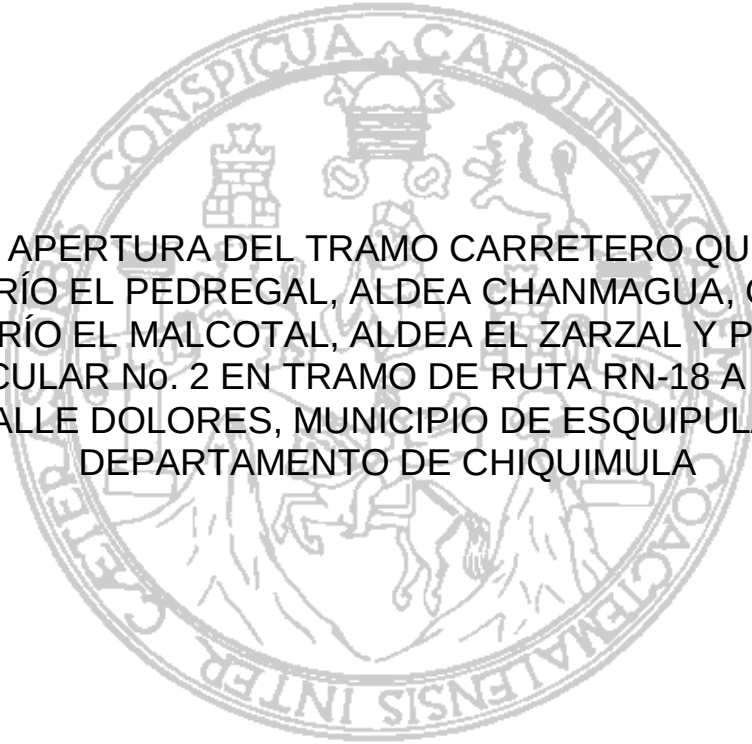


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL
CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL
CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE
VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA
VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

KATHERINE ANDRÉE CALDERÓN AGUIRRE

CHIQUIMULA, GUATEMALA, AGOSTO 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL
CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL
CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE
VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA
VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

KATHERINE ANDRÉE CALDERÓN AGUIRRE

Al conferírsele el título de

INGENIERA CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADA

CHIQUIMULA, GUATEMALA, AGOSTO 2021

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL**



**RECTOR EN FUNCIONES
M.A. PABLO ERNESTO OLIVA SOTO**

CONSEJO DIRECTIVO

Presidente:	Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
Representante de Profesores:	M.Sc. Mario Roberto Díaz Moscoso
Representante de Profesores:	M.Sc. Gildardo Guadalupe Arriola Mairén
Representante de Graduados:	Ing. Agr. Henry Estuardo Velásquez Guzmán
Representante de Estudiantes:	A.T. Zoila Lucrecia Argueta Ramos
Representante de Estudiantes:	Br. Juan Carlos Lemus López
Secretaria:	M.Sc. Marjorie Azucena González Cardona

AUTORIDADES ACADÉMICAS

Coordinador Académico:	M.A. Edwin Rolando Rivera Roque
Coordinador de Carrera:	M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth

ORGANISMO COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN

Presidente:	M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth
Secretario:	Ing. Elder Avildo Rivera López
Vocal:	MBA. René Estuardo Alvarado González

TERNA EVALUADORA

M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth
M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza
Ing. Mario Nephtalí Morales Solís



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE –CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



LAAS.02.20

Chiquimula, 27 de mayo de 2020.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI – USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones al trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por la estudiante **Katherine Andrée Calderón Aguirre**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Luis Antonio Ambrocio Santos
Ingeniero Asesor - Revisor

c.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



MNMS.01.20

Chiquimula, 16 de julio de 2020.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI – USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso al trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por la estudiante **Katherine Andréa Calderón Aguirre**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Mario Nephtalí Morales Solís
Ingeniero Asesor - Revisor

C.c. archivo

FINCA EL ZAPOTILLO ZONA 5, CHIQUIMULA
TEL. 79438442



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE –CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



CEPSIC.01.2021

Chiquimula, 11 de marzo de 2021.

Maestro en Ciencias

Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingeniería

CUNORI - USAC

Respetable M.Sc. Chávez:

Atentamente me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, elaborado por la estudiante **Katherine Andréa Calderón Aguirre** quien contó con la asesoría de los Ingenieros Civiles Luis Antonio Ambrocio Santos y Mario Nephtalí Morales Solís.

Considero que el trabajo desarrollado por la estudiante Katherine Andréa Calderón Aguirre satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente, atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Elder Ayldo Rivera López
Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)
Carrera de Ingeniería Civil

c.c. archivo



ALTG.6.21

Chiquimula, 4 de mayo de 2021.

Maestro en Ciencias

Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingenierías

CUNORI-USAC

Respetado M.Sc. Chávez Valverth:

El propósito de la presente es para informarle que he procedido a revisar la parte lingüística, del trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**; elaborado por la estudiante **Katherine Andréa Calderón Aguirre**.

El informe cumple con los requisitos exigidos por la carrera de Ingeniería Civil, por lo tanto, recomiendo su aprobación para seguir con los trámites correspondientes.

Agradeciendo su atención a la presente,

Deferentemente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

M.Sc. Julio César Hernández Ortiz
Revisor Área Lingüística

c.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE –CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



TGIC.02-2021

Chiquimula, 7 de julio de 2021.

Ingeniero Agrónomo

Edwin Filiberto Coy Cordón

Director

CUNORI - USAC

Respetable Ing. Agr. Coy Cordón:

El Coordinador de las Carreras de Ingeniería del Centro Universitario de Oriente CUNORI de la Universidad de San Carlos de Guatemala después de conocer los dictámenes de los Asesores -Revisores Ingeniero Sergio Antonio Ramos Urrutia e Ingeniero Luis Antonio Ambrocio Santos y del Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil Ingeniero Elder Avildo Rivera López y luego de la revisión y aprobación del Maestro en Ciencias Julio Cesar Hernández Ortiz, revisor del área de Lingüística, al trabajo de graduación de la estudiante **Katherine André Calderón Aguirre**, titulado: **“DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo y recomendando la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

M.Sc. Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingeniería

CUNORI - USAC



c.c. archivo

EL INFRASCRITO DIRECTOR DEL CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, POR ESTE MEDIO HACE CONSTAR QUE: Conoció el Trabajo de Graduación que efectuó la estudiante **KATHERINE ANDRÉE CALDERÓN AGUIRRE** titulado "**DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL Y PUENTE VEHICULAR NO. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**", trabajo que cuenta con el aval del Revisor y Coordinador de Trabajos de Graduación, de la carrera de Ingeniería Civil. Por tanto, la Dirección del CUNORI con base a las facultades que le otorga las Normas y Reglamentos de Legislación Universitaria **AUTORIZA** que el documento sea publicado como **Trabajo de Graduación** a Nivel de Licenciatura, previo a obtener el título de **INGENIERA CIVIL**.

Se extiende la presente en la ciudad de Chiquimula, el tres de agosto del dos mil veintiuno.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
DIRECTOR
CUNORI – USAC



AGRADECIMIENTOS

- A Dios:** Al ser la luz que ha guiado mi camino a lo largo de mi vida y, que a pesar de todos los obstáculos, me ha permitido llegar hasta acá para culminar una meta más.
- A mis padres:** En su lucha incansable para brindarme lo mejor y enseñarme que con amor y sacrificio puedo alcanzar mis más grandes sueños.
- A mis hermanos:** Por su infinito amor, por ser mi inspiración para seguir sus pasos y llegar aún más allá sin temor a nada.
- A mi familia:** Porque nuestra unión representa el cimiento firme que me ha otorgado confianza y fortaleza en cada etapa de mi existir.
- A mis amigos:** Por los gratos momentos compartidos, la amistad y el apoyo brindado en estos años de estudio.
- A mis catedráticos y asesores:** Que contribuyeron con sus enseñanzas en mi formación como profesional y por todos los consejos y gratos momentos compartidos.
- Al Centro Universitario de Oriente -CUNORI-:** Al brindarme la oportunidad de realizar mi formación académica y también como persona de bien para la sociedad.
- A la Municipalidad de Esquipulas:** En la contribución con mi formación profesional, por el apoyo y las muestras de amistad compartidas.

ACTO QUE DEDICO

A Dios: Por enseñarme a través de Tu hijo Jesús que el mayor éxito en la vida es la obediencia hacia Ti, porque todo es producto de Tu obra y gracia, donde cada bendición llega justo en el momento correcto.

A mis padres: Mario Rolando Calderón Sancé (QEPD) y Flora Imelda Aguirre de Calderón, quiénes son mi ejemplo de perseverancia, dedicación, fortaleza e inspiración para recorrer los arduos caminos de la vida y alcanzar mi más grandes anhelos.

Recuerden que cada una de sus palabras, consejos, de los valores y principios que formaron en mí la persona que soy ahora siempre las llevaré conmigo, porque forman parte del pilar que me permitió llegar a cumplir este logro, que es la recompensa a su esfuerzo durante tantos años. Los amo con todo mi corazón.

A mis hermanos: Marialys Flora Valeska Calderón Aguirre, Hendrick Rolando Calderón Aguirre, Jesús Alberto Calderón Aguirre y Jeonathan Alexander Calderón Aguirre por demostrarme que a través de su gran apoyo y amor sincero podré vencer los miedos y obstáculos que no me permitan alcanzar mis sueños. Son los mejores amigos y compañeros que la vida pudo regalarme. Los amo con todo mi corazón.

A mi familia: Especialmente a Sheila Cambrina Azucena Martínez Ruiz de Calderón y Lesly Yesenia López Archila de Calderón, por todas las muestras de cariño y apoyo incondicional.

A mis amigos: Por la verdadera amistad demostrada en cada momento de lucha que hemos compartido.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
OBJETIVOS	XXV
1. MONOGRAFÍA DE LAS COMUNIDADES	1
1.1 Generalidades	1
1.1.1 Ubicación y localización	1
1.1.2 Límites y colindancias	4
1.1.3 Topografía	4
1.1.4 Aspectos climáticos	5
1.1.5 Servicios públicos	5
1.2 Aspectos sociales	6
1.2.1 Demografía	6
1.2.2 Religión	6
1.2.3 Educación	7
1.3 Diagnóstico de necesidades en infraestructura y servicios básicos	7
1.3.1 Descripción de las necesidades	8
1.3.2 Priorización de las necesidades	9
2. DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	11

2.1	Descripción del proyecto	11
2.2	Especificaciones y normas para el diseño geométrico de carreteras	11
2.3	Estudio de tráfico	12
2.3.1	Metodología para el estudio de la demanda de tránsito	12
a.	Volumen y composición o clasificación de los vehículos	13
b.	Tránsito Promedio Diario Anual -TPDA-	13
c.	Variaciones horarias de la demanda	14
d.	Variaciones diarias de la demanda	14
e.	Variaciones estacionales -mensuales-	14
f.	Metodología para establecer el peso de los vehículos de carga	15
2.4	Levantamiento topográfico	15
2.4.1	Planimetría	15
2.4.2	Altimetría	16
2.4.3	Análisis de pendientes	16
2.4.4	Derecho de vía	17
2.4.5	Evaluación de alternativas del trazo preliminar	18
2.5	Trazo definitivo	18
2.5.1	Curvas de nivel	18
2.5.2	Línea del trazo definitivo	19
2.6	Diseño geométrico	19
2.6.1	Línea de localización	19
a.	Rumbo y azimuth	20
b.	Distancia de línea de trazo	20
2.6.2	Velocidad de diseño	20
2.6.3	Curvas horizontales	21

	a.	Longitud de curva -Lc-	24
	b.	Subtangente -St-	24
	c.	Cuerda máxima -Cm-	24
	d.	External -E-	25
	e.	Ordenada media -Om-	25
2.6.4		Estacionamientos	25
2.6.5		Curvas de transición	27
	a.	Peralte	27
	b.	Sobreancho	27
2.6.6		Curvas verticales	28
	a.	Tangentes y pendientes	28
	b.	Longitud mínima de curva vertical -LCV-	30
	c.	Criterios para evaluar condiciones de curvas verticales	31
	d.	Correcciones	32
2.7		Movimiento de tierras	35
2.7.1		Áreas de secciones transversales	35
2.7.2		Taludes	36
2.7.3		Volumen de movimiento de tierras	37
2.7.4		Balance de masa	38
2.8		Estudio hidrológico	38
2.8.1		Método racional	38
	a.	Coeficiente de escorrentía	39
	b.	Intensidad de lluvia	40
	c.	Área tributaria	41
2.8.2		Drenajes	45
2.8.3		Cunetas	53
2.9		Ensayos de laboratorio	56
2.9.1		Granulometría	56

a.	Tamizado	56
b.	Sedimentación	57
2.9.2	Límites de Atterberg	57
a.	Límite líquido	57
b.	Límite plástico	58
c.	Índice plástico	58
2.9.3	Compactación de Proctor modificado	58
a.	Densidad máxima y humedad óptima	59
2.9.4	Valor Soporte California -CBR-	59
2.10	Subrasante, subbase y base	60
2.11	Sección transversal	62
2.12	Especificaciones técnicas	62
2.13	Planos de construcción	67
2.14	Presupuesto	68
2.14.1	Integración de costos unitarios	68
2.14.2	Cuantificación de materiales	68
2.14.3	Cronograma de ejecución físico y financiero	69
2.15	Estudio de impacto ambiental inicial	80
2.16	Evaluación socioeconómica	83
2.16.1	Valor Presente Neto	83
2.16.2	Tasa Interna de Retorno	86
3.	DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	89
3.1	Descripción del proyecto	89
3.2	Levantamiento topográfico	90
3.3	Análisis de suelos	90
3.3.1	Determinación del valor soporte del suelo	91

3.4	Estudio hidrológico	93
3.4.1	Método racional	93
a.	Caudal de diseño	97
3.4.2	Tirante hidráulico	97
3.5	Estudio de tráfico	100
3.6	Superestructura	100
3.6.1	Losa	105
a.	Peralte	105
b.	Integración de cargas	105
c.	Momentos en la losa	106
d.	Momento último de diseño	109
e.	Peralte efectivo	110
f.	Refuerzo en la losa	111
3.6.2	Barandal	116
3.6.3	Banqueta	117
3.6.4	Bombeo y drenaje	118
3.6.5	Vigas	118
a.	Sección de viga	118
b.	Momentos en la viga	119
c.	Factor de distribución	125
d.	Momento último de diseño	126
e.	Refuerzo en la viga	126
f.	Diseño a corte	130
3.6.6	Diafragma	137
a.	Diafragma exterior	137
b.	Diafragma interno	140
3.7	Subestructura	142
3.7.1	Cortina	142
a.	Empuje del suelo	143

b.	Fuerza longitudinal	145
c.	Fuerza de sismo	147
d.	Refuerzo en cortina	147
3.7.2	Viga de apoyo	151
3.7.3	Estribos	154
a.	Momento de volteo	159
b.	Momento estabilizante	160
c.	Revisión del muro sin superestructura	162
d.	Revisión del muro con superestructura y carga viva	163
e.	Revisión del muro con sismo (sin carga viva)	165
3.7.4	Apoyo elastomérico	168
3.8	Especificaciones técnicas	173
3.9	Planos de construcción	175
3.10	Presupuesto	175
3.10.1	Integración de costos unitarios	175
3.10.2	Cuantificación de materiales	176
3.10.3	Cronograma de ejecución físico y financiero	176
3.11	Estudio de impacto ambiental inicial	194
3.12	Evaluación socioeconómica	196
3.12.1	Valor Presente Neto	196
3.12.2	Tasa Interna de Retorno	198
CONCLUSIONES		201
RECOMENDACIONES		203
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		205
ANEXOS		211
APÉNDICES		215

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización de Esquipulas	2
2.	Microregionalización de Esquipulas	3
3.	Componentes de curva horizontal	22
4.	Grado de curvatura	23
5.	Componentes de primera curva horizontal	26
6.	Tipos de curvas verticales	28
7.	Componentes de la curva vertical	29
8.	Componentes de la primera curva vertical	35
9.	Sección transversal estación 0+000.00	36
10.	Área tributaria quebrada Malcotal	41
11.	Extrapolación de intensidad de lluvia caserío El Pedregal	44
12.	Sección de cuneta tipo "L"	55
13.	Sección típica transversal	62
14.	Diagrama de flujo en efectivo del proyecto	86
15.	Área tributaria quebrada del Zapote	94
16.	Interpolación de intensidad de lluvia aldea Valle Dolores	96
17.	Sección de la quebrada El Zapote	98
18.	Partes de la superestructura	101
19.	Sección acotada de superestructura	104
20.	Vehículo de diseño H 20-44	106
21.	Diagrama de momentos de carga muerta en losa	107
22.	Armado de losa de puente vehicular	116
23.	Sección de poste de barandal	117
24.	Dimensionamiento de viga principal	119

25.	Diagrama de centro de gravedad de carga viva	120
26.	Diagrama de cuerpo libre de reacciones en la viga	121
27.	Diagrama de momentos por carga viva	122
28.	Diagrama de carga muerta en viga principal	123
29.	Diagrama de momento por carga muerta en la viga	125
30.	Armado de viga principal	129
31.	Diagrama de corte por carga muerta	131
32.	Diagrama de posición de tándem para esfuerzo cortante	131
33.	Diagrama de corte por sobrecarga	132
34.	Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga	134
35.	Armado de diafragma exterior	139
36.	Armado de diafragma interno	141
37.	Sección de cortina	143
38.	Diagrama de presiones sobre cortina	144
39.	Diagrama de distribución de fuerza longitudinal	146
40.	Diagrama de fuerzas actuantes en cortina	147
41.	Armado de cortina + viga de apoyo	153
42.	Dimensionamiento estribo de puente vehicular	154
43.	Diagrama de cargas en estribo	159
44.	Diagrama de flujo en efectivo del proyecto	197

TABLAS

1.	Necesidades presentes en las comunidades de estudio	8
2.	Valores de K mínimos según velocidad de diseño	30
3.	Cálculo de primera curva vertical	34
4.	Relaciones para conformación de taludes	37
5.	Coeficientes de escorrentía	39
6.	Uso del suelo cuenca hidrológica Malcotal	42
7.	Parámetros a, b y n estación hidrometeorológica Esquipulas	42
8.	Parámetros a, b y n estación hidrometeorológica La Unión	43
9.	Coeficiente de rugosidad de Manning	47
10.	Categoría de carga por eje	51
11.	Tipos de suelo de subrasante y valores aproximados de K	51
12.	Espesor óptimo de carpeta de rodadura en función de Mr y K	52
13.	Clasificación de suelos según norma AASHTO	57
14.	Clasificación de plasticidad según norma AASHTO	58
15.	Clasificación de suelos según CBR	60
16.	Renglones de trabajo	69
17.	Replanteo topográfico	70
18.	Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	71
19.	Excavación no clasificada (corte y relleno)	72
20.	Excavación no clasificada (desperdicio)	73
21.	Reacondicionamiento de subrasante y conformación de cunetas	74
22.	Conformación capa de balasto (e = 15 cm)	75
23.	Drenaje transversal	76
24.	Obra de drenaje mayor (badén)	77
25.	Limpieza final	78
26.	Desglose de impuestos	78
27.	Listado de materiales	79

28.	Gastos administrativos	79
29.	Cronograma de ejecución físico y financiero	80
30.	Matriz de aspectos ambientales	81
31.	Costos de operación y mantenimiento del tramo carretero	85
32.	Datos para cálculo del VPN	85
33.	Resultados del ensayo de compresión triaxial	92
34.	Uso del suelo cuenca hidrográfica del Zapote	94
35.	Parámetros a, b y n estación hidrometeorológica La Fragua	95
36.	Valores de n en corrientes naturales	99
37.	Datos de diseño del puente vehicular	101
38.	Integración de cargas muertas	105
39.	Factores de carga de diseño	110
40.	Integración de cargas muertas	123
41.	Peso de diafragmas en puente vehicular	123
42.	Carga muerta en cortina	147
43.	Momentos actuantes en cortina	148
44.	Datos de diseño para estribo	155
45.	Carga muerta de elementos de subestructura	158
46.	Momentos que producen volteo en estribo	160
47.	Momentos estabilizantes en estribo	160
48.	Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo	165
49.	Resumen de renglones de trabajo	176
50.	Replanteo topográfico	177
51.	Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	178
52.	Excavación	179
53.	Estribos + aletones	180
54.	Cortina	181
55.	Viga de apoyo	182
56.	Apoyo elastomérico	183

57.	Topes sísmicos	184
58.	Vigas principales	185
59.	Diafragmas exteriores	186
60.	Diafragmas interiores	187
61.	Losa	188
62.	Banqueta	189
63.	Barandal (poste + pasamanos)	190
64.	Relleno y compactación	191
65.	Limpieza final	192
66.	Desglose de impuestos	192
67.	Listado de materiales	193
68.	Gastos administrativos	193
69.	Cronograma de ejecución físico y financiero	194
70.	Matriz de aspectos ambientales	195
71.	Costos de operación y mantenimiento del puente vehicular	196
72.	Datos para cálculo de VPN	197

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_s	Acero requerido
$Y_{\text{máx}}$	Altura de crecida máxima
A	Área
B/C	Beneficio costo
q_u	Capacidad portante última
W	Carga actuante
Q	Caudal
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro cuadrado
PVC	Cloruro de polivinilo
ϵ	Coeficiente de dilatación
C	Coeficiente de escorrentía
n	Coeficiente de rugosidad de Manning
C_u	Cohesión del suelo
K	Constante de velocidad de diseño
V	Cortante actuante
C_m	Cuerda máxima
Δ	Deflexión
$\emptyset$	Diámetro
ΔH	Diferencia de altura
t	Espesor de losa
e	Espesor de material y/o estructura
E	External
FD	Factor de distribución

FS	Fuerza de sismo
°	Grado
G	Grado de curvatura
° ‘ “	Grados, minutos y segundos
Ha	Hectárea
HG	Hierro galvanizado
I	Intensidad de lluvia
kg/cm ²	Kilogramo de fuerza por centímetro cuadrado
kg/m	Kilogramo de fuerza por metro
kg/m ³	Kilogramo de fuerza por metro cúbico
km	Kilómetro
km ²	Kilómetro cuadrado
lb	Libra
PSI	Libra de fuerza por pulgada cuadrada
lb/pie ³	Libra de fuerza por pie cúbico
lb/pulg ³	Libra de fuerza por pulgada cúbica
lb-pie	Libra de fuerza por pie
Lc	Longitud de curva horizontal
LCV	Longitud mínima de curva vertical
MPa	Megapascal
m	Metro
m ²	Metro cuadrado
m ³ /s	Metro cúbico sobre segundo
m s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetro
mm/h	Milímetro por hora
E _s	Módulo de elasticidad de Young del acero
K	Módulo de reacción de subrasante
Mr	Módulo de reacción del concreto

M	Momento actuante
Om	Ordenada media
Pe	Pendiente de tangente de entrada
Ps	Pendiente de tangente de salida
h_v	Peralte de viga
γ	Peso específico
%	Porcentaje
plg	Pulgada
PC	Punto de inicio de curva horizontal
PIV	Punto de intersección de tangentes verticales
PT	Punto de terminación de curva horizontal
R	Radio
R_h	Radio hidráulico
F_y	Resistencia del acero
f'_c	Resistencia nominal del concreto
St	Subtangente
i	Tasa de crecimiento poblacional
i	Tasa de interés o retorno
t_c	Tiempo de concentración
Tr	Tiempo de retorno
T	Tonelada
ton/m ²	Tonelada de fuerza por metro cuadrado
ton/m ³	Tonelada de fuerza por metro cúbico
TPDA	Tránsito promedio diario anual
TPDC	Tránsito promedio diario de camiones
VP	Valor presente
VPN	Valor presente neto
CBR	Valor Soporte California
V_s	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

Acarreo	Transporte de materiales no clasificados de préstamo o desperdicio a una distancia que exceda de 1 kilómetro, menos la distancia de acarreo libre.
Aletón	Muro lateral de los estribos, diseñado para proteger los rellenos y encauzar el agua.
Balasto	Material selecto que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera y que sirva como superficie de rodadura.
Bombeo	Pendiente transversal en la vía que va del eje hacia los bordes, con el fin de facilitar el escurrimiento superficial del agua.
Caudal	Volumen de líquido que circula a través de una tubería o recurso hídrico, en una unidad de tiempo determinado.
Concreto ciclópeo	Combinación de concreto estructural (2500 PSI) y de piedra grande de tamaño no mayor de 300 mm.
Crecida máxima	Es el máximo aumento del caudal de un río que puede alcanzar durante un tiempo de retorno especificado.
Cuenca hidrográfica	Territorio drenado por un único sistema de drenaje natural que fluye hacia un mismo río, lago o mar.

