Potrerillos Zaragoza, Chimaltenango"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Zaragoza, Chimaltenango

FECHA: martes, 30 de septiembre de 2014

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café Oscuro

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado. Muestra de Sub-rasante.

Atentamente,

Vo.Bo.



Inga. Telma Maricela Caño Morales
DIRECTORA CI/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

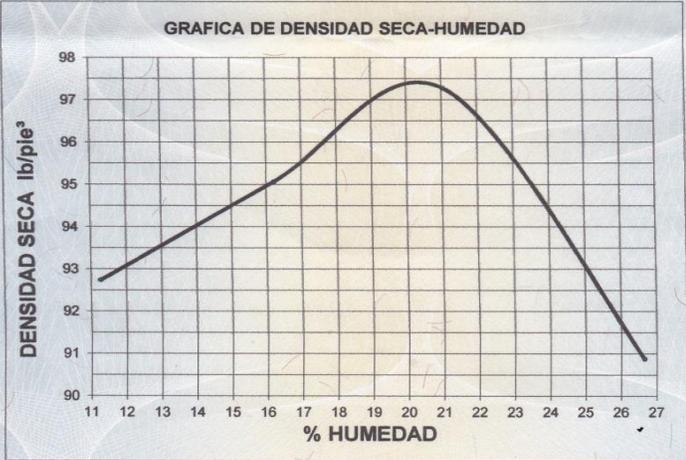
FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo B. Ensayo de compactación

	CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
INFORME No. 547 S.S.		O.T.: 33,710
		No. 1331
Interesado: Otoqui Junajpú Hernández Xet	Proctor Estándar: () Norma: A.A.S.H.T.O. T-99	
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.	Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180	
Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento Rígido para la Aldea Potrerillos Zaragoza, Chimaltenango"		
Ubicación: Zaragoza, Chimaltenango		
Fecha: martes, 30 de septiembre de 2014		

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD



% HUMEDAD	DENSIDAD SECA lb/ft³
11	92.8
12	93.5
13	94.2
14	94.8
15	95.3
16	95.8
17	96.3
18	96.8
19	97.2
20	97.4
21	97.2
22	96.8
23	96.2
24	95.5
25	94.8
26	94.0
27	93.0

Descripción del suelo:	Arena Limosa Color Café	
Densidad seca máxima γ_d :	1,560.35 Kg/m ³	97.40 lb/ft ³
Humedad óptima Hop.:	20.40 %	

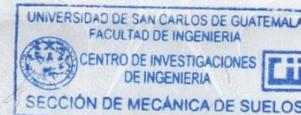
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado. Muestra de Sub-rasante.

Atentamente,

Vo. Bo. 

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo C. Ensayo de razón soporte California CBR



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



INFORME No. 548 S.S.

O.T.: 33,710

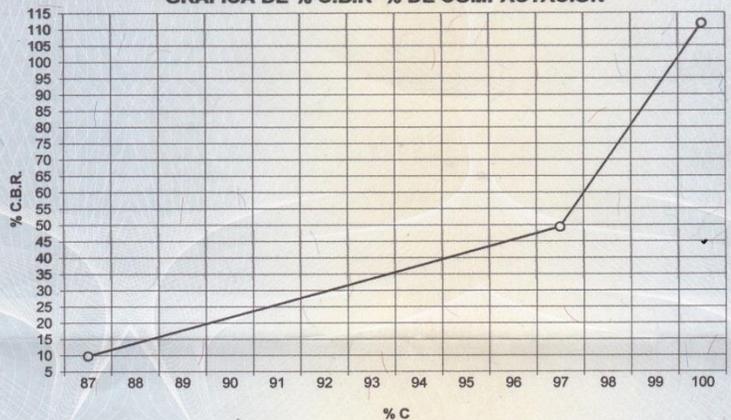
No. 1343

Interesado: Otoqui Junajpú Hernández Xet
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O.T-193
 Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento Rígido para la Aldea Potrerillos Zaragoza, Chimaltenango"

Ubicación: Zaragoza, Chimaltenango
 Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café
 Fecha: martes, 30 de septiembre de 2014

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C	EXPANSION	C.B.R.
No.	No.	H (%)	Ψ_d (Lb/plie ³)	(%)	(%)	(%)
1	10	20.40	84.97	87	0.26	9.84
2	30	20.40	94.79	97	0.28	49.44
3	65	20.40	97.74	100	0.27	111.74

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

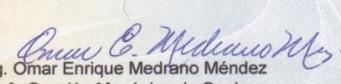


Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado. Muestra para Sub-rasante.
 Atentamente,

Vo. Bo.