Curva de nivel	Líneas de nivel que representan intervalos de altura de una superficie.
Erosión	Desgaste producido en la superficie de un cuerpo por la acción de agentes externos o fricción con otro.
Escorrentía	Agua de lluvia que circula libremente sobre la superficie terrestre.
Infraestructura	Realización humana diseñada y dirigida por profesionales que sirve para la organización estructural de las ciudades.
Línea central	Punto de referencia donde parten todos los anchos o componentes de la carretera.
Momento	Magnitud resultando del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.
Rasante	Nivel de una calle o camino, considerado en su inclinación respecto del plano horizontal.
Sección típica	Representación gráfica transversal y acotada que muestra las partes de una carretera.
Sobrecarga	Carga adicional que se aplica a una estructura, como factor de seguridad.
Subrasante	Capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y se extiende a una profundidad en la que no le afecta la carga de diseño.

Terraplén	Estructura que se construye con materiales específicos en un área, en capas sucesivas hasta la elevación requerida.
Topografía	Ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie terrestre.
Tránsito	Conjunto de vehículos que utiliza la carretera que afecta a los elementos que intervienen en el diseño geométrico de la misma.
Volteo	Momento de la fuerza horizontal que tiende a voltear un elemento respecto del borde exterior del mismo.

RESUMEN

Se presenta el diseño de dos proyectos de infraestructura civil como propuestas factibles a dos problemas identificados en el área rural del municipio de Esquipulas, durante el proceso del Ejercicio Profesional Supervisado -EPS- de la carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente -CUNORI- de la Universidad de San Carlos de Guatemala -USAC-, realizado en la Dirección Municipal de Planificación -DMP- de la Municipalidad de Esquipulas.

Inicialmente se desarrolló la fase de investigación, que implica el estudio monográfico de las comunidades de El Pedregal, El Malcotal y aldea Valle Dolores del municipio de Esquipulas, contiene los aspectos generales como: ubicación, acceso, situación demográfica, topografía, aspectos climáticos, aspectos sociales, entre otros.

El primer proyecto consiste en el diseño de apertura del tramo carretero que une al caserío El Pedregal, de aldea Chanmagua, con el caserío El Malcotal, de aldea El Zarzal, ambos del municipio de Esquipulas. Se clasifica como una carretera tipo “F” -según la DGC- con un ancho de 6.90 m y longitud de 1,002.04 m, contando con las obras de drenaje mayor y menor necesarias y cumpliendo con las normativas nacionales e internacionales requeridas.

El segundo proyecto es el diseño de un puente vehicular en el tramo que conecta la ruta RN-18 con aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, que consta con 2 vías y 15 m de largo, evaluado mediante los parámetros principales de la norma AASHTO y realizando los cálculos con la información obtenida de los diferentes estudios realizados en el área del proyecto.

INTRODUCCIÓN

En el ámbito de la infraestructura vial, el desarrollo en el mundo actual avanza de modo precipitado, generando una mayor demanda en la implementación de vías de comunicación y en la construcción de proyectos que representen principalmente el mejoramiento en el ámbito socioeconómico.

El análisis de cómo buscar un enfoque de bienestar y desarrollo social parte del diagnóstico de las necesidades presentes en los servicios básicos y de infraestructura que posee el municipio de Esquipulas, determinando la importancia de solucionar dos situaciones: el problema de acceso limitado para transporte terrestre dentro del caserío El Pedregal y el problema de transitabilidad vehicular en el tramo que une la ruta RN-18 con la aldea Valle Dolores.

Debido a lo anterior, se planificaron los estudios relativos para los proyectos: “Diseño apertura de tramo carretero de caserío El Pedregal, aldea Chanmagua a caserío El Malcotal, aldea El Zarzal” y “Diseño de puente vehicular no. 2 en tramo de ruta RN-18 a aldea Valle Dolores”, que aporten indicadores de impacto social y ambiental entre las comunidades afectadas y a la vez genere una alternativa de desarrollo.

Para lograr los resultados esperados, es necesario llevar a cabo la planificación, el diseño y la ejecución mediante la gestión de los proyectos, donde las partes involucradas –Municipalidad de Esquipulas, miembros del COCODE y estudiante de EPS- definan su aporte mediante la programación, seguimiento y control del mismo designando los recursos necesarios para llevarlo a cabo con éxito en cumplimiento con los objetivos iniciales.

Para una mejor comprensión, se realiza la fase de investigación que contiene los datos monográficos y el diagnóstico de las necesidades existentes en las comunidades mencionadas, del municipio de Esquipulas.

Por consiguiente, la fase de servicio técnico profesional presenta los aspectos técnicos que intervienen en el diseño geométrico tanto para el proyecto de apertura del tramo carretero como para el diseño del puente vehicular; en cada apartado se contempla la descripción de la situación actual, las bases legales y normativos nacionales e internacionales utilizados como métodos de diseño, además de la elaboración de planos constructivos y presupuesto que describan las características físicas y financieras requeridas para cada uno.

La parte correlativa muestra las conclusiones, recomendaciones e información adicional que contribuya al conocimiento científico y que forma parte del proceso teórico-práctico, resultado de la ejecución del Ejercicio Profesional Supervisado -EPS- de la carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente -CUNORI-, de la Universidad de San Carlos de Guatemala -USAC-.

OBJETIVOS

General

Proponer alternativas de diseño de proyectos como solución a las problemáticas identificadas en el área de infraestructura vial en el municipio de Esquipulas, Chiquimula.

Específicos

1. Identificar una propuesta viable de proyecto que contribuya en la búsqueda de una solución técnica a la problemática encontrada que afecta al caserío El Pedregal, El Malcotal y la aldea Valle Dolores del municipio de Esquipulas.
2. Realizar el diseño geométrico del tramo carretero y puente vehicular que contemple las condiciones actuales de las áreas de estudio y cumpla con factores que garanticen seguridad, comodidad, capacidad, factibilidad económica y compatibilidad ambiental según normas nacionales e internacionales.
3. Plantear ante la Municipalidad de Esquipulas el diseño para la apertura del tramo carretero y el diseño del puente vehicular como solución técnica a la problemática encontrada para la gestión de proyectos municipales que conlleven al desarrollo local.

1. MONOGRAFÍA DE LAS COMUNIDADES

1.1 Generalidades

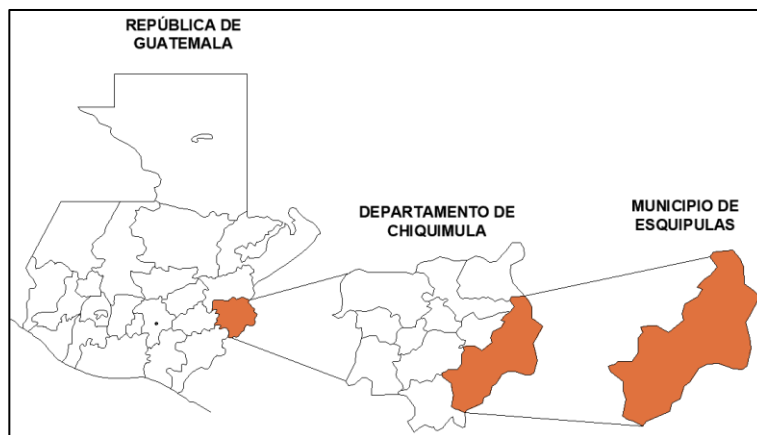
De acuerdo con la Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia -SEGEPLAN- en acuerdo con el Consejo Municipal de Desarrollo del municipio de Esquipulas -CMD-, el Plan de Desarrollo Municipal -PDM- establece que:

Esquipulas es un municipio del departamento de Chiquimula ubicado en el centro-este del oriente de la república de Guatemala. Su cabecera municipal es la ciudad de Esquipulas. Cuenta con una extensión de 532 km² y comparte fronteras con las Repúblicas de Honduras, El Salvador y otros municipios del departamento de Chiquimula. El municipio está dividido en veinte aldeas, ciento veintiocho caseríos y una región urbana (2010, pp. 9-10).

1.1.1 Ubicación y localización

Esquipulas se encuentra a 222 km de la ciudad de Guatemala y a 57 km de la cabecera departamental de Chiquimula (SEGEPLAN y CMD, 2010, p. 9). En el punto de ubicación frente a la puerta de ingreso a la Basílica de Esquipulas tiene una altitud de 958 m s. n. m. encontrándose en las coordenadas geográficas siguientes: 14°33'43.47" N, 89°21'3.30" O. Geográficamente se localiza como se muestra en la figura 1:

Figura 1. Localización de Esquipulas



Fuente: elaboración propia.

El caserío El Pedregal se encuentra a 25 km de la cabecera municipal. Para llegar se debe recorrer la ruta RN-18 rumbo a aldea Chanmagua; seguidamente, dejando la ruta asfaltada, tomar el cruce -lado derecho- por un camino de terracería dentro de una finca privada recorriendo aproximadamente 5 kilómetros. En cuanto a ubicación, sus coordenadas son: latitud: 14°36'43.23" N, longitud: 89°11'32.48" O -frente a la escuela de autogestión-, a una altura aproximada de 876 m s. n. m.

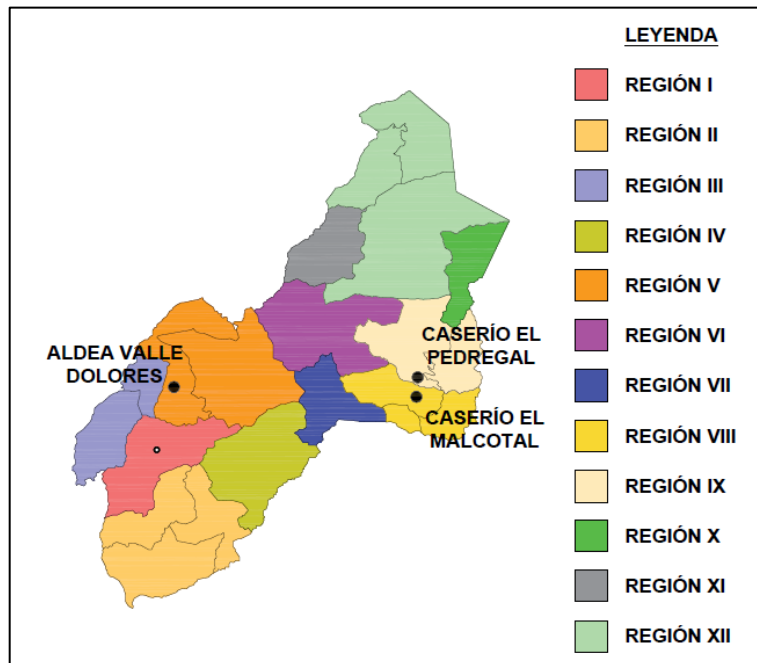
El caserío El Malcotal está ubicado a 28 km de la cabecera municipal; antes de llegar a la aldea Chanmagua se debe tomar el desvío por un camino de terracería rumbo a aldea El Zarzal y, recorrer aproximadamente 10 kilómetros. Para mayor precisión sus coordenadas son: latitud: 14°36'2.64" N, longitud: 89°11'30.31" O -frente a la E.O.R.M. caserío El Malcotal-, encontrándose en un área montañosa con altura aproximada de 987 m s. n. m.

La aldea Valle Dolores se ubica a 6 km de la cabecera municipal. Sus coordenadas son: latitud: 14°37'16.62" N, longitud: 89°20'49.61" O -frente a la

E.O.R.M. aldea Valle Dolores-, ubicada en un área con altura aproximada de 945 m s. n. m.

Para lograr una mejor implementación de políticas públicas de desarrollo, en el PDM se indica que el municipio de Esquipulas se divide en 12 micro regiones; los caseríos El Pedregal y El Malcotal de las aldeas Chanmagua y El Zarzal pertenecen a las regiones VIII y IX respectivamente, mientras que la aldea Valle Dolores corresponde a la región V (SEGEPLAN y CMD, 2010, p. 10), como se muestra en la figura 2.

Figura 2. **Microregionalización de Esquipulas**



Fuente: elaboración propia.

1.1.2 Límites y colindancias

El caserío El Pedregal limita con las aldeas: al norte, Chanmagua; al oeste, El Zarzal y los caseríos: al sur, El Malcotal y al este Las Pozas; en el municipio de Esquipulas.

El caserío El Malcotal limita al norte con caserío El Pedregal y las aldeas: al sur Valle de Jesús, al este Cafetales y al oeste El Zarzal, pertenecientes al municipio de Esquipulas.

La aldea Valle Dolores limita con los caseríos: al norte, Chiramay; al sur, Los Chorros; al este, Los Vados y al oeste, El Zapote; todos del municipio de Esquipulas.

1.1.3 Topografía

Según SEGEPLAN y el CMD, Esquipulas presenta una “topografía accidentada, conformada por cerros y montañas, así como un extenso valle donde se encuentra la cabecera municipal” (2010, p. 40).

En el caserío El Pedregal el terreno es montañoso por encontrarse asentado en la parte superior de un cerro, presentando la característica de pendientes muy pronunciadas y contando además con rocas de gran tamaño dispersas por todo el lugar. De acuerdo con la inspección ocular, el tipo de suelo predominante es un suelo compuesto por limo y arcilla.

El caserío El Malcotal está situado en una planicie, siendo el terreno montañoso a sus alrededores por lo que, para el acceso al lugar se deben

recorrer zonas rocosas y con grandes pendientes. Es un área con poca actividad agrícola y su suelo está compuesto en gran parte por limo y arena.

Para la aldea Valle Dolores la topografía está representada con pendientes pronunciadas y zonas rocosas; es un área de mayor actividad agrícola en el municipio de Esquipulas, por lo que su suelo está compuesto en gran parte por limo y arcilla.

1.1.4 Aspectos climáticos

Generalmente el clima en el municipio de Esquipulas es muy variable, cálido templado seco, con temperatura promedio de 25 grados, bajando hasta los 10 grados centígrados. Boscoso con un invierno benigno, especialmente el de las estribaciones montañosas por el lado de la zona de Chanmagua, al igual que en las otras comunidades de estudio por presentar una topografía y altitud similar (SEGEPLAN y CMD, 2010, p. 31).

1.1.5 Servicios públicos

La Unidad de Participación Ciudadana -UPC- de la Municipalidad de Esquipulas proporcionó datos de los servicios públicos básicos que cuenta la población del caserío El Pedregal: energía eléctrica, agua, educación pública en las áreas de pre-primaria y primaria. Los servicios de salud y atención médica se prestan en la aldea Chanmagua, que está próxima al lugar.

El caserío El Malcotal cuenta con los servicios básicos de: energía eléctrica, agua, transporte público, educación pública en las áreas de pre-primaria y primaria. Los servicios de salud y atención médica se prestan, de igual forma, en la aldea Chanmagua.

Los servicios públicos básicos con los que cuenta la población de la aldea Valle Dolores son: energía eléctrica, agua, transporte público, educación pública en las áreas de pre-primaria y primaria. Los servicios de salud y atención médica se prestan en la aldea Belén, del municipio de Esquipulas.

1.2 Aspectos sociales

Son las características de las comunidades de estudio que reflejan su situación actual y proporcionan información relevante en las áreas de salud, educación, población, cultura y religión, para luego ser utilizada en los estudios de factibilidad de proyectos.

1.2.1 Demografía

Según datos proporcionados del censo poblacional llevado a cabo por el Concejo Comunitario de Desarrollo -COCODE- de cada una de las comunidades estudiadas, se obtuvieron los siguientes valores actuales en los caseríos: 69 habitantes en El Pedregal, 215 en El Malcotal y 1,371 en la aldea Valle Dolores, teniendo un total de beneficiarios de 1,655 personas. No obstante, se debe considerar un descenso del número debido a las constantes migraciones ocurridas en el momento de la toma de datos.

1.2.2 Religión

Al igual que en el casco urbano, la religión predominante en las comunidades de estudio es la religión católica. En segunda categoría, puede observarse las prácticas hacia la religión evangélica.

1.2.3 Educación

En el municipio de Esquipulas “la cobertura educativa cuenta con atención en todos los niveles: desde la educación inicial hasta la educación superior, aunque la educación superior solamente se ubica en la cabecera municipal” (SEGEPLAN y CMD, 2010, p. 28).

La UPC de la Municipalidad de Esquipulas proporcionó datos -de acuerdo con el censo poblacional realizado- sobre el nivel educativo en las comunidades de estudio, el cual se compone de la siguiente manera: los niveles pre-primario y primario en El Pedregal son impartidos en la Escuela de autogestión; en El Malcotal estos son impartidos en la E.O.R.M. caserío El Malcotal, aldea El Zarzal. Los niveles de básico y diversificado son impartidos en dos institutos principales: Instituto Nacional de Educación Básica por Cooperativa de Chanmagua - INBARCH- y el Instituto Nacional de Educación Diversificada en Chanmagua - INEDECH-.

En el caso de la aldea Valle Dolores, las áreas de pre-primaria y primaria son impartidas en la E.O.R.M. aldea Valle Dolores. Para recibir la educación básica, diversificada y estudios superiores, los estudiantes deben inscribirse en los distintos institutos que ofrecen dichos servicios dentro del casco urbano.

1.3 Diagnóstico de necesidades en infraestructura y servicios básicos

En las comunidades de estudio -caseríos El Pedregal y El Malcotal y aldea Valle Dolores- el impacto económico de las inversiones ha sido positivo por las diferentes gestiones para ejecución de proyectos, realizadas por el COCODE respectivo. Sin embargo, a pesar de los diversos proyectos, el área de

infraestructura aún se ve debilitada por una serie de factores, siendo el principal la falta de asignación de recursos para el mantenimiento de obras.

1.3.1 Descripción de las necesidades

A través de la organización comunitaria representada por el COCODE de cada comunidad, los pobladores pueden plantear sus necesidades ante la municipalidad para mejorar la calidad de vida y aumentar el desarrollo social.

Como parte del seguimiento de gestión y ejecución de proyectos, la Dirección Municipal de Planificación -DMP- de la Municipalidad de Esquipulas cuenta con la siguiente información de las necesidades presentes mostradas en la tabla 1:

Tabla 1. **Necesidades presentes en las comunidades de estudio**

Lugar	Tipo de necesidad	Clasificación
Caserío El Pedregal	1. Apertura de tramo carretero 2. Mejoramiento de calle principal 3. Construcción de puente vehicular	1. Comunicaciones 2. Comunicaciones 3. Comunicaciones
Caserío El Malcotal	1. Apertura de tramo carretero 2. Ampliación del sistema de energía eléctrica 3. Construcción de salón comunal	1. Comunicaciones 2. Comunicaciones 3. Vivienda
Aldea Valle Dolores	1. Construcción de puente vehicular 2. Ampliación de sistema de alcantarillado sanitario 3. Pavimentación de calle principal	1. Comunicaciones 2. Salud 3. Comunicaciones

Fuente: elaboración propia.

1.3.2 Priorización de las necesidades

Una vez realizado el análisis de las necesidades presentes, se evaluó las condiciones que permitirán la realización del proyecto: los recursos económicos, materiales y humanos con los que se cuenta. Con ello, se llegó a la conclusión de realizar el diseño para la apertura de un tramo carretero que une los caseríos El Pedregal y El Malcotal y para un puente vehicular que estará ubicado en aldea Valle Dolores, en el municipio de Esquipulas, del departamento de Chiquimula.

2. DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL, ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUMULA

2.1 Descripción del proyecto

La única vía de comunicación para el caserío El Pedregal de aldea Chanmagua, es un tramo carretero de terracería dentro de una finca privada, por lo que las autoridades municipales no pueden realizar el mantenimiento respectivo en ella.

La vía pública existente es una vereda por la que se transita a pie y por herradura, con conexión al caserío El Malcotal, de aldea El Zarzal. Esta se utilizó dentro del diseño geométrico para apertura del tramo carretero presentando longitud y ancho total de 1,002.04 m y 6.90 m respectivamente, con base en las características para una carretera tipo “F”, de región montañosa y velocidad de 20 km/h, además de tomar en cuenta las obras de drenajes transversales y longitudinales, cumpliendo con los parámetros establecidos en normas, mismos a ser utilizados en la posterior ejecución del proyecto.

2.2 Especificaciones y normas para el diseño geométrico de carreteras

La base para el diseño geométrico de una carretera representa los lineamientos a cumplir dentro de las especificaciones y normas que a continuación se detallan:

- Especificaciones técnicas para la construcción de caminos rurales en Guatemala, caminos ambientalmente compatibles, 2002, publicada por la Dirección General de Caminos -DGC-.
- Reglamento sobre el derecho de vía de los caminos públicos y su relación con los predios que atraviesan, reformado por el Acuerdo Gubernativo del 3 de junio de 1944, Gobierno de Guatemala.
- Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, 2001, Dirección General de Caminos -DGC-.

2.3 Estudio de tráfico

Tiene como propósito cuantificar y clasificar el volumen de los vehículos que circulan por una carretera. Dicha clasificación servirá para establecer las características de diseño y la viabilidad en la ejecución del proyecto de apertura del tramo carretero.

2.3.1 Metodología para el estudio de la demanda de tránsito

El volumen o tasa de crecimiento de la producción permite determinar la proyección de vehículos pesados. En caso de no contar con la información estadística, la proyección se hace con base en la tasa de crecimiento poblacional (Navarro, 2008, p. 19), aplicándose en el diseño del tramo carretero, desarrollándose en el inciso 2.8.2.

a. Volumen y composición o clasificación de los vehículos

Para la composición del tránsito, se puede clasificar en dos categorías:

- Vehículos de pasajeros -transporte liviano-: todos los vehículos de pasajeros, incluyendo minivans, vans, pickup y vehículos deportivos/utilitarios.
- Camiones -transporte pesado-: todos los buses, camiones de unidad única y combinaciones de camiones, excepto vehículos recreacionales. En esta categoría se sitúan los que tienen 4 toneladas métricas o más de peso y los que tienen llantas dobles en el eje trasero (Navarijo, 2015, p. 18).

b. Tránsito Promedio Diario Anual -TPDA-

El TPDA se define como el volumen total durante un período determinado, mayor que un día y menor o igual que un año, dividido por el número de días comprendido en ese período de tiempo (Navarijo, 2015, p. 4).

Según la DGC, el TPDA es un factor que contribuye a la determinación del tipo de carretera:

- Tipo “A”, para un TPDA de 3,000 a 5,000 vehículos.
- Tipo “B”, para un TPDA de 1,500 a 3,000 vehículos.
- Tipo “C”, para un TPDA de 900 a 1,500 vehículos.
- Tipo “D”, para un TPDA de 500 a 900 vehículos.
- Tipo “E”, para un TPDA de 100 a 500 vehículos.
- Tipo “F” para un TPDA de 10 a 100 vehículos.

Debido a que el tramo carretero es intransitable no se puede determinar un TPDA mediante conteo de vehículos, de manera que, para la estimación de tránsito, se visualizó los vehículos que circulan en el sector, proporcionando un dato menor a 100 vehículos, por lo que se clasifica dentro de una carretera tipo F.

c. Variaciones horarias de la demanda

Navarajo (2015) determina que las horas de mayor influencia para llevar a cabo estudios de tráfico se deben realizar en horarios de 06:00 – 8:00 h, 12:00 – 14:00 h y de 18:00 – 20:00 h, porque son las horas con mayor demanda vehicular de acuerdo con las actividades rutinarias (p. 18).

d. Variaciones diarias de la demanda

Tal como indica Navarajo (2015) los conteos deben ser efectuados durante días de flujo vehicular normal como martes, miércoles y jueves. No obstante, en función del objeto de estudio en específico, pueden considerarse los días de mayor circulación de vehículos: lunes y viernes, además de los días de fin de semana: sábado y domingo (p. 18).

e. Variaciones estacionales -mensuales-

Existen meses del año en los cuales las carreteras presentan mayores volúmenes que otros. En este caso distintivo, esto se determina durante la época de corte del café -por ser el cultivo predominante en las comunidades de estudio- comprendida entre los meses de noviembre y diciembre, lo que marca el momento idóneo para llevar a cabo el conteo de vehículos (SEGEPLAN y CMD, 2010, p. 45).

f. Metodología para establecer el peso de los vehículos de carga

Para el establecimiento del peso de los vehículos de carga se deben considerar dos factores: el tipo de vehículo que circula por la carretera y el tipo de eje con el que está diseñado. Los tipos de vehículos y su respectiva asignación de carga se encuentran establecidos en el Acuerdo Gubernativo 379-2010 del Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones.

2.4 Levantamiento topográfico

El estudio del trazo preliminar de una carretera implica un reconocimiento, evaluación y selección de las posibles líneas localizadas en el terreno donde se llevará a cabo el proyecto de apertura. La finalidad es establecer la ruta más conveniente, analizando los factores económicos y de diseño (Hernández, 2016, p. 8).

Para este caso en particular, se llevó a cabo un reconocimiento de campo del predio en forma terrestre; se tomó un punto inicial y un punto final para luego ser trazado en un mapa. El levantamiento topográfico se basa en los criterios para una poligonal abierta: coordenadas del punto inicial, orientación de las alineaciones inicial y final y coordenadas del punto final. Los instrumentos utilizados para el levantamiento son: estación total, prisma, GPS y cinta métrica.

2.4.1 Planimetría

“Parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación horizontal -a escala- de todos los detalles

interesantes del terreno prescindiendo de su relieve”. Para el levantamiento topográfico de la línea del eje central de la carretera se toma puntos a cada 20 metros, trazando lo mejor posible las condiciones actuales del terreno para evitar altos costos (Hernández, 2016, p. 9).

2.4.2 Altimetría

“Parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos para determinar y representar la altura o cota de cada uno de los puntos respecto a un plano de referencia”. Con el uso de la estación total se proporcionan las alturas de cada uno de los puntos tomados para luego ser utilizados en el trazo de las curvas de nivel (Hernández, 2016, p. 9).

2.4.3 Análisis de pendientes

La pendiente representa la relación entre la altura ascendente o descendente en una carretera y la distancia recorrida horizontalmente. De acuerdo con la pendiente, la AASHTO (2011) clasifica los terrenos naturales en tres categorías:

- Terreno llano o plano: relativamente plano, con pendientes muy suaves sin restricciones de visibilidad horizontal y vertical.
- Terreno ondulado: presenta frecuentes pendientes de subida y bajada y ocasionalmente pendientes pronunciadas, así como dificultades y restricciones en el alineamiento horizontal y vertical de las carreteras.
- Terreno montañoso: los cambios en elevación son abruptos, lo que implica mayores trabajos de corte y relleno para lograr los alineamientos de acuerdo con el diseño (p. 113).

Para evitar dificultades en el trazo y altos costos en la construcción del tramo carretero, se optó por la utilización de pendientes próximas al estado actual del terreno de la carretera.

2.4.4 Derecho de vía

El artículo 2º. del reglamento sobre el derecho de vía indica que:

Derecho de vía es el que tiene el estado o las municipalidades, según el caso, sobre la faja de terreno en que se construyen los caminos, y por regla general, en ella se comprenderán dos paredes o cercas, dos banquetas, dos cunetas y un pavimento que es la carretera propiamente dicha.

En el artículo 3º. el derecho de vía establecido para las diversas clases de caminos es el siguiente:

- En carreteras nacionales, veinticinco metros; 12.50 m de cada lado.
- Para carreteras departamentales, veinte metros; 10.00 m de cada lado.
- Carreteras municipales, quince metros; 7.50 m de cada lado, y
- En caminos de herradura y vecinales, seis metros; 3.00 m de cada lado.

En el diseño geométrico del tramo carretero se contempló un derecho de vía para caminos rurales más el requerido por las cunetas longitudinales, haciendo un ancho total de 6.90 m.

2.4.5 Evaluación de alternativas del trazo preliminar

En el diseño se consideraron varias alternativas preliminares determinadas a partir del mismo punto geográfico de inicio y finalización del proyecto. Con ello, se evalúa los costos derivados de los trabajos que se deban realizar - principalmente del movimiento de tierras- observando un descenso en los mismos al conservar lo mejor posible el estado actual del terreno en la ruta planteada para la apertura de la carretera.

2.5 Trazo definitivo

Consiste en establecer cada uno de los puntos de intersección que conjuntamente formarán la línea de trazo que servirá como eje central de la carretera diseñada.

2.5.1 Curvas de nivel

De acuerdo con Hernández:

Son líneas que unen puntos de la misma altitud, por encima o por debajo de una superficie de referencia, que generalmente coincide con la línea del nivel del mar y que tiene como fin mostrar el relieve de un terreno. El espaciado de las curvas de nivel depende del intervalo seleccionado y de la pendiente del terreno, puesto que cuanto más empinada sea la pendiente, más próximas entre sí aparecerán (2016, p. 9).

A partir de la medición topográfica realizada del análisis de las pendientes del terreno en la ruta preliminar de la carretera, se construyeron las curvas

mediante la utilización de un programa de diseño para ingeniería civil, el cual, se basa en el criterio de interpolación de una serie de puntos ingresados con coordenadas X, Y y altitud conocida -Z-, lo que facilita y permite su creación automática.

2.5.2 Línea del trazo definitivo

Dentro del diseño, se propone el trazo de una ruta preliminar que involucra todos los datos necesarios: análisis de curvas de nivel y observación realizada en campo, tomando en cuenta los corrimientos en dicha línea a causa de situaciones existentes -cuerpos de agua, obstáculos, entre otros-. Una vez definido, la cuadrilla de topógrafos será la encargada de proceder con marcar en campo la ruta seleccionada.

2.6 Diseño geométrico

El diseño geométrico de una carretera se basa en la relación de los elementos físicos de la vía con las condiciones de operación de los vehículos y las características del terreno, lo que contribuye al establecimiento de la carretera mediante el cálculo de curvas horizontales y verticales, de acuerdo con las fórmulas establecidas en los manuales de diseño.

2.6.1 Línea de localización

El diseño se realizó utilizando las especificaciones de manuales y normativas de la DGC para el cálculo geométrico, adaptando la línea lo mejor posible a las características del terreno y a las curvas de la subrasante para luego realizar la deducción del perfil que permitirá observar de mejor manera las

pendientes obtenidas, los cortes, rellenos y afinarlo hasta obtener los resultados esperados.

a. Rumbo y azimuth

De acuerdo con Rivera (2019):

Un rumbo es un ángulo medido desde un punto cardinal vertical, donde inicia su valoración en grados y se proyecta hacia la derecha -este- o izquierda -oeste-. Un azimuth es un ángulo de proyección que se mide a partir del norte, a favor de las manecillas del reloj, que va de 0° a 360° (p. XXIII).

Ambos son utilizados en el cálculo de las coordenadas totales de los puntos tomados en el levantamiento. Sin embargo, el uso de la estación total nos permite obtener dichas coordenadas de forma más rápida y precisa.

b. Distancia de línea de trazo

Para este caso, las distancias de los puntos fueron medidos en forma indirecta, dado que se utilizó como aparato de medición la estación total, la cual, trae incorporada un distanciómetro que proporciona la longitud entre cada uno de los puntos medidos. Se recomienda que los puntos no se encuentren separados a distancias mayores de 20 metros (Cabrera y Teos, 2002, p. 4).

2.6.2 Velocidad de diseño

Es la referencia utilizada para definir los parámetros geométricos mínimos garantizando la seguridad y comodidad de los usuarios al transitar por la

carretera. Para una carretera tipo F, su valor está determinado de acuerdo con el tipo de terreno, mediante las especificaciones publicadas por la DGC (Cabrera y Teos, 2002, p. 3):

- Regiones llanas: 40 km/h
- Regiones onduladas: 30 km/h
- Regiones montañosas: 20 km/h

De acuerdo con las características anteriores, se define una velocidad de diseño de 20 km/h para un terreno tipo montañoso.

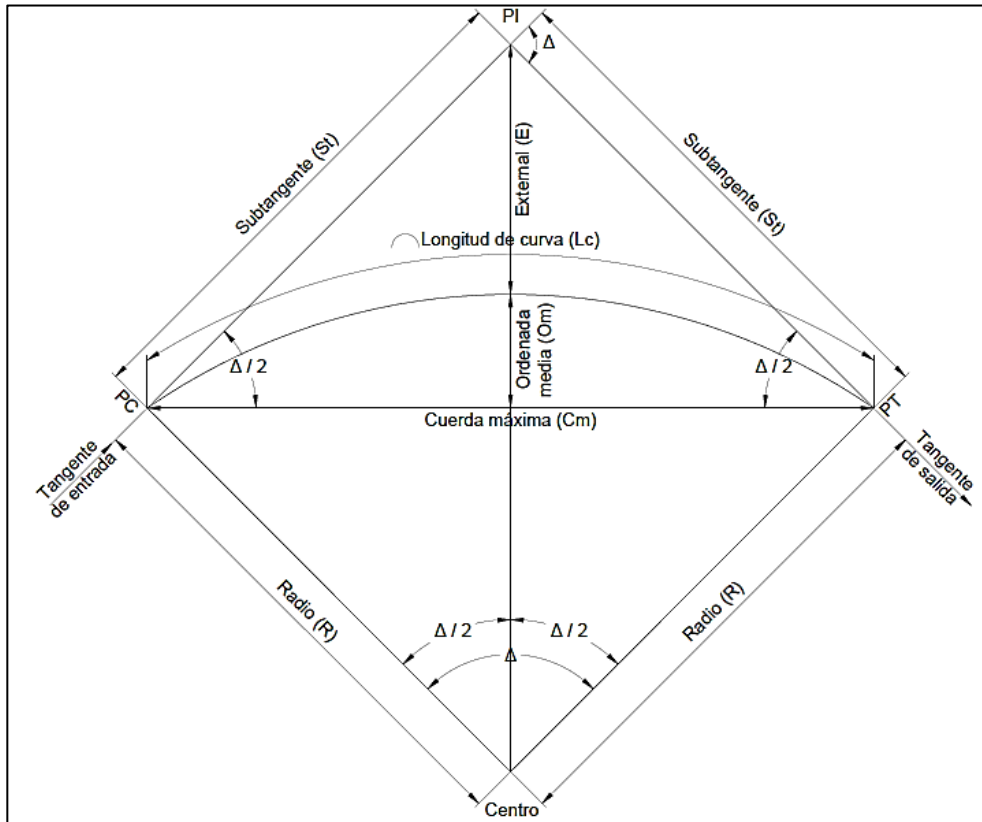
2.6.3 Curvas horizontales

Conforme a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes -SCT- (2016) expresa que:

Las curvas horizontales son las que unen las tangentes consecutivas del alineamiento horizontal. Sirven para que los vehículos cambien de dirección y que la fuerza centrífuga a que está sujeto sea constante. Pueden ser simples o compuestas y con o sin curvas de transición (p. 25).

Además, define la tangente horizontal como la recta que une dos curvas horizontales consecutivas, puesto que inicia al final de la primera y termina al empezar la siguiente. Al ángulo que forma la prolongación de una tangente con respecto a la siguiente se le llama deflexión (SCT, 2016, p. 24). Sus componentes se muestran en la figura 3:

Figura 3. **Componentes de curva horizontal**

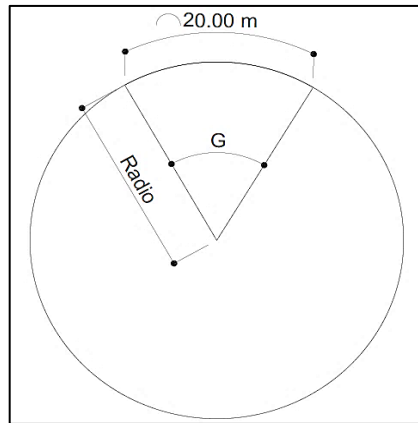


Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo de elementos de una curva horizontal es necesario tener las distancias entre los puntos de intersección, las deflexiones y el grado de curvatura -G-.

El grado de curvatura es el ángulo central que subtiende un arco circular de 20 metros de longitud y radio R -ver figura 4-. Su valor lo establece el diseñador basándose en función al tipo de terreno, tipo de carretera y velocidad de diseño (SCT, 2016, p. 25).

Figura 4. **Grado de curvatura**



Fuente: elaboración propia.

El valor de R se obtiene a partir del siguiente criterio:

$$\frac{G}{360^\circ} = \frac{20}{2\pi R}$$

$$R = \frac{1145.9156}{G}$$

El radio mínimo a utilizarse para el diseño de la carretera tipo F será de 18 metros (Cabrera y Teos, 2002, p. 3).

Para ejemplificar, se calculará la primera curva horizontal planteada en el tramo carretero que se estudia:

- Datos iniciales para el diseño de curva horizontal 1:

Estacionamiento: PI = 0 + 090.73 m

Delta "Δ": 45°11'29.67" – 27°12'53.63" = 17°58'36.04"

Grado de curvatura G: 57°17'44.8"

Se introduce el valor de G para encontrar el valor de R:

$$R = \frac{1145.9156}{57^{\circ}17'44.8''} = 20.00 \text{ m}$$

Con el valor de R se calculan los demás elementos de la curva.

a. Longitud de curva -Lc-

La longitud de curva es la distancia siguiendo la curva desde el punto de inicio -PC- hasta el principio de la tangente -PT-.

$$L_c = \frac{20 \times \Delta}{G}$$
$$L_c = \frac{20 \times 17^{\circ}58'36.04''}{57^{\circ}17'44.8''} = 6.28 \text{ m}$$

b. Subtangente -St-

Es la distancia entre el principio de curva -PC- y el punto de intersección -PI- o entre el punto de intersección hasta el principio de la tangente -PT-. En curvas circulares simples forman un ángulo de 90° con el radio.

$$St = R \times \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$
$$St = 20 \times \tan\left(\frac{17^{\circ}58'36.04''}{2}\right) = 3.16 \text{ m}$$

c. Cuerda máxima -Cm-

Es la distancia en línea recta trazada entre el PC al PT.

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

$$C_m = 2 \times 20 \times \sin\left(\frac{17^\circ 58' 36.04''}{2}\right) = 6.25 \text{ m}$$

d. External -E-

Es la distancia comprendida entre el PI al punto medio de la curva.

$$E = \frac{R}{\cos(\Delta / 2)} - R$$

$$E = \frac{20}{\cos(17^\circ 58' 36.04'' / 2)} - 20 = 0.25 \text{ m}$$

e. Ordenada media -Om-

Es la distancia entre el punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

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

$$O_m = 20 \times \left(1 - \cos\left(\frac{17^\circ 58' 36.04''}{2}\right)\right) = 0.25 \text{ m}$$

2.6.4 Estacionamientos

Estos se calculan de principio de curva -PC- o principio de tangente -PT-; utilizando las distancias entre los puntos de intersección -PI- se resta la mitad de la longitud de curva -Lc- al PI para obtener PC y se suma la longitud de curva al PC para obtener PT.

Para el ejemplo anterior:

- Principio de curva:

$$PC = PI - (L_c / 2)$$

$$PC = 90.73 - (6.28 / 2) = 0 + 087.59 \text{ m}$$

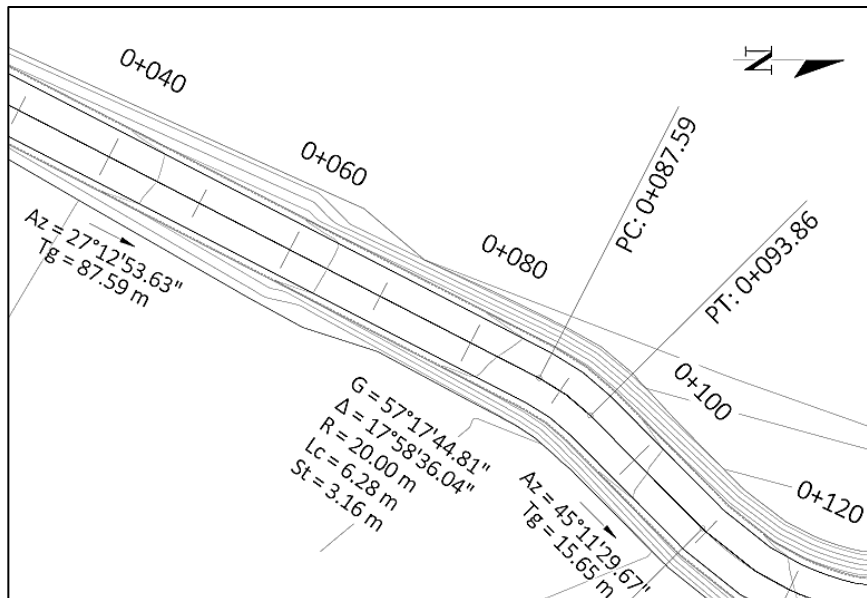
- Principio de tangente:

$$PT = PC + L_c$$

$$PT = 87.59 + 6.28 = 0 + 093.87 \text{ m}$$

Los componentes de la primera curva horizontal se muestran en la figura 5:

Figura 5. **Componentes de primera curva horizontal**



Fuente: elaboración propia.

2.6.5 Curvas de transición

“Son las que unen al tramo de tangente con la curva circular en forma gradual, tanto para el desarrollo del peralte como para el del sobreancho”, con el objetivo que el usuario no experimente la violencia de la fuerza centrífuga permitiéndole mantenerse dentro del carril, lo cual puede corregirse y limitar su uso con longitudes y grados de curvatura amplios, por tanto, no se contemplan en este diseño (Navarro, 2008, p. 41).

a. Peralte

Es también llamado sobreelevación. Cuando un vehículo recorre una trayectoria circular en una carretera, existe una fuerza que afecta sobre él empujándolo hacia afuera -fuerza centrífuga-. Esta fuerza se contrarresta por las fuerzas componentes del peso del vehículo y por la fuerza de fricción desarrollada entre la rueda y la calzada. Por lo que, dependiendo del tipo de vehículo que circule se determina el peralte a utilizarse y así evitar el deslizamiento o volcamiento del mismo (Navarro, 2008, p. 51). Se determina un peralte máximo del 10% para caminos rurales (Cabrera y Teos, 2002, p. 4), utilizando particularmente en este caso un 6%.

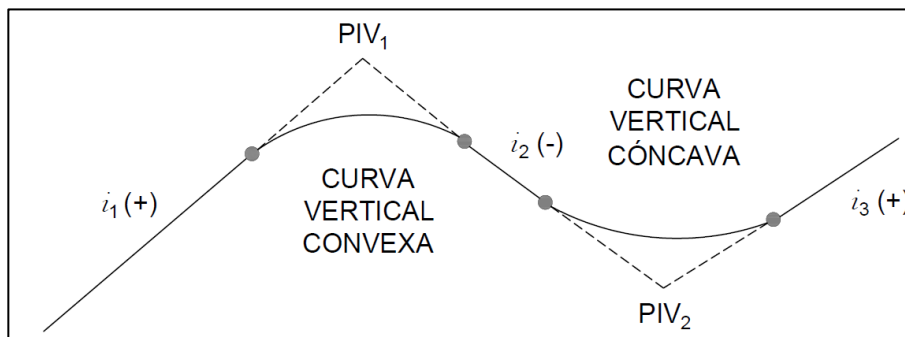
b. Sobreancho

Según Hernández (2016) Es el aumento en la sección transversal de una calzada en las curvas, con la finalidad de mantener condiciones de seguridad y comodidad de los vehículos. (p. 25). Debido a que la carretera presenta el ancho mínimo establecido por la DGC, no se requiere el uso de sobreanchos.

2.6.6 Curvas verticales

Según Rivera (2019) son curvas que se diseñan cuando se interceptan dos tangentes del alineamiento vertical en un tramo carretero, con el fin de crear una transición suave y gradual entre ellas en forma segura y confortable. La más utilizada es la parabólica simple y puede ser de dos tipos: cóncavas o convexas, de longitud variable (p. 22), como muestra la figura 6:

Figura 6. Tipos de curvas verticales



Fuente: elaboración propia.

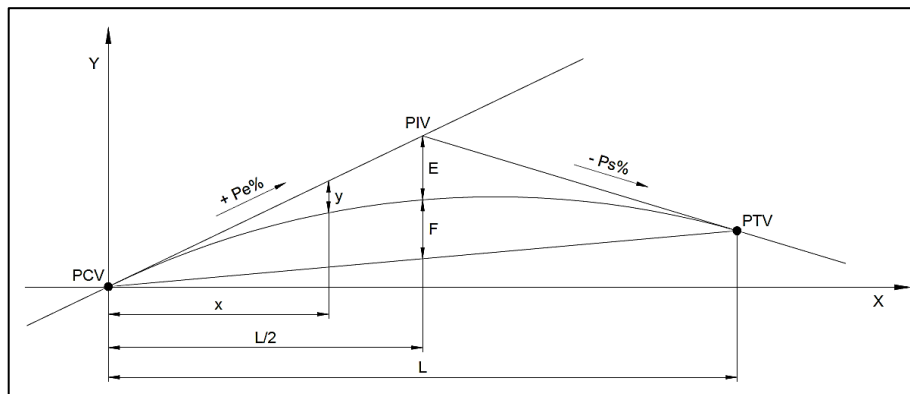
a. Tangentes y pendientes

La dirección de la tangente está definida por una pendiente la cual puede ser máxima y mínima. Para Rivera (2019) la pendiente máxima queda establecida por el volumen y composición del tránsito y el tipo de terreno, mientras que la pendiente mínima permite el buen drenaje de la precipitación pluvial (p. 23).

La pendiente máxima recomendada para carretera tipo “F” es del 14% para terreno montañoso. Sin embargo, por razones en cuanto al incremento del costo del proyecto, la pendiente se determinó con base en la topografía del terreno. Así mismo, establece que la pendiente mínima es del 0.5% para facilitar el

drenaje en el sentido longitudinal (Cabrera y Teos, 2002, p. 3). Los principales elementos de las curvas verticales se muestran en la figura 7:

Figura 7. **Componentes de la curva vertical**



Fuente: elaboración propia.

Donde:

PCV = principio de la curva vertical.

PIV = punto de intersección de las tangentes verticales.

PTV = terminación de la curva vertical.

L = longitud de curva vertical, medida por su proyección horizontal, en metros.

Pe = pendiente de la tangente de entrada, en porcentaje.

Ps = pendiente de la tangente de salida, en porcentaje.

E = externa. Ordenada vertical desde el PIV al centro de la curva.

F = flecha. Ordenada vertical desde el centro de la curva a la proyección entre el PCV y PTV. Su valor es igual a la externa.

x = distancia horizontal a cualquier punto de la curva desde el PCV o desde el PTV.

y = ordenada vertical en cualquier punto, también llamada corrección de la curva vertical.

b. Longitud mínima de curva vertical -LCV-

La longitud mínima para curvas verticales es de dos estaciones -20 metros- puesto que, cuando se diseñan se debe considerar la razonable seguridad de la visibilidad del conductor, distancia de frenado y otros factores que intervienen (Cabrera y Teos, 2002, p. 4). Se calcula de la siguiente manera:

$$LCV = K \times A$$

Donde:

LCV = longitud mínima de curva vertical, en metros.

A = diferencia algebraica de las pendientes, en porcentaje.

K = constante que depende de la velocidad de diseño, indicada en la tabla 2:

Tabla 2. Valores de K mínimos según velocidad de diseño

Velocidad de diseño	Valores de K según tipo de curva	
KPH	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: Cabrera y Teos, 2002, p. 4.

c. Criterios para evaluar condiciones de curvas verticales

- Criterio de seguridad: se aplica al diseño de curvas verticales cóncavas o convexas, en donde se establece una longitud mínima que deber tener la curva vertical para que en toda su trayectoria la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada.

$$LCV = K \times A$$

- Criterio de apariencia: se aplica al diseño de curvas verticales con visibilidad completa, es decir, al de curvas cóncavas, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente debiendo proporcionar una adecuada estética y apariencia.

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

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

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

- Criterio de drenaje: se aplica al diseño de curvas verticales cóncavas o convexas, en donde se establece controlar la pendiente de la curva para que el agua superficial pueda escurrir con facilidad.

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

d. Correcciones

Cuando se lleva a cabo un proyecto de diseño de carretera siempre serán preferibles los perfiles suaves con cambios graduales. Para lograrlo, la manera más conveniente es acomodar las pendientes máximas y las longitudes críticas dentro del desarrollo del alineamiento y que determine la calidad y apariencia del mismo (SCT, 2016, p. 44).