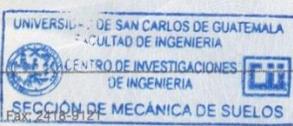


Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA GII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221, FAX: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo D. Ensayo de análisis granulométrico



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

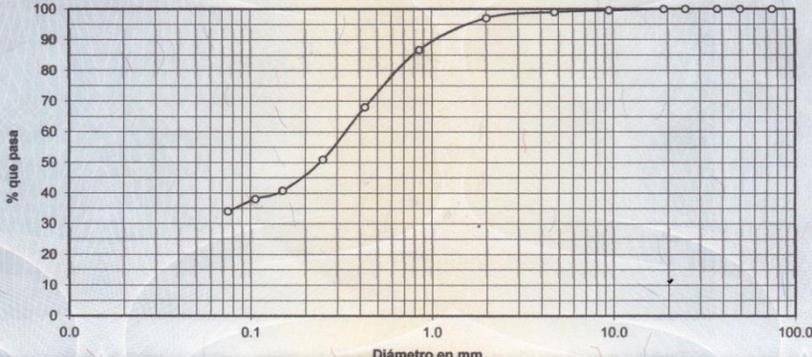


INFORME No. 546 S.S. O.T. No. : 33,710

No. 1342

Interesado: Otoqui Junajpú Hernández Xet
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo
 Norma: ASTM D6913-04
 Proyecto: EPS "Diseño del Pavimento Rígido para la Aldea Potrerillos Zaragoza, Chimaltenango"
 Ubicación: Zaragoza, Chimaltenango
 Fecha: martes, 30 de septiembre de 2014

Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	97.06
2"	50 mm	100.00	20	850 μ m	86.71
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 μ m	68.08
1"	25 mm	100.00	60	250 μ m	50.96
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 μ m	40.84
3/8"	9.5 mm	99.55	140	106 μ m	38.09
4	4.75 mm	99.01	200	75 μ m	34.05



Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café Oscuro

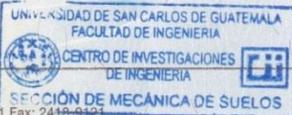
Clasificación: S.C.U.: SM % de Grava: 0.99 D10: *
 P.R.A.: A-2-4 % de Arena: 64.96 D30: *
 % de finos: 34.05 D60: 0.33 mm

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado. Muestra de Sub-rasante.
 * Diámetro efectivo no aplica

Atentamente,

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

Vo. Bo. *Telma Maricela Cano Morales*
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo E. Análisis fisicoquímico sanitario



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



ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO INF. No. 25 838

O.T. No. 33 643

INTERESADO: <u>OTOQUÍ JUNAJPÚ HERNÁNDEZ XET, CARNÉ No. 200819143</u>	PROYECTO: <u>EPS: "SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA, CHIMALTENANGO"</u>
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCION: <u>Cabecera Municipal, Zaragoza</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2014-09-01; 10 h 50 min.</u>
FUENTE: <u>Tanque El Aserradero</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2014-09-02; 10 h 25 min.</u>
MUNICIPIO: <u>Zaragoza</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO: <u>Chimaltenango</u>	

RESULTADOS

1. ASPECTO: <u>Turbia</u>	4. OLOR: <u>A materia orgánica</u>	7. TEMPERATURA: <u>-.-° C</u> (En el momento de recolección)
2. COLOR: <u>41,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>119,10 µmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD: <u>04,45 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH): <u>07,45 unidades</u>	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,14	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,50	11. SOLIDOS TOTALES	95,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,000	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,28	12. SOLIDOS VOLÁTILES	17,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	08,70	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	00,00	13. SOLIDOS FIJOS	78,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,54	14. SOLIDOS EN SUSPENSION	08,00
5. MANGANESO (Mn)	00,015	10. DUREZA TOTAL	54,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	63,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	52,00	52,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de la vista fisico quimico sanitario: ASPECTO: Turbia OLOR: a materia orgánica COLOR alto HIERRO en Límites Máximos Permisibles Las demás determinaciones arriba indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NTG 29 001.

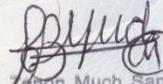
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21ST EDITION 2 005, NORMAS COGUANOR NTG 29 001 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2014-09-18



Vo.Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC





Juan Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
MSc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

FACULTAD DE INGENIERIA — USAC —
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona T2
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo F. Examen bacteriológico



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



EXAMEN BACTERIOLOGICO N^o. **3185** 358532

<p>O.T. No. 33 643</p> <p>INTERESADO: <u>OTOQUÍ JUNAJPÚ HERNÁNDEZ XET.</u> (CARNE No. 200819143)</p> <p>MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u></p> <p>LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>Cabeecera Municipal, Zaragoza</u></p> <p>FUENTE: <u>Tanque El Aserradero</u></p> <p>MUNICIPIO: <u>Zaragoza</u></p> <p>DEPARTAMENTO: <u>Chimaltenango</u></p>	<p>PROYECTO: <u>EPS" SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ZONA 2, ZARAGOZA CHIMALTENANGO"</u></p> <p>DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u></p> <p>FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2014-09-01; 10 h50 min.</u></p> <p>FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2014-09-02; 10 h25 min.</u></p> <p>CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Sin refrigeración</u></p>
<p>SABOR: <u>-----</u></p> <p>ASPECTO: <u>Turbia</u></p> <p>OLOR: <u>A materia orgánica</u></p>	<p>SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: <u>Reg. cantidad</u></p> <p>CLORO RESIDUAL: <u>-----</u></p>

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

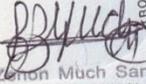
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+ + - -
01,00 cm ³	+++++	+++++	+ + - -
00,10 cm ³	+++++	+++++	+ + - -
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 1 600	12

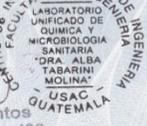
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según norma COGUANOR NTG 29 001 Guatemala, 2014-09-18

Vo.Bo. 
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC




Zenon Much Santos
Ing. Químico Col. No. 420
MSc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERÍA –USAC–
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