Para Rivera (2019) al realizar una curva sobre dos tangentes verticales se modificarán las cotas de rasante en cumplimiento a lo descrito en el párrafo anterior; para ello, si la curva es cóncava, la cota rasante corregida será mayor debido a la forma geométrica de la curva y, si es convexa, la cota rasante corregida será menor (p. 28). El valor de la corrección se representa con la letra “y” -como se indica en la figura 7- calculándose mediante la expresión:

$$y = x^2 \times \left(\frac{A}{200 \times LCV} \right)$$

Para el desarrollo de las fórmulas de curvas verticales, se calculará como ejemplo la primera curva planteada en el tramo carretero que se estudia:

- Datos iniciales para diseño de curva vertical 1:

Estacionamiento: PIV = 0 + 159.63 m

Velocidad de diseño: 20 Km/h

Tipo de curva: convexa

Valor “K” -según tabla 4-: 1

Pendiente de entrada: -5.31%

Pendiente de salida: -14.00%

Se realiza la diferencia algebraica para encontrar el valor de "A":

$$A = |P_s - P_e|$$
$$A = |-14.00 - (-5.31)| = 8.69\%$$

Se aplican los criterios de diseño correspondientes:

- Criterio de seguridad:

$$LCV = 1 \times 8.69 = 8.69 \sim 20.00 \text{ m}$$

- Criterio de drenaje:

$$\frac{20.00}{8.69} \leq 43$$
$$2.30 \leq 43$$

Se calculan los estacionamientos:

- Principio de curva:

$$PCV = PIV - (LCV / 2)$$
$$PCV = 159.63 - (20 / 2) = 0 + 149.63 \text{ m}$$

- Principio de tangente:

$$PTV = PCV + LCV$$
$$PTV = 149.63 + 20 = 0 + 169.63 \text{ m}$$

A partir de ello se determina la corrección, la cual será a cada 5 metros. Para este ejemplo, se calcularán los valores de la estación 0 + 154.63:

- Cota de rasante:

$$CR_{0+154.63} = 493.93 - ((159.63 - 154.63) \times -0.0531) = 494.20$$

- Corrección y:

$$y_{0+154.63} = 5^2 \times \left(\frac{8.69}{200 \times 20} \right) = 0.054$$

- Rasante corregida:

$$R_{0+154.63} = 494.20 - 0.054 = 494.14$$

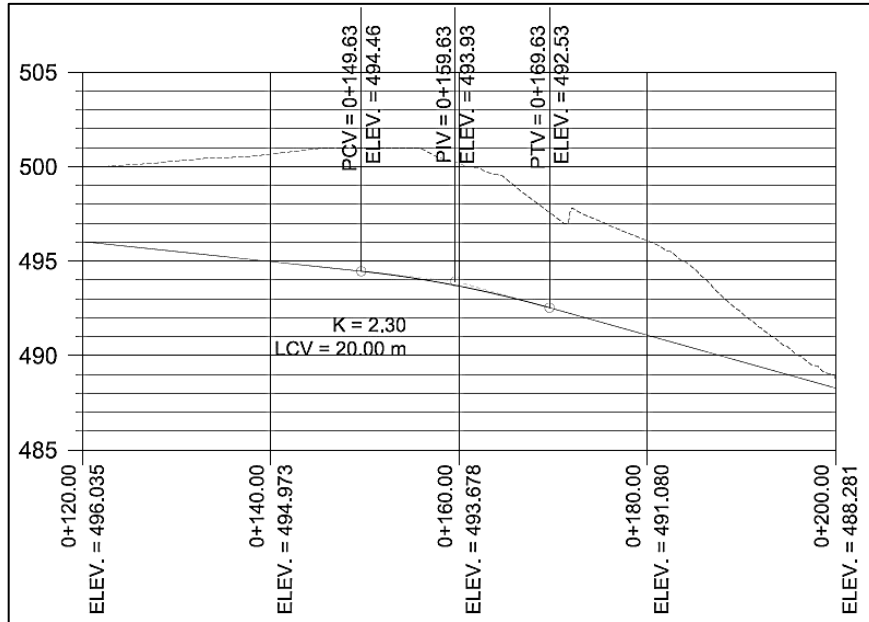
Los resultados se muestran en la tabla 3 y figura 8, respectivamente:

Tabla 3. **Cálculo de primera curva vertical**

Punto	Estación			Pendiente (%)	x	LCV	A	Cota de rasante	Corrección y	Rasante corregida
PC ₁	0	+	149.63	-5.31	0.00	20.00	8.69	494.46	0.000	494.46
	0	+	154.63		5.00	20.00	8.69	494.20	0.054	494.14
PI ₁	0	+	159.63	-14.00	10.00	20.00	8.69	493.93	0.217	493.71
	0	+	164.63		5.00	20.00	8.69	493.23	0.054	493.18
PT ₁	0	+	169.63		0.00	20.00	8.69	492.53	0.000	492.53

Fuente: elaboración propia.

Figura 8. Componentes de la primera curva vertical



Fuente: elaboración propia.

2.7 Movimiento de tierras

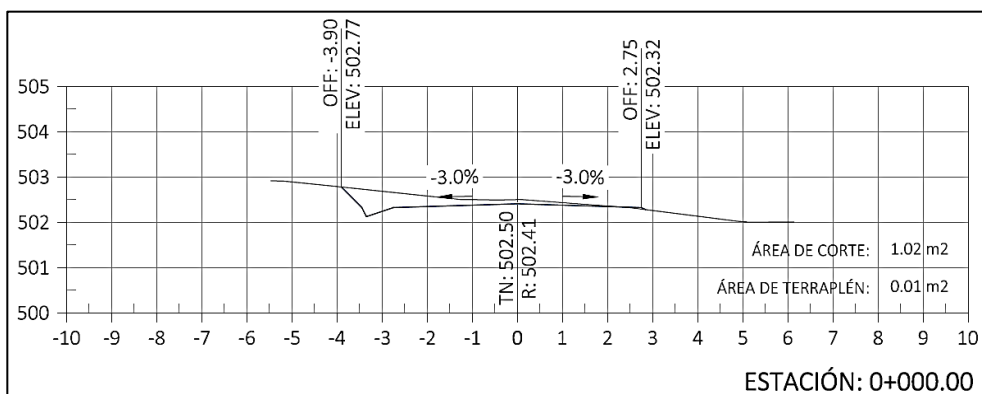
Para Porón (2012) el movimiento de tierras es la actividad principal en la construcción de las carreteras “debido a la influencia que en porcentaje de trabajo representa para el proyecto y el costo que conlleva” al modificar el perfil natural del suelo -en el caso de rebajar o elevar las cotas de terreno- de acuerdo con el diseño geométrico calculado (p. 12).

2.7.1 Áreas de secciones transversales

Son representadas mediante dibujos de secciones típicas a cada veinte metros del alineamiento, con una distancia hacia ambos lados del eje central para encontrar la intersección del nivel del terreno con el nivel del proyecto, establecer la relación del talud y calcular el área de corte y relleno (Rivera, 2019, p. 32).

Para el tramo carretero se construyeron mediante la utilización de un programa de diseño, el cual, basándose en la información de los puntos ingresados (X, Y y Z) utiliza el método de las determinantes para encontrar el área respectiva en cada estación, como se muestra en el ejemplo de la figura 9:

Figura 9. **Sección transversal estación 0+000.00**



Fuente: elaboración propia.

2.7.2 Taludes

“Son los planos inclinados de la terracería, que delimitan los volúmenes de corte o terraplén” (DGC, 2001, p. 203-2). Pueden ser naturales -laderas- o artificiales -talud-.

En terrenos ondulados y montañosos se recomienda dar especial consideración a los taludes en corte en curvas horizontales, para proveer una adecuada distancia de visibilidad siempre dentro de los parámetros de diseño y a un bajo costo (Navarro, 2008, p. 235). Para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras, es recomendable utilizar la tabla 4 de relaciones de distancia horizontal- vertical en taludes:

Tabla 4. **Relaciones para conformación de taludes**

Corte			Relleno	
Altura (m)	H - V		Altura (m)	H - V
0 - 3	1 - 1		0 - 3	2 - 1
3 - 7	1 - 2		>3	3 - 2
>7	1 - 3			

Fuente: Cabrera y Teos, 2002, p. 20.

2.7.3 Volumen de movimiento de tierras

Conociendo el área de cada estación se saca el promedio y se multiplica por la distancia existente entre ellas. En el cálculo se analiza si las secciones son de corte o de relleno; si es combinado, se debe encontrar en forma gráfica el punto donde el corte se convierte en relleno o viceversa, para multiplicar cada distancia por su respectiva área. A esta distancia se le conoce como distancia de paso (Porón, 2012, p. 16).

Los volúmenes progresivos de corte y relleno para el tramo carretero fueron calculados automáticamente mediante un programa de diseño, los cuales se ven afectados por los coeficientes de abundamiento y compactación. Estos coeficientes se originan a partir del hecho de que el volumen de suelo que se requiera en la conformación de un terraplén necesitará un cierto volumen adicional correspondiente a la contracción y expansión que se produce en el suelo al compactarse y ser removido respectivamente. El volumen de excavación no clasificada para relleno en este proyecto es de 7,140.24 m³, mientras que el volumen de excavación no clasificada de desperdicio es de 14,719.28 m³.

2.7.4 Balance de masa

Es una gráfica comparativa de los volúmenes de corte y relleno con los estacionamientos del tramo carretero, con la cual se analiza si los cortes son suficientes para alcanzar los rellenos y en qué estaciones se balancean. Con los valores de los puntos obtenidos se plotea la curva de Bruckner o diagrama de masas. Este diagrama permite determinar los costos de acarreo de material de excavación a ser utilizado en los rellenos o si se requiere la utilización de material de un banco de préstamo (Porón, 2012, p. 17).

2.8 Estudio hidrológico

Consiste en la determinación de los volúmenes de agua de los cauces naturales para fijar la capacidad y seguridad de las estructuras hidráulicas en el diseño del tramo carretero. Para la determinación del caudal de diseño, el cálculo hidrológico puede basarse en la aplicación del método racional.

2.8.1 Método racional

Este método relaciona el área tributaria, la intensidad de la precipitación y las características de la superficie del terreno, asumiendo que la lluvia es uniforme en toda el área y la descarga máxima se dará cuando la totalidad de la superficie esté drenada durante un periodo en el que la gota de agua más lejana llegue al punto considerado, estableciendo la mayor suma posible de volumen de agua (Mata, 2016, p. 79). Está representado por la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

Q = descarga máxima en m³/s.

C = coeficiente de escorrentía promedio, adimensional.

I = intensidad de lluvia en mm/h.

A = área por drenar en hectáreas.

a. Coeficiente de escorrentía

Es “la relación entre la escorrentía y la precipitación en un periodo de tiempo determinado”. Dependerá de la pendiente del terreno, la porosidad, evaporación, permeabilidad, vegetación, posición del nivel freático, entre otros, por lo que existirá diferentes valores de coeficientes, siendo mayor cuanto más impermeable es la superficie (Mata, 2016, p. 80), como muestra la tabla 5:

Tabla 5. Coeficientes de escorrentía

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zona pobre en vegetación							
Plano, 0 – 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 – 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Área de cultivo							
Plano, 0 – 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 – 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 – 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 – 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: adaptada de Mata, 2016, p. 81.

b. Intensidad de lluvia

Es la razón de incremento del espesor de la lámina de agua que alcanza la lluvia respecto al tiempo de concentración de la misma (Mata, 2016, p. 82).

Se determina a través de registros pluviográficos elaborados por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología -INSIVUMEH-, con base en estaciones pluviométricas ubicadas en puntos estratégicos del país. Cuando no se cuente con la información de comunidades pequeñas, puede hacerse uso de datos locales registrados o utilizar el método de interpolación o extrapolación lineal para encontrar su valor en un punto geográficamente conocido. La intensidad de lluvia se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$I = \frac{a}{(t_c + b)^n}$$

Donde:

I = intensidad de lluvia en mm/h.

a, b y n = valores proporcionados por el INSIVUMEH.

t_c = tiempo de concentración en minutos.

El tiempo de concentración se define como el tiempo mínimo necesario para que el agua de escorrentía descienda del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de estudio. Generalmente se considera de 12 a 20 minutos para cuencas pequeñas (Rivera, 2019, p. 48).

Los parámetros a, b y n son valores afectados por el período de retorno, el cual, se define como el “tiempo promedio, en años, en que un determinado evento -en este caso caudal- es igualado o superado por lo menos una vez” (Monsalve,

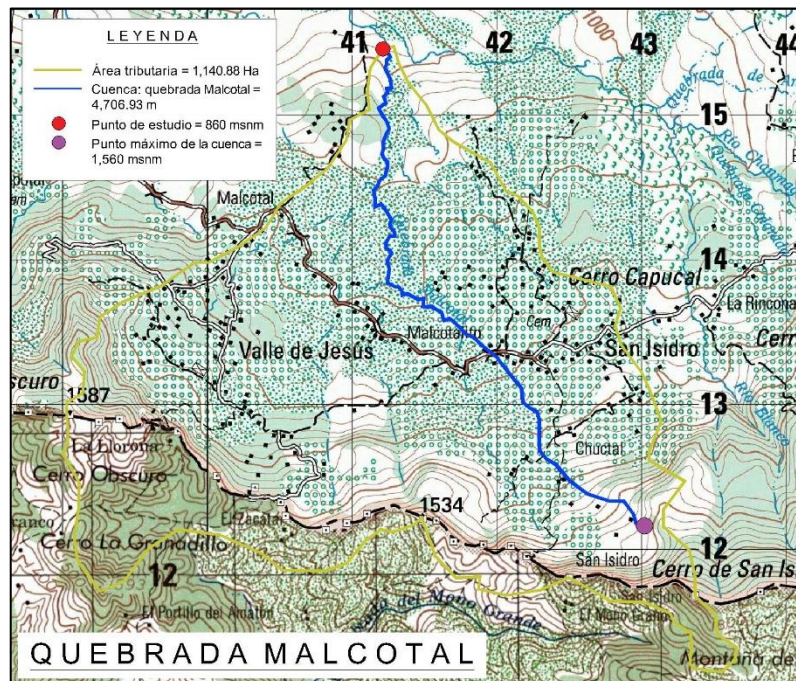
1999, p. 180). La selección del mismo está asociado al tiempo de vida útil del proyecto, por lo que, se utilizó 25 años como tiempo de retorno.

c. Área tributaria

Es la superficie topográfica drenada por un curso de agua y sus afluentes, de forma que toda escorrentía que se origine en esta superficie debe atravesar la sección normal considerada para continuar su trayecto aguas abajo. Cada cuenca está delimitada por una línea llamada divisoria de aguas (Mata, 2016, p. 80).

Se determinó el área de la cuenca denominada quebrada Malcotal mediante el uso de la hoja cartográfica, la cual atraviesa el tramo carretero que se diseña en el estacionamiento 0 + 897.00 y se representa en la figura 10:

Figura 10. **Área tributaria quebrada Malcotal**



Fuente: elaboración propia.

Las áreas en las que se divide la cuenca se representan en la tabla 6 con su respectivo coeficiente de escorrentía -según la tabla 5-:

Tabla 6. **Uso del suelo cuenca hidrológica Malcotal**

No.	Superficie	Área (Ha)	C
1	Zona de cultivos	385.78	0.48
2	Zona de pastizales	252.13	0.46
3	Zona de bosque	255.76	0.45
4	Zona con poca vegetación	247.21	0.49

Fuente: elaboración propia.

El coeficiente de escorrentía promedio es el siguiente:

$$\bar{C} = \frac{C_1 A_1 + \dots + C_n A_n}{\sum A}$$

$$\bar{C} = \frac{(0.48 \times 385.78) + (0.46 \times 252.13) + (0.45 \times 255.76) + (0.49 \times 247.21)}{(385.78 + 252.13 + 255.76 + 247.21)}$$

$$\bar{C} = 0.47$$

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se toman los datos proporcionados en las tablas 7 y 8 por las estaciones hidrometeorológicas Esquipulas y La Unión respectivamente, que son las más cercanas al punto de ubicación del proyecto. Para un tiempo de retorno de 25 años -ver inciso b, numeral 2.8.1- se realiza lo siguiente:

Tabla 7. **Parámetros a, b y n estación hidrometeorológica Esquipulas**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
Esquipulas								
a	3,300	2,060	1,280	1,230	1,225	1,222	1,213	1,205
b	20	11	6	6	6	6	6	6
n	0.962	0.836	0.721	0.7	0.696	0.694	0.69	0.686
R2	0.999	0.998	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996

Fuente: Informe de intensidades de lluvia en Guatemala. s.f. p. 5.

$$a = 1,225$$

$$b = 6$$

$$n = 0.696$$

$$t_c = 12 \text{ min -ver inciso b, numeral 2.8.1-}$$

$$I = \frac{1,225}{(12 + 6)^{0.696}} = 163.86 \text{ mm/h}$$

Tabla 8. **Parámetros a, b y n estación hidrometeorológica La Unión**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
La Unión								
a	142,510	87,170	5,460	329,840	311,260	309,080	290,140	279,590
b	50	50	20	70	70	70	70	70
n	1.679	1.523	0.986	1.682	1.668	1.666	1.651	1.642
R2	0.995	0.988	0.993	0.993	0.992	0.992	0.992	0.992

Fuente: Informe de intensidades de lluvia en Guatemala. s.f. p. 7.

$$a = 311,260$$

$$b = 70$$

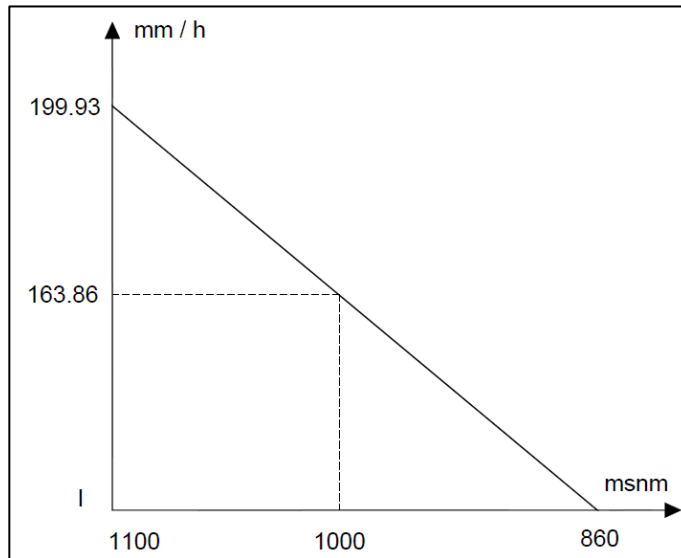
$$n = 1.668$$

$$t_c = 12 \text{ min}$$

$$I = \frac{311,260}{(12 + 70)^{1.668}} = 199.93 \text{ mm/h}$$

Por medio de extrapolación lineal se obtiene un valor estimado de intensidad de lluvia para el punto de estudio -860 m s. n. m. según figura 10- en el caserío El Pedregal. La estación hidrometeorológica de Esquipulas y La Unión se encuentran a 1000 y 1100 m s. n. m. respectivamente como muestra la figura 11, por tanto se realiza el siguiente cálculo:

Figura 11. **Extrapolación de intensidad de lluvia caserío El Pedregal**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{(199.93 - I)}{(1100 - 860)} = \frac{(199.93 - 163.86)}{(1100 - 1000)}$$

$$(199.93 - I) = \frac{(1100 - 860)(199.93 - 163.86)}{(1100 - 1000)}$$

$$(199.93 - I) = 86.57$$

$$I = 199.93 - 86.57 = 113.36 \text{ mm/h}$$

El caudal de diseño es el siguiente:

$$Q = \frac{(0.47 \times 113.36 \times 1,140.88)}{360} = 168.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.8.2 Drenajes

Las obras de drenaje superficiales pueden clasificarse en dos grupos: transversales y longitudinales o cunetas –ver inciso 2.8.3-.

El drenaje transversal se entiende como “toda estructura que tenga como función la de evacuar, desalojar o trasladar el flujo superficial proveniente de cualquier curso natural o artificial que atravesase o afecte el alineamiento y entorno de un proyecto vial”. Existen varios tipos de drenajes transversales, siendo los más comunes: badenes, alcantarillas, bóvedas y puentes (Mata, 2016, p. 112).

Para la construcción de los drenajes transversales en los estacionamientos 0 + 220.00 y 0 + 360.00 se tomarán en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- Se construirán con cabezal de salida y tragante en la entrada que servirá para aliviar el caudal conducido por la cuneta (Rivera, 2019, p. 43). La construcción del cabezal debe seguir los parámetros establecidos por la DGC -2001, sección 607, división 600-.
- Para que la carga viva se considere uniformemente distribuida, el colchón mínimo para protección de los tubos a partir del borde de este hacia la cota de la subrasante deberá ser de 60 cm (DGC, 2001, p. 205-6).
- Por motivos de limpieza y mantenimiento se recomienda una sección mínima circular de 36” o su área equivalente en otro tipo de sección (Mata, 2016, p. 113).
- La pendiente mínima conveniente para la evacuación del agua por la tubería será del 2%. (Cabrera y Teos, 2002, p. 67)

Para el diseño del drenaje transversal en el estacionamiento 0 + 897.00 se propone la construcción de un badén, con losa de concreto tipo pavimento sobre muros de mampostería tipo arco. La ventaja principal de esta estructura es que no es susceptible a obstruirse con escombros o con vegetación y resulta ser menos costosa que la utilización de tuberías grandes colocadas en varias baterías o los puentes. Algunos criterios de diseño a tomarse son:

- Mantener un desnivel mínimo de 2% o con una pendiente consistente con el patrón natural (Cabrera y Teos, 2002, p. 67).
- Estructuralmente, los arcos permitirán la transmisión de las cargas desde el vértice hacia los muros o pilares que lo soportan. Por su propia morfología están sometidos a esfuerzos de compresión, pero transmiten empujes horizontales en los puntos de apoyo hacia el exterior, de forma que tiende a provocar la separación de estos. Para contrarrestar esta acción se construirán otros arcos para equilibrarlos y contrafuertes -estribos- en los puntos de apoyo.
- El punto crítico al esfuerzo cortante se da en la zona inmediata a la unión arco-losa, denominada clave central. Para encontrar su valor se utiliza la fórmula de la teoría de Rankine:

$$H_c = (0.0578 \times r_a)^{0.5}$$

Donde:

H_c = altura de la clave central, en metros.

r_a = radio del arco del muro, en metros.

Por factor de seguridad, la altura de la clave deberá incrementarse en 12.5%, redondeando la respuesta al límite máximo superior (Chávez, 2011, p. 67).

Para realizar una estimación preliminar del diámetro del arco del badén, en función del caudal de la quebrada, se utilizará la fórmula de Manning:

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

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q = V \times A_A$$

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2} \times A_A$$

Donde:

Q = caudal de diseño en m³/s.

R_h = radio hidráulico en metros.

S = pendiente del conducto, adimensional.

n = coeficiente de rugosidad de Manning -ver tabla 9-.

A_A = área de sección del arco en metros cuadrados.

Tabla 9. Coeficiente de rugosidad de Manning

Descripción	<i>n</i>
Mampostería de piedra bruta	0.020
Mampostería de piedras rectangulares	0.017
Canales de concreto, terminación ordinaria	0.014
Canales de concreto, con revestimiento liso	0.012
Canales con revestimiento muy liso	0.010
Canales de tierra en buenas condiciones	0.025
Canales de tierra con plantas acuáticas	0.035
Canales irregulares y muy mal conservados	0.040
Tubos de asbesto de cemento	0.011
Tubos de concreto	0.013

Fuente: Flujo uniforme: flujo en superficie libre, s.f., p. 7.

Siendo el arco representado por la forma geométrica de un semicírculo, su área se obtiene con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{\pi \times D^2}{8}$$

Donde:

D = diámetro del arco, en metros.

El radio hidráulico del arco se calcula como:

$$R_H = \frac{\text{Área mojada}}{\text{Perímetro mojado}}$$

Siendo el área mojada igual al área del semicírculo. El perímetro mojado será el perímetro del semicírculo en función del diámetro del arco, por tanto, se simplifica de la siguiente manera:

$$P_M = \frac{\pi D + 2D}{2}$$
$$R_H = \frac{\frac{\pi D^2}{8}}{\frac{(\pi D + 2D)}{2}} = \frac{2\pi D^2}{8(\pi D + 2D)} = \frac{\pi D}{4(\pi + 2)} = 0.15275D$$

La pendiente se obtiene de la relación del cambio de altura de la cuenca 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del punto de ubicación del badén entre la longitud del cauce en ese tramo. De acuerdo con la topografía, la pendiente es la siguiente:

$$S = \frac{(376.44 - 372.44)}{200} = \frac{4.0}{200} = 0.020 = 2.0 \%$$

Dados los datos anteriores se procede a calcular:

$Q = 168.85 \text{ m}^3/\text{s}$ -ver inciso c, numeral 2.8.1-

$S = 2.00 \%$

$n = 0.020$ -mampostería de piedra bruta según tabla 9-

$R_H = 0.15275 D$

Sustituyendo valores y despejando D en la fórmula de Manning:

$$D = \left(\frac{27.9965 \times Q \times n}{S^{\frac{1}{2}} \times \pi} \right)^{\frac{3}{8}}$$
$$D = \left(\frac{27.9965 \times 168.85 \times 0.020}{(0.02)^{\frac{1}{2}} \times \pi} \right)^{\frac{3}{8}} = 7.46 \text{ m}$$

Encontrando el área de la sección de flujo:

$$A_s = \frac{\pi \times (7.46)^2}{8} = 21.85 \text{ m}^2$$

Para un arco con $D = 3.5 \text{ m}$, se tiene un área de 4.81 m^2 , por tanto:

$$\# \text{ arcos} = \frac{21.85}{4.81} \approx 5$$

Como factor de seguridad, por la topografía presente y marcas existentes de los niveles de agua en el lugar de ubicación, se construirán 6 arcos para el badén.

La altura de la clave central del arco será:

$$H_c = (0.0578 * 1.75)^{0.5} \times 1.125 = 0.3578 \approx 0.40 \text{ m}$$

Para el diseño de la losa de rodadura se utilizará el método simplificado de diseño PCA -Portland Concret Asociation-, donde se cuenta con tablas de datos tabulados para distribuciones de carga-eje en función de diferentes categorías de tránsito esperado. Es importante estimar el TPDC -Tránsito promedio diario de camiones- para conocer la carga aproximada que debe resistir el pavimento en función del TPDA a futuro (Hernández, 2016, p. 56).

La proyección del tráfico a futuro se hará con base en el método geométrico (Navarro, 2008, p. 19). Para la carretera tipo F, el máximo TPDA registrado actual es de 100 vehículos –ver inciso 2.3.1-; con una tasa de crecimiento poblacional -i- de 2.60% y con un período de diseño -n- de 20 años:

$$TPDA_f = TPDA_a (1 + i)^n$$

$$TPDA_f = 100 (1 + 0.026)^{20} \approx 168 \text{ vehículos}$$

La categoría por eje se clasifica con la tabla 10:

Tabla 10. **Categoría de carga por eje**

C	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	TPDC			
			%	Por día	Sencillo	Tándem
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1-3	Arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras	700 a 5,000	5-18	De 40 a 1,000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio) Supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3,000-12,000 2 carriles 3,000-5,000 4 carriles	8-30	De 500 a 5,000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas), interestatales urbanas y rurales (medio alto)	3,000-20,000 2 carriles 3,000-15,000 4 carriles	8-30	De 1,500 a 8,000	34	60

Fuente: Hernández, 2016, p. 57.

Se clasifica como un tramo carretero en categoría 1, por lo que, el TPDC máximo corresponde a un 3% del TPDA:

$$TPDC = 168 \times 0.03 = 5.04 \approx 6 \text{ vehículos}$$

El módulo de reacción de subrasante -K- es un valor en función de las características geotécnicas del terreno, el cual se determina mediante la tabla 11:

Tabla 11. **Tipos de suelo de subrasante y valores aproximados de K**

Tipos de suelo	Soporte	Rango de valores de K, PCI
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan.	Bajo	75 -120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerable de limo y arcilla.	Medio	130 - 170
Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 - 220
Subbases tratadas con cemento	Muy alto	250 - 400

Fuente: Hernández, 2016, p. 58.

Se asumirá un valor de K muy alto, equivalente a 300 lb/pulg³ por fundirse la carpeta de rodadura sobre una base de concreto ciclópeo correspondiente al badén.

El módulo de ruptura del concreto -Mr- se determina por el método de ensayo de “hendido” donde la tensión máxima probable será del 10 al 20% de la resistencia de la compresión del elemento (Hernández, 2016, p. 59).

Como propuesta, para un $f'c = 4000$ PSI y un 15% de tensión máxima probable se obtiene un $Mr = 600$ lb/pulg². Con ello se determina el espesor del pavimento con la tabla 12:

Tabla 12. Espesor óptimo de carpeta de rodadura en función de Mr y K

MR	Espesor de losa pulg.	Sin hombros de concreto o bordillo Soporte Subrasante - Subbase				Espesor de losa pulg.	Con hombros de concreto o bordillo Soporte Subrasante - Subbase			
		Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto
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	700	970
	7	80	320	840	1200	6.5	650	1000	1400	2100
	7.5	490	1200	1500		7	1100	1900		
	8	1300	1900							
600 PSI	6				11	5			1	8
	6.5		8	24	100	5.5	1	8	23	98
	7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
	7.5	110	440	1100	2100	6.5	160	520	1400	2100
	8	590	1900			7	1000	1900		
	8.5	1900								
550 PSI	6.5			4	19	5.5			3	17
	7		11	34	50	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	220			7.5	1100			
	9	2400								

Fuente: Hernández, 2016, p. 58.

Se construirá un pavimento sin hombros/bordillo, con un valor K muy alto, un $M_r = 600$ PSI y un TPDC = 6 vehículos. Se busca el valor de TPDC entre el rango o el que se aproxima, dando como resultado un espesor de $t = 6$ pulgadas (15 cm).

Como obra de protección, se construirán estribos en ambos extremos del badén para evitar la socavación del suelo provocada por las corrientes de agua de la quebrada y para la contención del mismo. Su diseño se basa en los parámetros mínimos requeridos detallados en el inciso 3.7.3 del capítulo siguiente.

2.8.3 Cunetas

Se entiende como toda estructura que permita la evacuación del agua superficial a lo largo del tramo carretero. Entre las obras que componen el drenaje longitudinal son: bordillos, cunetas, contra cunetas, canales y bajadas o disipadores de energía (Mata, 2016, p. 106).

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la vía conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición. En zonas de corte, los puntos de disposición son cajas colectoras de tubería transversal y salidas laterales al terreno natural en un cambio de corte a terraplén. En terraplén, los puntos de disposición son en el terreno natural a partir de la construcción de bajantes -disipadores-, conduciéndola también hacia una caja colectora de una alcantarilla (Mata, 2016, p. 107).

Para el diseño de esta obra se utilizarán las fórmulas de cálculo del método racional y las fórmulas de Manning y de continuidad. Para el área tributaria, se

tomará en cuenta el tramo con mayor longitud, de la estación 0 + 360.00 a la estación 0 + 887.97, considerando la mitad de la calzada -para diseñar la cuneta del lado derecho donde se encuentran los taludes de corte- siendo de 2.75 metros y el ancho horizontal promedio del talud de corte, siendo este de 4.00 metros. Por tanto:

$$\text{Área} = a \times L_d$$

Donde:

a = mitad del ancho de la calzada + ancho horizontal promedio del talud, en metros.

L_d = longitud mayor hacia la descarga del caudal, en metros.

- Datos iniciales para diseño de cuneta:

$I = 113.36 \text{ mm/h}$ -ver inciso c, numeral 2.8.1-

$C = 0.49$ –zona pobre en vegetación con pendiente superior a 7% en un período de retorno de 25 años según tabla 5-

$a = 2.75 + 4.00 = 6.75 \text{ m}$

$L_d = 887.97 - 360.00 = 527.97 \text{ m}$

$S = 21.00 \%$

$n = 0.025$ -canales de tierra en buenas condiciones según tabla 9-

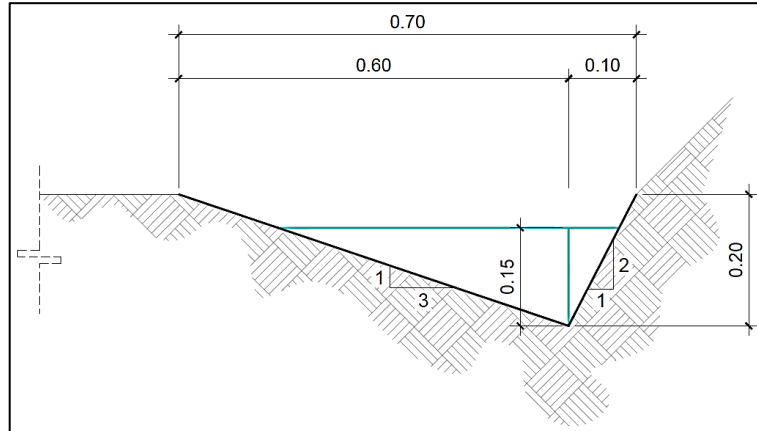
Sustituyendo valores:

$$\text{Área} = 6.75 \times 527.97 = 3563.80 \text{ m}^2 = 0.3564 \text{ Ha}$$

$$Q = \frac{(0.49 \times 113.36 \times 0.3564)}{360} = 0.055 \text{ m}^3/\text{s}$$

El corte de sección para la cuneta que se propone es el indicado en la figura 12, llena a un 75% de su capacidad:

Figura 12. Sección de cuneta tipo "L"



Fuente: elaboración propia.

El radio hidráulico se calcula como:

$$R_H = \frac{\text{Área mojada}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{0.03938}{0.6420} = 0.06134 \text{ m}$$

Por tanto:

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

$$Q = \frac{1}{0.025} (0.03938) \times (0.06134)^{2/3} \times (0.21)^{1/2} = 0.1123 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este resultado se concluye que el área de la cuneta propuesta es lo suficiente para transportar el caudal de diseño.

2.9 Ensayos de laboratorio

Son pruebas realizadas sobre muestras obtenidas en campo para la determinación de las características geotécnicas de un terreno. Dependiendo del tipo de ensayo es como se determina la metodología, la utilización de diferentes aparatos y equipos especializados para la obtención de los resultados, respaldados por cálculos aplicables.

2.9.1 Granulometría

Según Crespo (2004) el análisis granulométrico se refiere “a la determinación de la cantidad en porciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo”. Entre los procedimientos que existen para la clasificación del tamaño de las partículas están: el de tamizado y por sedimentación; los resultados del análisis se presentan mediante una gráfica denominada curva granulométrica. Un suelo que está formado por partículas de un mismo tamaño quedará representado por una línea vertical y un suelo con curva bien tendida indicará gran variedad de tamaños (pp. 46-47). El ensayo debe basarse en la norma AASHTO T-27 y T-11.

a. Tamizado

Consiste en la utilización de una serie de tamices ordenados por abertura - de mayor a menor- que son ensamblados para luego colocar la muestra en el primer tamiz y someter la columna de tamices a vibración y movimientos rotatorios por un tiempo no menor de 15 minutos. Luego se retiran los tamices y se toman por separado los pesos de material retenido en cada uno de ellos (Crespo, 2004, p. 46).

b. Sedimentación

Mediante el análisis de mallas se puede llegar hasta tamaños de partículas de 0.074 mm; a partir de ello, se utiliza la ley de Stokes, que determina la velocidad de sedimentación de partículas sólidas esféricas en un medio líquido, a través del método de la pipeta -basado en la norma ASTM D-422- (Crespo, 2004, p. 52). La clasificación del suelo se muestra en la tabla 13:

Tabla 13. **Clasificación de suelos según norma AASHTO**

Diámetro (mm)	Textura del sedimento
2 - 0.064	Arenosa
0.064 - 0.004	Limosa
< 0.004	Arcillosa

Fuente: Hernández, 2016, p. 10.

2.9.2 Límites de Atterberg

Sirven para determinar la propiedad de plasticidad que presentan los suelos finos de poder deformarse hasta cierto límite sin romperse. Los límites fijados se denominan: límite líquido -L.L.- y límite plástico -L.P.- (Hernández, 2016, p. 11).

a. Límite líquido

Se define como el contenido de humedad con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. El método utilizado es el creado por Arthur Casagrande, donde se utiliza el instrumento denominado Copa de Casagrande. El ensayo de la muestra se realiza según la norma AASHTO. T-89.

b. Límite plástico

Se define como el contenido de humedad con el cual el suelo cambia del estado semisólido a un estado plástico. El método para determinar el límite plástico en una muestra de suelo consiste en determinar el contenido de agua con el cual se agrieta un cilindro de 3 mm de diámetro (1/8") -siguiendo la norma ASTM D-4318-, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa. El ensayo de la muestra se realiza según la norma AASHTO T-89.

c. Índice plástico

Se denomina así a la diferencia numérica entre el límite líquido y plástico, indicando el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico la muestra de suelo. El procedimiento se realiza según la norma AASHTO T-90. La clasificación de plasticidad del suelo se muestra en la tabla 14:

Tabla 14. **Clasificación de plasticidad según norma AASHTO**

Índice de plasticidad	Plasticidad del suelo
IP = 0	No plástico
$0 < IP < 7$	Baja plasticidad
$7 < IP < 17$	Mediana plasticidad
IP > 17	Alta plasticidad

Fuente: Hernández, 2016, p. 13.

2.9.3 Compactación de Proctor modificado

La compactación se emplea en el mejoramiento del control de calidad de los suelos, determinando la relación densidad seca-humedad. Basado en la norma AASHTO T-180 y T-191, la prueba de Proctor modificado es el cambio de la prueba de Proctor estándar en la que se aumenta la energía de compactación,

el número de golpes por capa y el número de capas utilizadas en el ensayo, aumentando por ende el peso del martillo y la altura de caída del mismo, resultando la densidad seca máxima obtenida y el menor contenido óptimo de humedad.

a. Densidad máxima y humedad óptima

En todos los suelos, cuando se incrementa su humedad se aplica un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de éstas entre los espacios -ya sea de vacíos o de agua- cuando se sujetan a un esfuerzo de compactación. Si se sigue incrementando la humedad empleando el mismo esfuerzo de compactación, se llega a obtener el mayor peso volumétrico seco, denominado densidad máxima, con cierta humedad llamada humedad óptima (Crespo, 2004, p. 102).

2.9.4 Valor Soporte California -CBR-

Sirve para determinar la capacidad soporte que tiene un suelo compactado a su densidad máxima en condiciones altas de humedad que pueda presentar (Rivera, 2019, p. 38). El método consiste en rellenar cilindros normados con la muestra del suelo -en 5 capas- para 10, 30 y 65 golpes de compactación. Para cada cilindro se obtiene el porcentaje de compactación, expansión y CBR -según norma AASHTO T-193. De acuerdo con el valor obtenido, puede clasificarse el suelo para su uso en obra según la tabla 15:

Tabla 15. **Clasificación de suelos según CBR**

CBR	Clasificación
0 - 5	Subrasante muy mala
5 - 10	Subrasante mala
10 - 20	Subrasante regular a buena
20 - 30	Subrasante muy buena
30 - 50	Sub-base buena
50 - 80	Base buena
80 - 100	Base muy buena

Fuente: Crespo, 2004, p. 113.

Los resultados que debe presentar un material adecuado para subrasante son los siguientes:

- Granulometría: suelos de preferencia granulares (gravas y arenas) bien graduadas, con poco o nada de finos (DGC, 2001, p. 301-1).
- Límites de Atterberg: L.L. > 25% y índice de plasticidad > 6% -para balasto- (Cabrera y Teos, 2002, p. 15).
- Ensayo de Proctor: contenido de humedad $\pm$ 3% de la humedad óptima hasta lograr una compactación al 95% con respecto a su densidad máxima (DGC, 2001, p. 301-2).
- Valor soporte: CBR > 20 para una subrasante muy buena –ver tabla 15-.

2.10 Subrasante, subbase y base

Keller y Sherar (2004) declaran lo siguiente:

La subrasante es la superficie del cuerpo del terraplén sobre la cual se colocan las capas de subbase, base o superficie de rodadura. En el caso de caminos sin una capa base o superficial, esta parte

se convierte en la superficie final de rodamiento. La subrasante está generalmente al nivel del material *in situ* (p. XIII).

Para el proyecto de apertura de tramo carretero se contempla el reacondicionamiento de la subrasante existente de acuerdo con los parámetros establecidos por la DGC -2001, sección 301, división 300-.

Keller y Sherar (2004) indican lo siguiente:

La capa de subbase es la capa secundaria de distribución de la carga y que subyace a la capa de base. Normalmente está constituida por un material que tiene una menor resistencia y durabilidad que la del material usado en la base, por ejemplo, grava natural sin procesar, grava y arena o una mezcla de grava, arena y arcilla (p. XIII).

La capa base es la capa formada entre la subbase y la carpeta de rodadura. Al igual que la anterior, la capa base puede conformarse por material granular o una mezcla de agregados. La diferencia entre ambas depende del nivel de estabilización que se requiera en el tramo carretero. Si se requiere una capa para consolidación y mejoramiento, se denominará capa base; en cambio, si se requiere dos capas, se denominará capa subbase y base respectivamente.

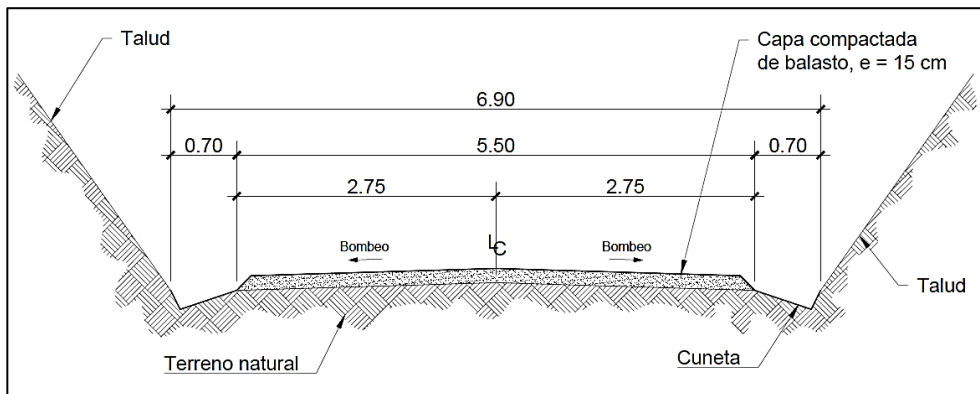
En el proyecto del tramo carretero se colocará una capa base de tipo granular -balasto- para generar condiciones de estabilización a la hora de transmitir y distribuir uniformemente las cargas de tránsito para que la subrasante las pueda soportar, además de poder protegerla (Cabrera y Teos, 2002, p. 15), bajo las especificaciones requeridas por la DGC -2001, sección 209, división 200-.

2.11 Sección transversal

Los elementos que definen la sección típica transversal son:

- Taludes de corte y relleno, por encima y debajo respectivamente del terreno natural -subrasante-.
- Ancho de rodadura, con sus pendientes de bombeo de 3% y el peralte adecuado de acuerdo con el diseño geométrico de las curvas, con un ancho mínimo requerido por el tipo de carretera (Cabrera y Teos, 2002, p. 5).
- Dimensión de cuneta necesaria para la evacuación del agua pluvial a lo largo de la carretera, tal como muestra la figura 13:

Figura 13. Sección típica transversal



Fuente: elaboración propia.

2.12 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son las normas, leyes y procedimientos a ser empleados en los trabajos de construcción de obras, durante los procesos de diseño, ejecución y supervisión de la misma para lograr su conclusión en el tiempo estipulado y con la calidad que fuera concebida y aprobada. Para la

realización del proyecto de apertura del tramo carretero, la norma que rige su diseño son las Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes (2001) de la DGC. Los apartados a considerar son los siguientes:

- Replanteo y levantamiento topográfico para construcción -
división 150, sección 152-

Debe considerar: tomar puntos de control de la línea central de la carretera a cada 20 metros, además de los puntos de referencia para el trazo de curvas horizontales; puntos de localización de cunetas, puentes y estructuras menores de drenaje; puntos de control de límites de la carretera, muros y referencias para taludes.

- Limpia, chapeo y destronque -división 200, sección 202-

Contempla los trabajos de chapeo, tala, destronque, remoción y eliminación de toda clase de vegetación dentro del derecho de vía, además de la preservación de árboles bajo protección especial de acuerdo con los requisitos del INAB y CONAP a efecto de evitar cualquier daño que pueda ocasionar a la carretera o a cualquier propiedad.

- Excavación y terraplenes -división 200, sección 203-

Consiste en la excavación, remoción, retiro, construcción, conformación, compactación y suministro del material que se excava; además del retiro y reemplazo del material inadecuado que se encuentre en áreas inestables. Entre los materiales inadecuados para la construcción de terraplenes y subrasante son los correspondientes

a la capa vegetal y a los clasificados como suelos altamente orgánicos –grupo A8 de la norma AASHTO M 145-.

- Reacondicionamiento de subrasante existente -división 300, sección 301-

Consiste en la eliminación de toda la vegetación existente sobre la subrasante, así como escarificar, homogeneizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar la subrasante de una carretera para adecuar su superficie a la sección típica y elevaciones como se establece en el diseño de la misma, efectuando cortes y rellenos en un espesor no mayor a 20 cm.

Entre los suelos inadecuados para la construcción de la subrasante están: los altamente orgánicos y rocas aisladas mayores de 10 cm. Entre los adecuados están: los granulares con menos del 3% de hinchamiento de acuerdo con el ensayo CBR. La subrasante reacondicionada debe ser compactada hasta lograr el 95% con respecto a la densidad máxima y será aceptada hasta que se encuentra debidamente cubierta con material de subbase o base.

- Capa de balasto -división 200, sección 209-

Debe ser de calidad uniforme y estar exento de cualquier material perjudicial o extraño. Debe contar con un espesor unitario suelto no menor de 90 lb/pie³. Su tamaño máximo no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa, ni ser mayor de 10 cm. Conforme se vaya terminando de construir la subrasante se debe colocar dicha capa con un espesor total no menor de 10 cm ni mayor a 25 cm. Al igual que la

subrasante, esta debe compactarse como mínimo al 95% con respecto a la densidad máxima.

- Concreto estructural -división 550, sección 551-

Se utiliza en la construcción de puentes, alcantarillas, pavimentos y demás estructuras. Entre las características que deben cumplir cada uno de los componentes son:

- Cementos hidráulicos: deben ajustarse a la norma AASHTO M 85, ASTM C 150 o COGUANOR NG 41005 para los cementos Portland ordinarios y a las normas AASHTO M 240, ASTM C 595 o COGUANOR NG 41001 y ASTM C 1157 para cementos hidráulicos mezclados, debiendo indicarse su clase de resistencia en MPa o en PSI.
- Agregado fino: debe cumplir con lo establecido en la norma AASHTO M 6, Clase B. Se podrá utilizar arena de mar en concreto no reforzado que no produzca un cambio de más del 25% del tiempo de fraguado del cemento o una reducción de más del 10% de la resistencia a la compresión. El agregado fino deberá tener un equivalente de arena mínimo de 75% cuando sea ensayado de acuerdo con la norma AASHTO T 176.
- Agregado grueso: Debe cumplir con los requisitos de la norma AASHTO M 80 y ASTM C 33, no aplicando el ensayo por congelamiento y deshielo. En el ensayo de desintegración al sulfato de sodio la pérdida de masa debe ser no mayor de 15% después de cinco ciclos, conforme AASHTO T 104 o ASTM C 88.
- Agua: Debe ser limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos,

material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero.

- Concreto ciclópeo -división 550, sección 555-

Es una combinación de concreto de clase 17.5 (2500 PSI) y de piedra grande, partida o de canto rodado, de preferencia en su estado natural, limpia y sin defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia, de tamaño no mayor a 30 cm. Todos los agregados y materiales a utilizarse para su construcción deben cumplir con los requisitos de la sección 551 de estas especificaciones.

- Pavimento de concreto de cemento hidráulico -división 500, sección 501-

Los materiales a utilizarse para la fabricación del concreto estructural debe cumplir con las características de la sección 551 de estas especificaciones, considerando que la clase de resistencia del cemento hidráulico utilizado debe ser de 28 MPa (4000 PSI) o mayor.

- Alcantarillas de tubos de concreto reforzado -división 600, sección 601-

Los tubos de concreto reforzado deben cumplir con los requisitos establecidos en la norma AASHTO M 170 M o ASTM C 76. El mortero de cemento hidráulico para el pegado de los tubos debe ser una mezcla volumétrica de una parte de cemento y tres partes de arena aprobada.

- Cajas y cabezales para alcantarillas -división 600, sección 607-

Son las estructuras de concreto ciclópeo, concreto o mampostería de piedra colocadas en los extremos de las alcantarillas -entrada y salida- para encauzar el agua y protección de la carretera. Las cajas y cabezales deben ser de los tipos y dimensiones indicadas en los planos. La calidad con la que deben contar los materiales, en el caso de fabricarse con concreto ciclópeo, deben ser las descritas en la sección 555 y 551 de estas especificaciones.

2.13 Planos de construcción

Los planos constructivos deben apegarse a los lineamientos estandarizados presentes en cada país; para Guatemala, las dimensiones de los formatos a utilizarse deben regirse por los parámetros de la norma COGUANOR NGR 1 011 que coincide con la norma alemana DIN 476; así mismo, el juego de planos debe presentar el doblez oficial regido por el ICAITI -Instituto Centro Americano de Investigación Tecnológica Industrial-. Entre los planos constructivos presentados para la apertura del proyecto carretero están:

- Planta y perfil general del proyecto, con ubicación y localización.
- Planta y perfil por estacionamientos.
- Diagrama de masas.
- Secciones transversales.
- Detalles constructivos de obras de drenaje mayor y menor.

2.14 Presupuesto

Se debe realizar la cuantificación de los diferentes renglones de trabajo, donde, la ubicación del proyecto afecta en la variación de precios para materiales, mano de obra, maquinaria y equipo necesario. Además, el cálculo contempla el costo por procedimientos imprevistos, utilidades, gastos administrativos e impuestos.

2.14.1 Integración de costos unitarios

El costo unitario es el valor monetario de un bien o servicio. Para cada uno de los productos o servicios en los renglones de trabajo deben calcularse y conformar los costos directos e indirectos. El primero refiere al valor que presentan los materiales, maquinaria y mano de obra del proyecto; los segundos involucran las prestaciones laborales, imprevistos, gastos administrativos en campo y oficina, impuestos y la utilidad estimada. La suma de ambos de cada renglón unitario definirá el valor total del proyecto. Los resultados se muestran de la tabla 16 a la 28.

2.14.2 Cuantificación de materiales

Representa la cantidad de material total para la construcción o elaboración de una obra. En el ámbito constructivo, cuando se realiza la cuantificación de material, se contempla un cierto porcentaje de desperdicio -entre 5 y 10%- que permita culminar el trabajo sin que exista faltante alguno. En el movimiento de tierras, principalmente en los trabajos de compactación, se define un volumen mayor en la cantidad de suelo necesario, debido a la acomodación de las partículas de suelo llenando todos los espacios vacíos de aire existentes.

2.14.3 Cronograma de ejecución físico y financiero

Es la representación de cada actividad en el tiempo establecido y el monto necesario para el desarrollo de dicha actividad. Para realizar la programación se toma en cuenta el tiempo de descanso, días de asueto, posibles atrasos y cualquier otro inconveniente que pueda surgir para alcanzar el rendimiento establecido. El cronograma del proyecto se muestra en la tabla 29.

Tabla 16. **Renglones de trabajo**

No.	Descripción del renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
1	Replanteo topográfico	1,002.04	m	Q 2.13	Q 2,134.35
2	Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	1,002.04	m	Q 6.30	Q 6,312.85
3	Excavación no clasificada (corte y relleno)	7,140.24	m ³	Q 40.39	Q 288,394.29
4	Excavación no clasificada (desperdicio)	14,719.28	m ³	Q 37.18	Q 547,262.83
5	Reacondicionamiento de subrasante y conformación de cunetas	6,914.08	m ²	Q 11.28	Q 77,990.78
6	Conformación capa de balasto (e = 15 cm)	6,914.08	m ²	Q 26.53	Q 183,430.44
7	Drenaje transversal	2.00	unidad	Q 10,299.69	Q 20,599.38
8	Obra de drenaje mayor (badén)	1.00	unidad	Q 393,649.13	Q 393,649.13
9	Limpieza final	1,002.04	m	Q 2.20	Q 2,204.49
Costo total del proyecto					Q 1,521,978.54

Fuente: elaboración propia.

Tabla 17. **Replanteo topográfico**

Renglón	Cantidad	Unidad
Replanteo topográfico	1,002.04	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Clavo de 3"	3.00	lb	Q 7.00	Q 21.00
Pintura en spray	3.00	unidad	Q 20.00	Q 60.00
Total				Q 81.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Renta de equipo topográfico	1.00	día	Q 1,500.00	Q 1,500.00
Total				Q 1,500.00
Mano de obra				
				Q -
Total				Q -
Total costos directos				Q 1,581.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	94.86
Impuestos	7.00%	Q	110.67
Utilidad	16.00%	Q	252.96
Imprevistos	6.00%	Q	94.86
Total costos indirectos		Q	553.35

Costo total por renglón	Q 2,134.35
Precio unitario	Q 2.13

Fuente: elaboración propia.

Tabla 18. **Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)**

Renglón	Cantidad	Unidad
Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	1,002.04	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Herramienta, maquinaria y equipo				
Pala de mango largo	5.00	unidad	Q 90.00	Q 450.00
Piocha con mango	5.00	unidad	Q 115.00	Q 575.00
Machete de 20 pulg	5.00	unidad	Q 45.00	Q 225.00
Barreta de 1.50 m	5.00	unidad	Q 185.00	Q 925.00
Azadón con mango	5.00	unidad	Q 100.00	Q 500.00
Transporte de material y personal	2.00	día	Q 300.00	Q 600.00
Total				Q 3,275.00
Mano de obra				
Encargado de obra	2.00	día	Q 200.00	Q 400.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	2.00	día	Q 500.00	Q 1,000.00
Total				Q 1,400.00
Total costos directos				Q 4,675.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	280.50
Impuestos	7.00%	Q	328.85
Utilidad	16.00%	Q	748.00
Imprevistos	6.00%	Q	280.50
Total costos indirectos		Q	1,637.85

Costo total por renglón	Q 6,312.85
Precio unitario	Q 6.30

Fuente: elaboración propia.

Tabla 19. **Excavación no clasificada (corte y relleno)**

Renglón	Cantidad	Unidad
Excavación no clasificada (corte y relleno)	7,140.24	m ³

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Estacas de madera	50.00	unidad	Q 2.00	Q 100.00
Pintura en aceite	1.00	galón	Q 150.00	Q 150.00
Total				Q 250.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Excavadora	119.00	hora	Q 650.00	Q 77,350.00
Tractor oruga	80.00	hora	Q 650.00	Q 52,000.00
Camión de volteo (12 m ³ /2 unidades @ Q1600.00)	20.00	día	Q 3,200.00	Q 64,000.00
Transporte de material y personal	20.00	día	Q 300.00	Q 6,000.00
Total				Q 199,350.00
Mano de obra				
Encargado de obra	20.00	día	Q 200.00	Q 4,000.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	20.00	día	Q 500.00	Q 10,000.00
Total				Q 14,000.00
Total costos directos				Q 213,600.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	12,816.00
Impuestos	7.00%	Q	14,986.29
Utilidad	16.00%	Q	34,176.00
Imprevistos	6.00%	Q	12,816.00
Total costos indirectos		Q	74,794.29

Costo total por renglón	Q 288,394.29
Precio unitario	Q 40.39

Fuente: elaboración propia.

Tabla 20. **Excavación no clasificada (desperdicio)**

Renglón	Cantidad	Unidad
Excavación no clasificada (desperdicio)	14,719.28	m³

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Estacas de madera	100.00	unidad	Q 2.00	Q 200.00
Pintura en aceite	1.00	galón	Q 150.00	Q 150.00
Total				Q 350.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Excavadora	245.00	hora	Q 650.00	Q 159,250.00
Tractor oruga	155.00	hora	Q 650.00	Q 100,750.00
Camión de volteo (12 m ³ /3 unidades @ Q1600.00)	25.00	día	Q 4,800.00	Q 120,000.00
Transporte de material y personal	25.00	día	Q 300.00	Q 7,500.00
Total				Q 387,500.00
Mano de obra				
Encargado de obra	25.00	día	Q 200.00	Q 5,000.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	25.00	día	Q 500.00	Q 12,500.00
Total				Q 17,500.00
Total costos directos				Q 405,350.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	24,321.00
Impuestos	7.00%	Q	28,414.83
Utilidad	16.00%	Q	64,856.00
Imprevistos	6.00%	Q	24,321.00
Total costos indirectos		Q	141,912.83

Costo total por renglón	Q 547,262.83
Precio unitario	Q 37.18

Fuente: elaboración propia.

Tabla 21. **Reacondicionamiento de subrasante y conformación de cunetas**

Renglón	Cantidad	Unidad
Reacondicionamiento de subrasante y conformación de cunetas	6,914.08	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Estacas de madera	50.00	unidad	Q 2.00	Q 100.00
Pintura en aceite	1.00	galón	Q 150.00	Q 150.00
Total				Q 250.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Motoniveladora	30.00	hora	Q 650.00	Q 19,500.00
Camión cisterna (con agua incluida)	4.00	día	Q 1,400.00	Q 5,600.00
Rodo compactador	30.00	hora	Q 400.00	Q 12,000.00
Camión de volteo (12 m ³)	4.00	día	Q 1,600.00	Q 6,400.00
Transporte de maquinaria (cabezal con lowboy)	4.00	día	Q 2,500.00	Q 10,000.00
Transporte de material y personal	4.00	día	Q 300.00	Q 1,200.00
Total				Q 54,700.00
Mano de obra				
Encargado de obra	4.00	día	Q 200.00	Q 800.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	4.00	día	Q 500.00	Q 2,000.00
Total				Q 2,800.00
Total costos directos				Q 57,750.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	3,465.00
Impuestos	7.00%	Q	4,070.78
Utilidad	16.00%	Q	9,240.00
Imprevistos	6.00%	Q	3,465.00
Total costos indirectos		Q	20,240.78

Costo total por renglón	Q 77,990.78
Precio unitario	Q 11.28

Fuente: elaboración propia.

Tabla 22. **Conformación capa de balasto (e = 15 cm)**

Renglón	Cantidad	Unidad
Conformación capa de balasto (e = 15 cm)	6,914.08	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Balasto	1,038.00	m ³	Q 50.00	Q 51,900.00
Total				Q 51,900.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Motoniveladora	48.00	hora	Q 650.00	Q 31,200.00
Camión cisterna (con agua incluida)	6.00	día	Q 1,400.00	Q 8,400.00
Rodo compactador	48.00	hora	Q 400.00	Q 19,200.00
Camión de volteo (12 m ³ /2 unidades @ Q1,600.00)	6.00	día	Q 3,200.00	Q 19,200.00
Transporte de material y personal	6.00	día	Q 300.00	Q 1,800.00
Total				Q 79,800.00
Mano de obra				
Encargado de obra	6.00	día	Q 200.00	Q 1,200.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	6.00	día	Q 500.00	Q 3,000.00
Total				Q 4,200.00
Total costos directos				Q 135,900.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	8,154.00
Impuestos	7.00%	Q	9,478.44
Utilidad	16.00%	Q	21,744.00
Imprevistos	6.00%	Q	8,154.00
Total costos indirectos		Q	47,530.44

Costo total por renglón	Q 183,430.44
Precio unitario	Q 26.53

Fuente: elaboración propia.

Tabla 23. **Drenaje transversal**

Renglón	Cantidad	Unidad
Drenaje transversal	2.00	unidad

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Cemento UGC	22.00	saco	Q 76.00	Q 1,672.00
Arena de río	1.50	m³	Q 190.00	Q 285.00
Piedrín triturado (1/2")	2.00	m³	Q 250.00	Q 500.00
Tubería de concreto de Ø = 36" x 1.00 m	14.00	unidad	Q 460.00	Q 6,440.00
Piedra bola (20 cm)	4.00	m³	Q 120.00	Q 480.00
Material selecto	3.00	m³	Q 125.00	Q 375.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	90.00	pt	Q 6.00	Q 540.00
Alambre de amarre calibre 16	5.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Clavo de 3"	5.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Total				Q 10,362.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 1,000.00	Q 1,000.00
Total				Q 1,000.00
Mano de obra				
Excavación	30.00	m³	Q 50.00	Q 1,500.00
Formaleteado	15.00	m	Q 20.00	Q 300.00
Instalación de tubería	15.00	m	Q 45.00	Q 675.00
Elaboración y colocación de concreto ciclópeo	2.86	m³	Q 130.00	Q 371.80
Desencofrado	15.00	m	Q 10.00	Q 150.00
Relleno	30.00	m³	Q 30.00	Q 900.00
Total				Q 3,896.80
Total costos directos				Q 15,258.80

Costos indirectos		
Gastos administrativos	6.00%	Q 915.53
Impuestos	7.00%	Q 1,068.12
Utilidad	16.00%	Q 2,441.41
Imprevistos	6.00%	Q 915.53
Total costos indirectos		Q 5,340.58

Costo total por renglón	Q 20,599.38
Precio unitario	Q 10,299.69

Fuente: elaboración propia.

Tabla 24. **Obra de drenaje mayor (badén)**

Renglón	Cantidad	Unidad
Obra de drenaje mayor (badén)	1.00	unidad

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Cemento UGC	1,715.00	saco	Q 76.00	Q 130,340.00
Arena de río	90.50	m³	Q 190.00	Q 17,195.00
Piedrín triturado (1/2")	111.00	m³	Q 250.00	Q 27,750.00
Piedra bola (20 cm)	207.00	m³	Q 120.00	Q 24,840.00
Acero corrugado no. 5 G40	5.00	varilla	Q 69.00	Q 345.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	1,100.00	pt	Q 6.00	Q 6,600.00
Alambre de amarre calibre 16	40.00	libra	Q 7.00	Q 280.00
Clavo de 3"	20.00	libra	Q 7.00	Q 140.00
Total				Q 207,490.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	10.00	día	Q 250.00	Q 2,500.00
Transporte de material y personal	15.00	día	Q 2,000.00	Q 30,000.00
Total				Q 32,500.00
Mano de obra				
Excavación	26.00	m³	Q 50.00	Q 1,300.00
Formaleteado	33.85	m	Q 20.00	Q 677.00
Elaboración y colocación de concreto	30.25	m³	Q 125.00	Q 3,781.25
Elaboración y colocación de concreto ciclópeo	344.04	m³	Q 130.00	Q 44,725.20
Desencofrado	33.85	m	Q 10.00	Q 338.50
Relleno	26.00	m³	Q 30.00	Q 780.00
Total				Q 51,601.95
Total costos directos				Q 291,591.95

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	17,495.52
Impuestos	7.00%	Q	20,411.44
Utilidad	16.00%	Q	46,654.71
Imprevistos	6.00%	Q	17,495.52
Total costos indirectos		Q	102,057.18

Costo total por renglón	Q 393,649.13
Precio unitario	Q 393,649.13

Fuente: elaboración propia.

Tabla 25. Limpieza final

Renglón	Cantidad	Unidad
Limpieza final	1,002.04	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Herramienta, maquinaria y equipo				
Pala de mango largo	4.00	unidad	Q 90.00	Q 360.00
Carretrilla	2.00	unidad	Q 285.00	Q 570.00
Total				Q 930.00
Mano de obra				
Encargado de obra	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	1.00	día	Q 500.00	Q 500.00
Total				Q 700.00
Total costos directos				Q 1,630.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	6.00%	Q	97.80
Impuestos	7.00%	Q	118.09
Utilidad	16.00%	Q	260.80
Imprevistos	6.00%	Q	97.80
Total costos indirectos		Q	574.49

Costo total por renglón	Q 2,204.49
Precio unitario	Q 2.20

Fuente: elaboración propia.

Tabla 26. Desglose de impuestos

Descripción	Total
Materiales	Q 270,683.00
Herramienta, maquinaria y equipo	Q 760,555.00
Mano de obra	Q 96,098.75
Total costos directos	Q 1,127,336.75
Utilidad (16% sobre costos directos)	Q 180,373.88
IVA (12% sobre utilidad y mano de obra)	Q 33,176.72
ISR (25% sobre utilidad)	Q 45,093.47
Total de impuestos	Q 78,270.19
% de costos directos	7.00%

Fuente: elaboración propia.

Tabla 27. Listado de materiales

Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Acero corrugado no. 5 G40	5.00	varilla	Q 69.00	Q 345.00
Alambre de amarre calibre 16	45.00	libra	Q 7.00	Q 315.00
Arena de río	92.00	m ³	Q 190.00	Q 17,480.00
Balasto	1,038.00	m ³	Q 50.00	Q 51,900.00
Cemento UGC	1,737.00	saco	Q 76.00	Q 132,012.00
Clavo de 3"	28.00	lb	Q 7.00	Q 196.00
Estacas de madera	200.00	unidad	Q 2.00	Q 400.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	1,190.00	pt	Q 6.00	Q 7,140.00
Material selecto	3.00	m ³	Q 125.00	Q 375.00
Piedra bola (20 cm)	211.00	m ³	Q 120.00	Q 25,320.00
Piedrín triturado (1/2")	113.00	m ³	Q 250.00	Q 28,250.00
Pintura en aceite	3.00	galón	Q 150.00	Q 450.00
Pintura en spray	3.00	unidad	Q 20.00	Q 60.00
Tubería de concreto de Ø = 36" x 1.00 m	14.00	unidad	Q 460.00	Q 6,440.00
Total de materiales				Q 270,683.00

Fuente: elaboración propia.

Tabla 28. Gastos administrativos

Dirección de campo				
Plaza	Salario/hora	Prestación	Tiempo/hora	Sub-total
Encargado o ingeniero	Q 57.00	Q 24.51	4.00	Q 326.04
Secretaria	Q 12.10	Q 5.20	4.00	Q 69.21
Dibujante	Q 12.10	Q 5.20	4.00	Q 69.21
Contador	Q 12.10	Q 5.20	4.00	Q 69.21
Total				Q 533.68
Total / mes				Q 16,010.28
Total / 4 meses				Q 64,041.12
Servicios y depreciaciones				
Descripción	Pago/mes		Tiempo/mes	Pago/4 meses
Servicios	Q	400.00	4.00	Q 1,600.00
Mantenimiento	Q	250.00	4.00	Q 1,000.00
Insumos de oficina	Q	275.00	4.00	Q 1,100.00
Total / 4 meses				Q 3,700.00
Resumen	Total			
Total gastos (4 meses)	Q	67,741.12		
Total costos directos	Q	1,127,336.75		
% de costos directos		6.00%		

Fuente: elaboración propia.

Tabla 29. **Cronograma de ejecución físico y financiero**

No.	Descripción del renglón	Cantidad	Unidad	Tiempo estimado en semanas (4 meses de construcción)																Total
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
1	Replanteo topográfico	1,002.04	m																Q 2,134.35	
2	Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	1,002.04	m																Q 6,312.85	
3	Excavación no clasificada (corte y relleno)	7,140.24	m³																Q 288,394.29	
4	Excavación no clasificada (desperdicio)	14,719.28	m³																Q 547,262.83	
5	Reacondicionamiento de subrasante y conformación de cunetas	6,914.08	m²																Q 77,990.78	
6	Conformación capa de balasto (e = 15 cm)	6,914.08	m²																Q 183,430.44	
7	Drenaje transversal	2.00	unidad																Q 20,599.38	
8	Obra de drenaje mayor (badén)	1.00	unidad																Q 393,649.13	
9	Limpieza final	1,002.04	m																Q 2,204.49	
Avance financiero				Q 360,776.59				Q 311,206.47				Q 513,393.59				Q 336,601.89				Q1,521,978.54
Avance porcentual				23.70%				20.45%				33.73%				22.12%				
Avance porcentual acumulado				23.70%				44.15%				77.88%				100.00%				

Fuente: elaboración propia.

2.15 Estudio de impacto ambiental inicial

Tal como indica Keller y Sherar (2004) “es un proceso sistemático usado para identificar el objetivo de una acción propuesta, y para predecir efectos ambientales potenciales derivados de la acción” que permita reducir o eliminar dichos efectos. Este proceso, también conocido como EIA, debe ser considerado durante el inicio de la planificación del proyecto porque se relaciona directamente con la viabilidad del mismo (pp. 5-6).

Según el Reglamento de Evaluación, Control y Seguimiento Ambiental del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales -MARN- en el Acuerdo Gubernativo 137-2016, artículos 18 y 19, la actividad de diseño y construcción de cualquier proyecto afecta al entorno, principalmente a los recursos naturales. De acuerdo con la magnitud del impacto, el proyecto se clasifica de forma taxativa -mediante un listado- en tres diferentes categorías básicas A, B (B1 y B2) y C, tomando como referencia el Estándar Internacional del Sistema CIIU -Código Internacional Industrial Uniforme de todas las actividades productivas-.

La apertura de brecha se considera un proyecto de alto a moderado impacto ambiental potencial, por lo que se clasifica dentro de la categoría B1. La determinación de la clasificación es un punto clave en la gestión administrativa de los proyectos sociales dentro del régimen del marco legal. La evaluación al EIA realizada por el MARN, en referencia al Acuerdo Gubernativo 137-2016 examina las medidas de mitigación ambiental y/o social a llevarse a cabo en el proyecto -siendo uno de los requisitos principales del estudio-; algunas de las medidas a considerarse se describen en la tabla 30:

Tabla 30. **Matriz de aspectos ambientales**

No.	Aspecto ambiental	Tipo de Impacto ambiental	Ente generador del impacto ambiental	Puntos de generación del impacto ambiental	Medida de mitigación ambientales y/o sociales
1	Atmosférico	Humo	Maquinaria	Puntos de abastecimiento de material y en el recorrido establecido	Mantener toda la maquinaria en buenas condiciones de funcionamiento
		Ruido	Maquinaria	Puntos de abastecimiento de material y en el recorrido establecido	Revisar que la maquinaria presente los silenciadores de fábrica y mantenerla en buenas condiciones de funcionamiento
		Polvo	Maquinaria y personal	En los puntos de remoción del suelo durante la excavación	Humedecer el suelo a ser retirado por medio del camión cisterna roseando con ciclos continuos de agua

Continúa tabla 30.

No.	Aspecto ambiental	Tipo de Impacto ambiental	Ente generador del impacto ambiental	Puntos de generación del impacto ambiental	Medida de mitigación ambientales y/o sociales
2	Hídrico	Contaminación de los cuerpos de agua	Personal	En los lugares donde se utilice el agua para la limpieza de herramientas, se deposite los desechos de los insumos y donde se genere desechos sólidos	Realizar la limpieza de herramientas fuera de la red hidrológica principal, almacenar los desechos en depósitos para su posterior colocación en la zona adecuada y construir un sanitario provisional conectado a una fosa séptica prefabricada como tratamiento de las aguas residuales. Los lodos generados se colocarán en una zona adecuada
		Alteración temporal de la red hidrológica a nivel local	Maquinaria	En el movimiento de tierras para la construcción de la obra de drenaje mayor (badén)	Delimitar el área de trabajo para minimizar la mayor intervención en sectores aledaños
3	Suelo	Pérdida temporal y permanente de vegetación	Maquinaria y personal	Durante la limpieza, chapeo y destronque del proyecto y durante el proceso de movimiento de tierras	Conocimiento de la flora natural existente, preservar y respetar áreas protegidas y de ser necesario contribuir con actividades de reforestación
		Alteración en la calidad del suelo	Personal	Durante el derrame de aceites, grasas y combustible en los puntos de abastecimiento de la maquinaria	El abastecimiento de combustible se efectuará de manera adecuada alejado de los puntos cercanos a los cuerpos de agua; en caso de derrame, limpiar y remover 10 cm de suelo por debajo del nivel alcanzado por la contaminación
4	Social	Alteración de labores de cultivos en zonas aledañas	Maquinaria y personal	Durante la limpieza, chapeo y destronque del proyecto y durante el proceso de movimiento de tierras	Concentrar las actividades de construcción del camino en los meses de baja producción agrícola
		Riesgo de accidentes	Pobladores de las comunidades aledañas	Durante su paso por los sectores adyacentes	Delimitar y cerrar el acceso al proyecto durante el funcionamiento de la maquinaria
		Generación de basura	Personal y maquinaria	En el consumo de cualquier tipo de alimento y por los restos de combustibles y lubricantes de la maquinaria cuando concluya el proyecto	La basura será clasificada en orgánica e inorgánica, y depositada en recipientes especiales para su disposición en una zona adecuada. Los restos de combustibles y lubricantes serán retirados y almacenados en el lugar de guardado de la maquinaria

Fuente: elaboración propia.

2.16 Evaluación socioeconómica

Es una herramienta de la planeación para evaluar las alternativas de inversión y factibilidad en la ejecución de proyectos. En el ámbito social, esto se traduce a la comparación entre los recursos a ser utilizados y los resultados esperados con el fin de alcanzar un mejor desarrollo local y no un beneficio financiero.

2.16.1 Valor Presente Neto

El Valor Presente Neto -VPN- o también conocido como Valor Actual Neto -VAN- es un criterio utilizado para evaluar la inversión a largo plazo de un proyecto. Permite calcular el valor presente de una determinada suma de flujos netos de caja actualizados, incluyendo inversión inicial, valores de rescate iniciales y/o anuales y costos de mantenimiento, trasladando dichos valores al presente para el análisis de ingresos y egresos durante el tiempo de vida útil del proyecto (Rivera, 2019, p. 70). Este se calcula con la siguiente fórmula:

$$VPN = VRI - CI + (VRA - CMA)[P/A, i, n]$$

Donde:

VPN = Valor Presente Neto.

VRI = Valor de Rescate Inicial (ingreso inicial).

CI = Costo Inicial.

VRA = Valor de Rescate Anual (ingreso anual).

CMA = Costo de Mantenimiento Anual.

$[P/A, i, n]$ = valor presente dada una anualidad, donde:

$$P/A = A \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

Donde:

P/A = valor presente dado un pago uniforme anual.

A = serie de cantidad de dinero consecutivo (anualidad).

i = tasa de interés o retorno.

n = vida útil del proyecto en años.

Los criterios de decisión se basan en lo siguiente:

- $VPN > 0$: la inversión produciría ganancias por encima de la rentabilidad, por tanto, el proyecto puede aceptarse.
- $VPN = 0$: la inversión no produciría ganancias ni pérdidas, por lo que, se evalúan otros criterios para determinar su beneficio.
- $VPN < 0$: la inversión produciría pérdidas por debajo de la rentabilidad, por lo tanto, el proyecto puede rechazarse.

La cantidad de dinero consecutiva anualmente es el valor del costo de operación y mantenimiento para el proyecto del tramo carretero, el cual se describe en la tabla 31.

El costo de operación y mantenimiento anual de la carretera contempla el reacondicionamiento de la capa de balasto, la limpieza de drenajes transversales, cunetas y reparación de los mismos antes de la presencia de la temporada invernal, por lo que, se toma en cuenta para el cálculo del VPN los datos de la tabla 31 y 32, representado gráficamente en la figura 14:

Tabla 31. **Costos de operación y mantenimiento del tramo carretero**

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Balasto (e = 10 cm)	692.50	m ³	Q 50.00	Q 34,625.00
Cemento UGC	12.00	saco	Q 76.00	Q 912.00
Arena de río	0.70	m ³	Q 190.00	Q 133.00
Piedrín triturado (1/2")	0.70	m ³	Q 250.00	Q 175.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	100.00	pt	Q 6.00	Q 600.00
Alambre de amarre calibre 16	10.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Clavo 3"	5.00	libra	Q 7.00	Q 35.00
Total				Q 36,550.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Motoniveladora	13.00	hora	Q 650.00	Q 8,450.00
Camión cisterna (con agua incluida)	2.00	día	Q 1,400.00	Q 2,800.00
Rodo compactador	13.00	hora	Q 400.00	Q 5,200.00
Camión de volteo (12 m ³)	2.00	día	Q 1,600.00	Q 3,200.00
Pala de mango largo	3.00	unidad	Q 90.00	Q 270.00
Carretilla	4.00	unidad	Q 285.00	Q 1,140.00
Machete de 20 pulg	3.00	unidad	Q 45.00	Q 135.00
Barreta de 1.50 m	3.00	unidad	Q 185.00	Q 555.00
Azadón con mango	3.00	unidad	Q 100.00	Q 300.00
Total				Q 22,050.00
Mano de obra				
Encargado de obra	2.00	día	Q 200.00	Q 400.00
Peones (5 personas/ Q 100.00 c/u)	2.00	día	Q 500.00	Q 1,000.00
Total				Q 1,400.00
Total costos directos / 1 año				Q 60,000.00
Tiempo de vida útil del proyecto en años				25
Costo de operación y mantenimiento durante el tiempo de vida útil				Q 1,500,000.00

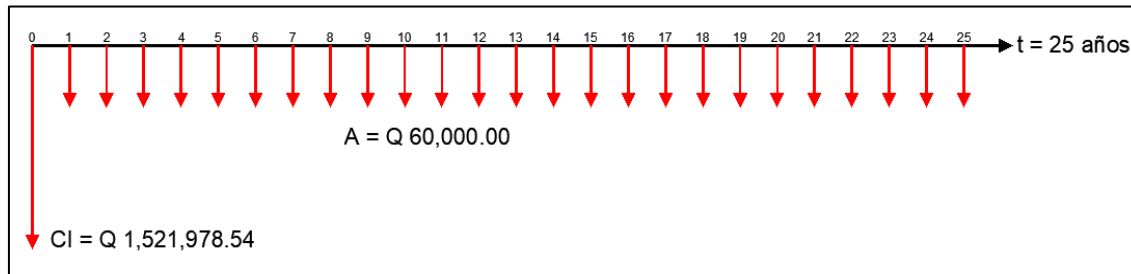
Fuente: elaboración propia.

Tabla 32. **Datos para cálculo del VPN**

Datos	Resultado
Valor de rescate inicial	Q 0.00
Costo inicial del proyecto	Q 1,521,978.54
Costo de mantenimiento anual	Q 60,000.00
Valor de rescate anual	Q 0.00
Vida útil	25 años
Tasa de interés -Banco de Guatemala-	12.72%

Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Diagrama de flujo en efectivo del proyecto**



Fuente: elaboración propia.

$$VPN = (0 - 1,521,978.54) + (0 - 60,000.00) \left(\frac{(1+0.1272)^{25} - 1}{0.1272(1+0.1272)^{25}} \right)$$

$$VPN = Q - 1,970,037.08$$

Tal como se estableció anteriormente, el VPN menor a cero no produce ningún beneficio monetario; sin embargo, el fin primordial de los proyectos de inversión pública es buscar el desarrollo de las comunidades donde se ejecutan los mismos.

2.16.2 Tasa Interna de Retorno

Es el porcentaje de ganancia o pérdida que tendrá la inversión de un proyecto. Cabe destacar la importancia de su interpretación en los planes sociales, puesto que, al ser impulsados por el Estado mediante las organizaciones gubernamentales, se apunta a satisfacer una necesidad básica para el mejoramiento en la calidad de vida de las personas, lo cual implica no esperar resultados con retornos financieros.

Otra técnica que aporta una alternativa de evaluación económica es el índice beneficio/costo. Este compara los beneficios y costos de un proyecto para definir su viabilidad. La razón B/C modificada, se calcula de la siguiente manera:

$$B/C \text{ modificada} = \frac{B - D - O \text{ y } M}{I}$$

Donde:

B = beneficios.

D = contrabeneficios o desventajas económicas.

O y M = costos de operación y mantenimiento.

I = inversión inicial.

Todos los cálculos de costos y beneficios deben convertirse a una unidad monetaria de equivalencia común -siendo valor presente para este caso-. La directriz de la decisión es la siguiente:

- Si $B/C \geq 1$: el proyecto es económicamente aceptable.
- Si $B/C < 1$: el proyecto no es económicamente aceptable (Blank y Tarquin, 2012, p. 235).

Los montos VP en el año 0 se calculan de la siguiente manera:

$$P/F = F \left(\frac{1}{(1+i)^n} \right)$$

$$P/A = A \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

Donde:

P/A = valor presente dado un pago uniforme anual.

P/F = valor presente dado una cantidad única.

A = serie de cantidad de dinero consecutivo (anualidad).

i = tasa de interés o retorno -12.72% según tabla 32-.

n = tiempo de inversión en años.

Los parámetros para el cálculo son los siguientes:

- Inversión inicial: Q 1,521,978.54 -costo total del proyecto-.
- Costo de O y M anual: Q 60,000.00 por año, durante los próximos 25 años –ver tabla 31-.
- Beneficios: no existe ninguna remuneración o ganancia monetaria.
- Contrabeneficios o desventajas económicas: adquisición de tierra agrícola para la construcción del derecho de vía, siendo aproximadamente 1 manzana con un valor de Q 120,000.00 –según Departamento de Catastro de la Municipalidad de Esquipulas-, durante el primer año.

Por tanto:

$$\text{VP de inversión inicial} = \text{Q } 1,521,978.54$$

$$\text{VP de costos O y M} = 60,000 \left(\frac{(1+0.1272)^{25}-1}{0.1272(1+0.1272)^{25}} \right) = \text{Q } 448,058.54$$

$$\text{VP de beneficios} = \text{Q } 0.00$$

$$\text{VP de contra beneficios} = 120,000 \left(\frac{1}{(1+0.1272)^1} \right) = \text{Q } 106,458.48$$

La relación B/C es la siguiente:

$$\text{B/C modificada} = \frac{0 - 106,458.48 - 448,058.54}{1,521,978.54} = - 0.36$$

Con el resultado anterior se indica que el proyecto no es rentable; sin embargo, los proyectos del sector público tienen como objetivo principal proveer servicios a la ciudadanía en busca del bienestar público para el desarrollo local sin remuneración alguna.

3. DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

3.1 Descripción del proyecto

La construcción del puente se llevará a cabo en la vereda que une la ruta nacional RN-18 con la aldea Valle Dolores en el caminamiento 0+918.65, punto en el cual cruza por segunda vez la quebrada del Zapote; este es uno de los tramos requeridos por los pobladores de la aldea para el comercio de productos agrícolas, ganado y para recorrer un menor tiempo hacia la ciudad de Esquipulas.

El puente vehicular será de 2 vías, con un ancho de rodadura de 6.10 m más 0.85 m de banqueta a cada lado con su respectivo barandal de protección, para un ancho total de 7.80 m y 15 m de largo; compuesto por losa, vigas, diafragmas, banqueta de concreto armado y estribos de concreto ciclópeo, diseñados para el soporte del vehículo H 20-44, según normas AASHTO.

La base para el diseño geométrico del puente representa los lineamientos a cumplir dentro de las especificaciones y normas que a continuación se detallan:

- *Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO, 2002).
- *American Concrete Institute* (Código ACI, 318RS-14).
- Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes (DGC, 2001).

3.2 Levantamiento topográfico

Representa cada una de las actividades que permita obtener en campo la información geográfica de los detalles del terreno sobre la superficie -planimetría- en conjunto con su relieve -altimetría-. El equipo utilizado para ello fue el siguiente:

- Estación total
- Bastón con su respectivo prisma
- Plomada
- Cinta métrica de 100 m

El procedimiento del levantamiento se desarrolló mediante la toma de puntos en el eje central de la vereda a cada 20 metros y de la sección de la quebrada. Se abarcaron aproximadamente 100 metros aguas abajo y arriba del punto de ubicación de la estructura y 100 metros hacia cada lado.

3.3 Análisis de suelos

Permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo para la determinación de su calidad y el valor de presión máxima a soportar, obteniendo “un conocimiento apropiado del comportamiento del suelo donde se ubicarán los estribos del puente” (Serrano, 2007, p. 78).

Como parte del análisis, se realizó un ensayo de compresión triaxial de suelo que “determina las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos” (Morales, 2018, p. 18). Para determinar el valor soporte del suelo en el punto de ubicación de un estribo del puente, se

extrajo una muestra inalterada de un pie cúbico, a una profundidad de 3.00 m del nivel de rasante actual, por presentar un estrato estable según verificación ocular.

El tipo de suelo es grava y arena, con limo en color beige, de cementación fuerte tal como especifica los resultados de la prueba de laboratorio que se muestra en el anexo A.

3.3.1 Determinación del valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo se determina mediante la teoría del Dr. Karl Terzaghi que propone la siguiente ecuación:

$$q_u = (1.3 \times C_u \times N_c) + (D_c \times \gamma \times N_q) + (0.4 \times B \times \gamma \times N_\gamma)$$

Donde:

q_u = capacidad portante última, en ton/m².

C_u = cohesión del suelo, en ton/m².

D_c = desplante, en m.

γ = peso específico del suelo, en ton/m³.

B = base del estribo, en m.

N_q , N_c y N_γ son factores de flujo de carga adimensionales que están en función del ángulo de fricción interna del suelo, calculándose mediante las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{e^{(3\pi/2 - \phi \text{ rad}) \times \tan \phi}}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \times \tan \phi$$

Dados los datos del ensayo de compresión triaxial indicados en la tabla 33, se procede a calcular la capacidad portante última:

Tabla 33. **Resultados del ensayo de compresión triaxial**

Cohesión del suelo (C_u)	1.46 ton/m ²
Ángulo de fricción interna (ϕ)	33.21°
Densidad seca (γ)	1.37 ton/m ³
Desplante (D_c)	3.00 m
Base (B)	1.00 m

Fuente: LABINSA -ver anexo A-.

Conversión del ángulo de fricción interna de grados a radianes:

$$\phi_{\text{rad}} = 33.21^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} = 0.5796 \text{ rad}$$

$$N_q = \frac{e^{(3\pi/2 - 0.5796) \times \tan(33.21)}}{2 \cos^2(45 + 33.21/2)} = 33.08$$

$$N_c = \cot(33.21) (33.08 - 1) = 49.00$$

$$N_\gamma = 1.8 (33.08 - 1) \times \tan(33.21) = 37.80$$

$$q_u = (1.3 \times 1.46 \times 49.00) + (3.00 \times 1.37 \times 33.08) + (0.4 \times 1.00 \times 1.37 \times 37.80)$$

$$q_u = 249.68 \text{ ton/m}^2$$

Las cargas que una estructura es capaz de soportar deben ser mayores a las que se va a someter cuando se encuentre en servicio; por tanto, la capacidad portante última es el resultado de la capacidad admisible bruta afectada por un

factor de seguridad -FS- que va desde 1.5 a 3. El factor de seguridad a utilizar será de 3, por lo que:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$
$$q_{adm} = \frac{249.68}{3} = 83.23 \text{ ton/m}^2$$

3.4 Estudio hidrológico

Es un análisis de la cuenca hidrográfica que sirve para determinar el caudal máximo en el periodo de retorno considerado y poder definir los parámetros hidráulicos óptimos de la estructura a la cual afecta. Este estudio, aplicado al diseño de puentes, se acompaña de los siguientes datos:

- Reconocimiento en campo de huellas de nivel máximo; características como suelos, cubierta vegetal, coeficientes de rugosidad, entre otros.
- Intensidad de lluvia y cálculo de escurrimiento por subcuencas.
- La regulación de las crecidas de flujos al puente, para determinar la crecida máxima del río. Los caudales mayores para puentes se estiman utilizando datos pluviométricos que representen un período de retorno de 100 años (Cabrera y Teos, 2002, p. 74).

3.4.1 Método racional

Es un método numérico utilizado para determinar el caudal máximo de una cuenca hidrográfica. Su procedimiento se especifica en el inciso 2.8.1.

Se determinó el área de la cuenca denominada quebrada del Zapote mediante el uso de la hoja cartográfica y se representa en la figura 15:

Figura 15. **Área tributaria quebrada del Zapote**



Fuente: elaboración propia.

Las áreas en las que se divide la cuenca se representan en la tabla 34 con su respectivo coeficiente de escorrentía -según la tabla 5- para un período de retorno de 100 años:

Tabla 34. **Uso del suelo cuenca hidrográfica del Zapote**

No.	Superficie	Área (Ha)	C
1	Zona de cultivos	146.02	0.51
2	Zona de pastizales	114.37	0.41
3	Zona de bosque	200.29	0.39
4	Zona con poca vegetación	60.94	0.47

Fuente: elaboración propia.

El coeficiente de escurrimiento promedio es el siguiente:

$$\bar{C} = \frac{(0.51 \times 146.02) + (0.41 \times 114.37) + (0.39 \times 200.29) + (0.47 \times 60.94)}{(146.02 + 114.37 + 200.29 + 60.94)}$$

$$\bar{C} = 0.44$$

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se toman los datos proporcionados en las tablas 7 y 35 por las estaciones hidrometeorológicas Esquipulas y La Fragua respectivamente, que son las más cercanas al punto de ubicación del proyecto.

De acuerdo con los parámetros establecidos en la tabla 7 para un tiempo de retorno de 100 años -ver inciso 3.4-, la intensidad de lluvia en Esquipulas es la siguiente:

$$a = 1,205$$

$$b = 6$$

$$n = 0.686$$

$$t_c = 20 \text{ min -ver inciso b, numeral 2.8.1-}$$

$$I = \frac{1,205}{(20 + 6)^{0.686}} = 128.92 \text{ mm/h}$$

Tabla 35. **Parámetros a, b y n estación hidrometeorológica La Fragua**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
La Fragua								
a	2,360	3,980	3,480	844	840	836	831	827
b	19	22	18	7	7	7	7	7
n	0.99	1.025	0.983	0.642	0.639	0.637	0.632	0.628
R2	0.994	0.994	0.994	0.927	0.926	0.925	0.923	0.922

Fuente: Informe de intensidades de lluvia en Guatemala, s.f., p. 7.

$$a = 827$$

$$b = 7$$

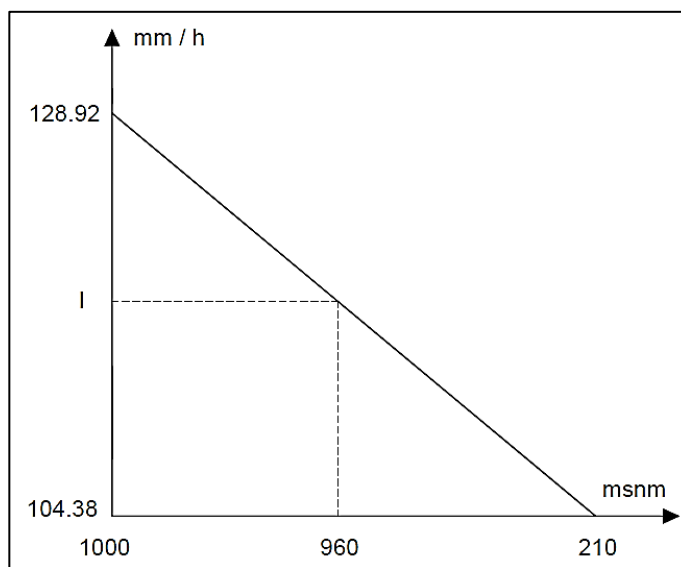
$$n = 0.628$$

$$t_c = 20 \text{ min}$$

$$I = \frac{827}{(20 + 7)^{0.628}} = 104.38 \text{ mm/h}$$

Por medio de interpolación lineal se obtiene un valor estimado de intensidad de lluvia para el punto de estudio -960 m s. n. m. según figura 15- en aldea Valle Dolores. La estación hidrometeorológica de Esquipulas y La Fragua se encuentran a 1000 y 210 m s. n. m. respectivamente según figura 16, por tanto:

Figura 16. **Interpolación de intensidad de lluvia aldea Valle Dolores**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{(1000 - 210)}{(128.92 - 104.38)} = \frac{(960 - 210)}{(I - 104.38)}$$

$$(I - 104.38) = \frac{(960 - 210)(128.92 - 104.38)}{(1000 - 210)}$$

$$(I - 104.38) = 23.30$$

$$I = 104.38 + 23.30 = 127.68 \text{ mm/h}$$

a. Caudal de diseño

Se determina de la siguiente manera:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

Q = descarga máxima en m³/s.

C = coeficiente de escorrentía promedio, adimensional.

I = intensidad de lluvia en mm/h.

A = área por drenar en hectáreas.

Sustituyendo valores:

$$Q = \frac{(0.44 \times 127.68 \times 521.62)}{360} = 81.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.4.2 Tirante hidráulico

Se refiere a la distancia vertical que existe en el punto más profundo de la sección hasta donde llega la crecida máxima del río. Para determinar este valor, es necesario aplicar la fórmula de Manning; considerando el área de la sección de flujo y la altura máxima que esta alcanza -Y_{máx}-, se obtiene de la siguiente expresión:

$$Y_{\text{máx}} = \frac{n \times Q}{L_P \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}}$$

Donde:

$Y_{\text{máx}}$ = altura de la crecida máxima, en m.

n = coeficiente de rugosidad de Manning en corrientes naturales, adimensional.

Q = caudal de diseño, en m^3/s .

L_P = longitud del puente, en m.

R_h = radio hidráulico, en m.

S = pendiente del terreno del cauce, adimensional.

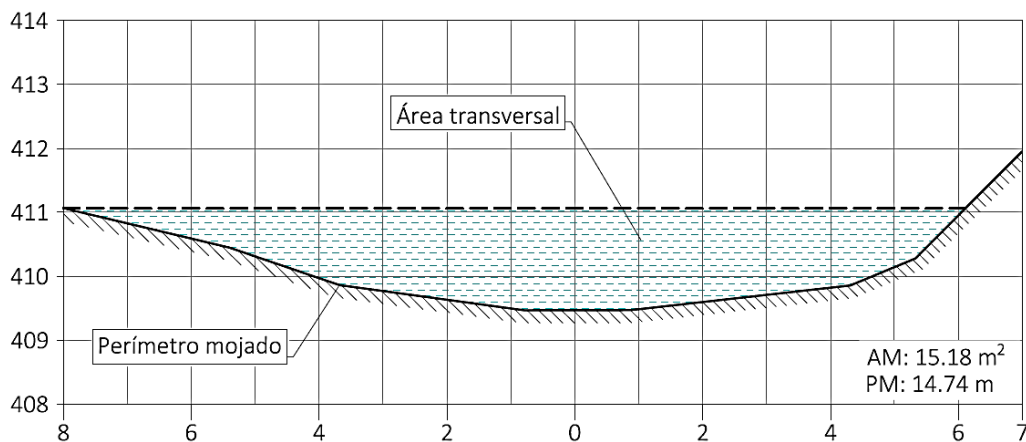
Se procede con lo siguiente:

$$Q = 81.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_P = 15 \text{ metros}$$

El radio hidráulico se calcula con los datos de la figura 17:

Figura 17. **Sección de la quebrada El Zapote**



Fuente: elaboración propia.

$$R_H = \frac{\text{Área mojada}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{15.18}{14.74} = 1.03 \text{ m}$$

La pendiente se obtiene de la relación del cambio de altura de la cuenca 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del punto de ubicación del puente entre la longitud del cauce en ese tramo. De acuerdo con la topografía, la pendiente es la siguiente:

$$S = \frac{(413.70 - 406.50)}{200} = \frac{7.2}{200} = 0.036 = 3.6 \%$$

El coeficiente de rugosidad se obtiene de la tabla 36:

Tabla 36. **Valores de n en corrientes naturales**

Descripción	<i>n</i>
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente.	0.027 - 0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación.	0.033 - 0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia.	0.035 - 0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados.	0.060 - 0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa.	0.100 - 0.200
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña.	0.050 - 0.080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario.	0.030 - 0.200

Fuente: Morales, 2018, p. 16.

Se evalúa las condiciones del terreno y se toma un valor de 0.08 dentro de la categoría de corrientes en terreno rocoso de montaña. Sustituyendo datos en la ecuación anterior:

$$Y_{\text{máx}} = \frac{0.08 \times 81.40}{15 \times (1.03)^{2/3} \times (0.036)^{1/2}} = 2.24 \text{ m}$$

Según las normas AASHTO, en puentes vehiculares debe contemplarse una distancia de 2 metros sobre la altura de la crecida máxima; por lo que, la altura desde el lecho del río hasta la parte inferior de la superestructura será de 4.24 metros.

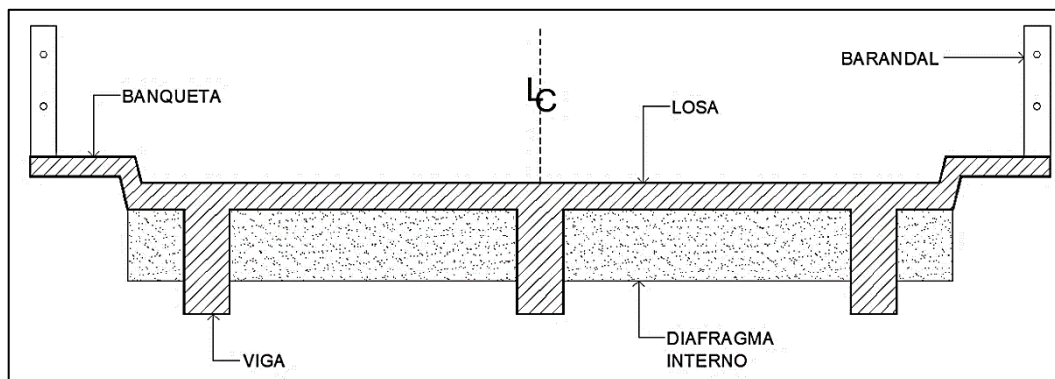
3.5 Estudio de tráfico

El tramo carretero actualmente es intransitable, por lo que para la sustitución del conteo de vehículos debe recurrirse a métodos numéricos que proporcionen valores de tráfico con proyección a futuro, tal como se indicó en el inciso 2.8.2. En la red vial aledaña al tramo carretero pudo determinarse por inspección que el tipo de vehículo con mayor peso y recurrencia es el correspondiente a un H 20-44, que es un camión de diseño con base de carga según las especificaciones estándar de las normas AASHTO -ver figura 20-.

3.6 Superestructura

Es el conjunto de elementos estructurales conformada por losa, banquetas, postes y pasamanos, vigas principales, diafragmas internos y externos como se muestra en la figura 18. Estructuralmente funciona de manera que la losa recibe la carga viva que pasa sobre el puente y la transmite a las vigas principales que están apoyadas en los estribos; estos a su vez reciben la carga muerta por peso propio de los elementos del puente, transmitiendo la carga total a los cimientos para que finalmente estos la transmitan hacia el suelo.

Figura 18. Partes de la superestructura



Fuente: elaboración propia.

Los datos principales que serán utilizados para el diseño de los elementos de la superestructura del puente vehicular son los siguientes:

- Bases de diseño

Basado en los datos de la tabla 37:

Tabla 37. Datos de diseño del puente vehicular

Luz	15.00 m
Ancho de carril	3.05 m
Ancho de rodadura	6.10 m
Ancho de acera	0.85 m
Ancho total	7.80 m
Esfuerzo máximo del concreto (f'_c)	281 kg/cm ² - 4000 PSI
Esfuerzo máximo del acero (f_y)	4200 kg/cm ² - G60
Peso específico del concreto armado (γ_c)	2400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo (γ_{cc})	2500 kg/m ³
Peso específico del asfalto (γ_a)	2100 kg/m ³
Valor soporte del suelo (V_s)	83.23 ton/m ²
Vehículo de diseño	H 20-44

Fuente: elaboración propia.

El ancho de carril mínimo requerido para el vehículo designado es de 10 pies -3.05 m aproximadamente-, según parámetros establecidos en la norma AASHTO (2002, p. 22).

- Pre dimensionamiento
- Vigas principales

La cantidad de vigas corresponde al número de carriles del puente más uno, por lo que para este caso la cantidad de vigas principales serán tres. Para calcular el peralte de las vigas, la norma AASHTO (2002, p. 194) plantea la siguiente ecuación:

$$h_v = \frac{L}{16}$$

Donde:

h_v = peralte de la viga, en metros.

L = luz entre estribos, en metros.

La base de la viga se determina mediante la siguiente expresión:

$$b = \frac{h_v}{3.5}$$

El pre dimensionamiento de la viga es el siguiente:

$$h_v = \frac{15}{16} = 0.94 \text{ m}$$

$$b = \frac{0.94}{3.5} = 0.27 \text{ m}$$

La viga propuesta tendrá una altura de 1.00 metro con losa. La base se establece de 0.35 m con el fin de permitir el flujo del concreto dentro de los espacios entre las barras de acero y para lograr una distancia libre mayor a 25 mm entre varillas según el código ACI (2014, p. 435).

- Losa

Según especificaciones de la norma AASHTO (2002, p. 194) el espesor de la losa se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$t = \frac{1.20 (S + 3.05)}{30}$$

Donde:

t = espesor de la losa, en m.

S = distancia libre entre vigas, en m -ver figura 19-.

$$t = \frac{1.20 (2.20 + 3.05)}{30} = 0.21 \approx 0.20 \text{ m}$$

Se determina un espesor de losa de 20 cm debido a la dificultad en obra para construir una medida tan pequeña; además, este espesor es el estándar para la mayoría de losas en puentes vehiculares.

- Diafragma

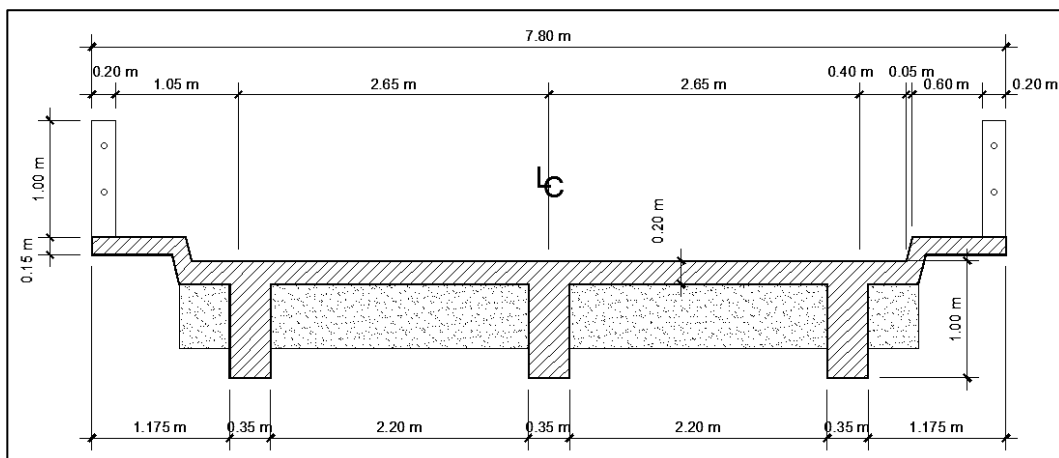
El diafragma debe tener una altura mayor o igual a 0.50 m y una base mayor o igual a 0.30 m, calculándose mediante las siguientes ecuaciones:

$$h_{d-int} = \frac{3}{4} h_v$$

h_{d-int} = peralte del diafragma interior, en m.

$$h_{d-int} = \frac{3}{4}(1.00) = 0.75 \text{ m}$$

Figura 19. Sección acotada de superestructura



104

3.6.1 Losa

Se considera una placa de concreto reforzado que reparte conjuntamente el peso de los vehículos, banqueta, baranda y su propio peso sobre toda la superficie de apoyo de las vigas principales. Es importante determinar cómo trabaja la losa del puente; considerando que trabaja en un solo sentido, el refuerzo principal lo tendrá en el lado corto, perpendicular a la dirección del tráfico.

a. Peralte

Tal como indica la norma AASHTO (2002, p. 194) la losa no puede tener un espesor menor a 17 cm. De acuerdo con el cálculo realizado en la sección 3.6., se utilizará un espesor de 20 cm.

b. Integración de cargas

La losa se ve afectada por cargas muertas y vivas; según la norma AASHTO (2002, pp. 19-20) la primera corresponde al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, mientras que la segunda corresponde al peso vehicular. Para la integración de la carga muerta se considera lo indicado en la tabla 38 -donde “t” es el alto y “b” el ancho del elemento-:

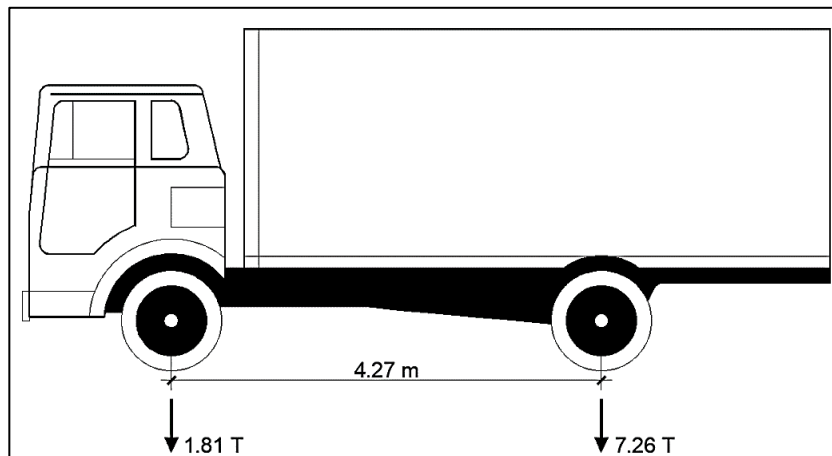
Tabla 38. Integración de cargas muertas

	γ (kg/m ³)	t (m)	b (m)	Total (kg/m)
Losa (W_{losa})	2400	0.20	1.00	480
Barandal (W_{barandal})	2400	0.04*		96
Banqueta (W_{banqueta})	2400	0.15	0.80	288
Asfalto	2100	0.05	1.00	105
Total carga muerta - W_{CM} -				969

Fuente: elaboración propia. *Sección del poste.

Para la integración de la carga viva se considera el peso del eje más pesado del vehículo de diseño, que corresponde a 7.26 T de uno de los ejes traseros del camión H 20-44 de la norma AASHTO, como muestra la figura 20:

Figura 20. **Vehículo de diseño H 20-44**



Fuente: adaptada de AASHTO, 2002, p. 22.

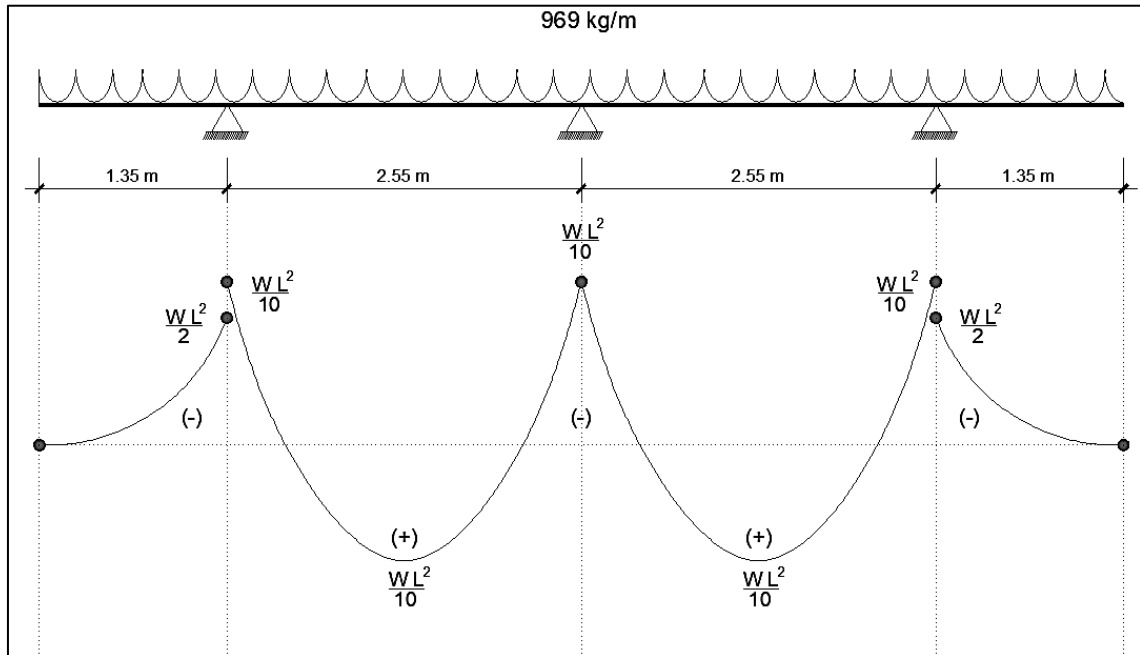
c. **Momentos en la losa**

El cálculo de momentos estará integrado por tres cargas importantes: carga muerta, viva y de impacto. Conjuntamente forman el momento último de diseño, necesario para el cálculo del refuerzo de la losa.

- Momento debido a la carga muerta

El cálculo del momento de carga muerta se determinó por medio del diagrama de la figura 21:

Figura 21. Diagrama de momentos de carga muerta en losa



Fuente: elaboración propia.

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{10}$$

Donde:

M_{CM} = momento debido a la carga muerta, en kg-m.

W_{CM} = carga muerta total, en kg/m

L = luz entre apoyos, en m.

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{2}$$

Donde:

L = luz del voladizo, en m.

Se toma una luz entre apoyos de 2.55 m y de 1.35 m correspondiente al voladizo para determinar el momento de carga muerta:

$$M_{CM} = \frac{969 \times (2.55)^2}{10} = 630.09 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM} = \frac{969 \times (1.35)^2}{2} = 883.00 \text{ kg-m}$$

Se analizan los resultados anteriores y se utiliza el más crítico, correspondiente al del voladizo.

$$M_{CM} = 883.00 \text{ kg-m}$$

- Momento debido a la carga viva

Para el cálculo del momento debido a la carga viva se utiliza la ecuación planteada por la norma AASHTO (2002, p. 36) la cual contempla el refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico:

$$M_{CV} = 0.8 \left(\frac{S + 2}{32} \right) P$$

Donde:

M_{CV} = momento debido a la carga viva, en lb-pie.

S = distancia libre entre vigas, en pies.

P = peso del eje más pesado, en lb.

Se toma una luz libre entre vigas de 2.20 m = 7.22 pies y un peso de 7.26 T = 16,005.56 lb para determinar el momento por carga viva:

$$M_{CV} = 0.8 \left(\frac{7.22 + 2}{32} \right) \times 16,005.56$$

$$M_{CV} = 3,689.28 \text{ lb-pie} \times \frac{1 \text{ kg}}{2.2046 \text{ lb}} \times \frac{0.3048 \text{ m}}{1 \text{ pie}} \cong 510.07 \text{ kg-m}$$

- Momento debido al impacto

El factor de impacto -I- se calcula como un incremento de la carga viva. De acuerdo con la norma AASHTO (2002, p. 21) este debe ser igual o menor a un 30%, calculándose con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{S + 38} \leq 0.30$$

Donde:

I = fracción de impacto.

S = distancia libre entre vigas, en m.

$$I = \frac{15.24}{2.20 + 38} = 0.379 > 0.30$$

Se usará $I = 0.30 = 30\%$.

d. Momento último de diseño

Es el resultado de la integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que actúan en la losa, utilizado en el diseño a flexión de la misma. La norma AASHTO (2002, p. 30) plantea la siguiente ecuación para encontrar su valor:

$$M_U = \gamma \left[\beta_D M_{CM} + \beta_L (M_{CV} \times l) \right]$$

Donde:

M_U = momento último de diseño, en kg-m.

γ = factor de carga de diseño, adimensional -ver tabla 39-.

β_D = factor de carga muerta, adimensional -ver tabla 39-.

β_L = factor de carga viva, adimensional -ver tabla 39-.

Tabla 39. **Factores de carga de diseño**

Factor	Valor
γ	1.30
β_D	1.00
β_L	1.67

Fuente: adaptada de AASHTO, 2002, p. 31.

Sustituyendo valores:

$$M_U = 1.3 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} \times l) \right]$$

$$M_U = 1.3 \left[883.00 + \frac{5}{3} (510.07 \times 1.30) \right] = 2,584.60 \text{ kg-m}$$

e. **Peralte efectivo**

Para el cálculo del peralte efectivo debe considerarse los valores mínimos para recubrimientos de la norma AASHTO (2002, p. 217). Para una losa de concreto en clima templado debe existir un recubrimiento en la parte superior e inferior de 5 y 2.5 cm respectivamente, por tanto se calcula de la siguiente manera:

$$d = t - r - (\Phi / 2)$$

Donde:

d = peralte efectivo, en cm.

t = espesor de losa, en cm.

r = recubrimiento, en cm.

Φ = diámetro de varilla, en cm.

Considerando varillas No. 4 (1/2 pulg = 1.27 cm):

$$d = 20 - 2.5 - (1.27 / 2) = 16.865 \text{ cm}$$

f. Refuerzo en la losa

Consistirá en dos camas de acero: superior e inferior. Cada una tendrá refuerzo en sentido transversal y longitudinal en forma de parrilla, cumpliendo con los valores requeridos por el código ACI y la norma AASHTO:

- Refuerzo transversal en cama inferior

Para el cálculo del área de acero requerido se utiliza la ecuación:

$$A_s = \left[(b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_U \times b}{0.003825 f'_c}} \right] \times \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

Donde:

b = ancho unitario, en cm.

d = peralte efectivo, en cm.

M_U = momento último de diseño, en kg-m.

f'_c = esfuerzo máximo del concreto, en kg/cm².

f_y = esfuerzo máximo del acero, en kg/cm².

Dados los siguientes datos se calcula el refuerzo:

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

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_U = 2,584.60 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left[(100 \times 16.865) - \sqrt{(100 \times 16.865)^2 - \frac{2584.60 \times 100}{0.003825 (281)}} \right] \times \frac{0.85 (281)}{(4200)}$$

$$A_s = 4.14 \text{ cm}^2$$

Este valor debe compararse con el área de acero mínimo y máximo:

- Acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14.1}{4200} \times 100 \times 16.865 = 5.66 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \times b \times d$$

Donde:

$\rho_{\text{máx}}$ = porcentaje de acero máximo en zona sísmica, dado por:

$$\rho_{\text{máx}} \leq 0.5 \rho_{\text{bal}}$$

Donde:

ρ_{bal} = porcentaje de acero en balance, para producir una falla balanceada, expresado por:

$$\rho_{\text{bal}} = \phi \beta_1 E_s \left[\frac{0.003 \times f'_c}{f_y ((0.003 \times E_s) + f_y)} \right]$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia en sección por tracción, adimensional.

β_1 = factor para la distribución equivalente de esfuerzos en el concreto, adimensional.

E_s = módulo de elasticidad de Young del acero, en kg/cm².

Dados los siguientes datos iniciales se calcula el acero máximo:

$$\phi = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ -para concreto menor o igual a 4000 PSI-}$$

$$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.90 \times 0.85 \times (2.06 \times 10^6) \left[\frac{0.003 \times 281}{4200 ((0.003 \times (2.06 \times 10^6)) + 4200)} \right]$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.0305$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 (0.0305) = 0.01525$$

$$A_{S\text{máx}} = 0.01525 \times 100 \times 16.705 = 25.48 \text{ cm}^2$$

Comparando resultados:

$$\begin{array}{ccccc} A_{S\min} & < & A_S & < & A_{S\max} \\ 5.66 \text{ cm}^2 & > & 4.14 \text{ cm}^2 & < & 25.48 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Se emplea el área de acero mínima. Proponiendo varillas No. 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$), se calcula el espaciamiento:

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1.27}{5.66} = 0.22 \approx 0.20 \text{ m}$$

Se utilizarán varillas No. 4 G60 @ 20 cm.

- Refuerzo transversal en cama superior

Según la norma AASHTO (2002, p. 216) y de acuerdo con los parámetros establecidos en el código ACI este refuerzo corresponde al acero por temperatura, calculado mediante la siguiente expresión:

$$A_{S\text{temp}} = 0.002 \times b \times t$$

Donde:

b = ancho unitario, en cm.

t = espesor de la losa, en cm.

$$A_{S\text{temp}} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$) se calcula el espaciamiento:

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1.27}{4.00} = 0.318 \approx 0.30 \text{ m}$$

Se utilizarán varillas No. 4 G60 @ 30 cm.

- Refuerzo longitudinal en cama superior e inferior -paralelo al tráfico-

De acuerdo con la norma AASHTO (2002, p. 37) la cantidad de refuerzo debe ser como máximo el 50% del refuerzo principal requerido para el momento positivo, correspondiente al refuerzo transversal, por lo que se utiliza la siguiente ecuación:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

Donde S es la distancia libre entre vigas en pies (2.20 m = 7.22 pies).

Por tanto:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{7.22}} = 81.88\% > 50\%$$

Se utilizará el 50% del refuerzo transversal, por lo que:

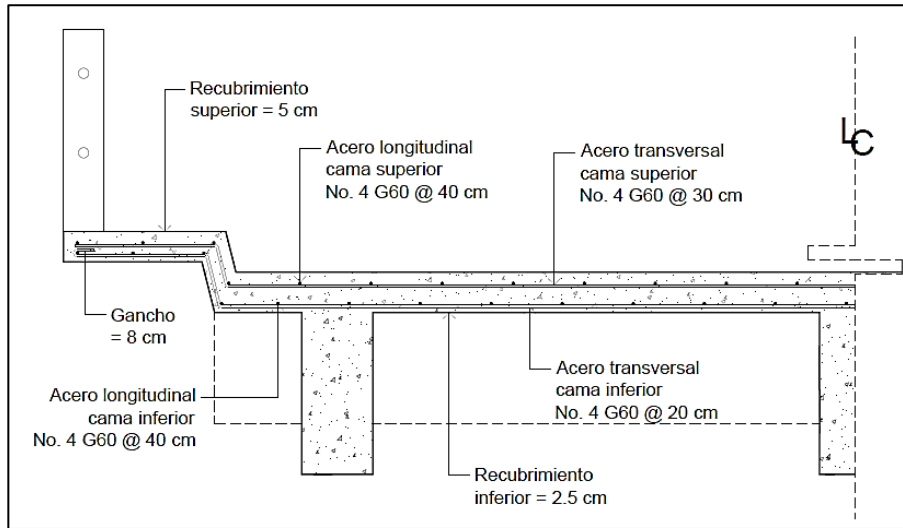
$$A_{\text{long}} = 5.66 \text{ cm}^2 \times 0.50 = 2.83 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de acero No. 4 ($A_v = 1.27 \text{ cm}^2$), se calcula el espaciamiento:

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1.27}{2.83} = 0.448 \approx 0.40 \text{ m}$$

Se utilizarán varillas No. 4 G60 @ 40 cm. El armado completo de la losa se muestra en la figura 22:

Figura 22. **Armado de losa de puente vehicular**



Fuente: elaboración propia.

3.6.2 Barandal

Son columnas de concreto reforzado con una altura de 1 metro y separados a 1.50 metros paralelamente, con pasamanos de tubo circular de 2" de diámetro, de hierro galvanizado -HG- perpendicular a los postes. Inicialmente se puede determinar el acero longitudinal mínimo por el porcentaje de la sección bruta que está entre 0.01 - 0.08 como especifica el código ACI (2014, p. 166).

Siendo A_g el área de la sección de la columna se obtiene lo siguiente:

$$A_g = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

Utilizando un área de acero correspondiente a 1.5% se tiene:

$$A_S = 1.5\% A_g$$

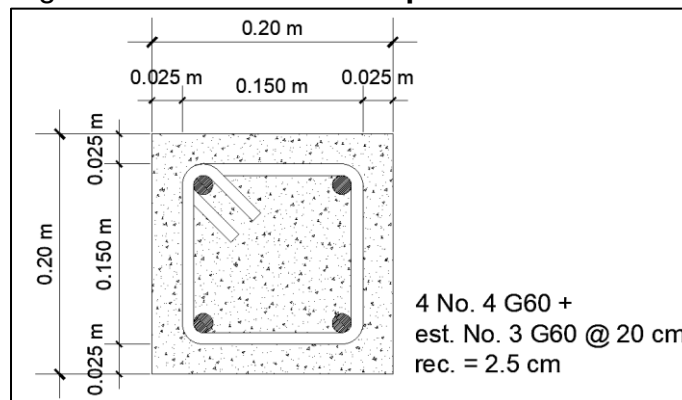
$$A_S = 1.5\% (400) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No. 5 ($A = 1.98 \text{ cm}^2$), se encuentra la cantidad de varillas longitudinalmente a ocupar:

$$\#varillas = \frac{6.00}{1.98} = 3.03 \cong 4 \text{ varillas}$$

Se utilizarán 4 varillas No. 5 G60 (7.92 cm^2) como refuerzo longitudinal. Para el refuerzo transversal, la separación de los estribos puede ser la menor dimensión de la columna, con estribos de varilla No. 3, debido a que se utiliza No. 3 para barras longitudinales menores a No. 10 (ACI, 2014, p. 464), tal como muestra la figura 23:

Figura 23. **Sección de poste de barandal**



Fuente: elaboración propia.

3.6.3 Banqueta

La banquetta será de concreto con un espesor de 15 cm. Según indica Serrano (2007) el momento último que actúa en la banquetta es similar al momento último que actúa en la losa principal, por lo tanto, quedará reforzada

mediante la prolongación del acero de refuerzo de la losa como se muestra en la figura 22, para el correcto soporte de las cargas que actúan sobre esta y para hacer un armado más homogéneo (pp. 137-140).

3.6.4 Bombeo y drenaje

Para el establecimiento del drenaje, primero es necesario proporcionar un bombeo transversal de 2% en la losa del puente para que conduzca el agua hacia los extremos, donde se ubicará tubería de PVC de 3 plg de diámetro a cada 3 m, a lo largo del puente, en ambos lados para evacuar dicha agua. Los tubos serán colocados a 1 cm dentro del bordillo de la banquetta.

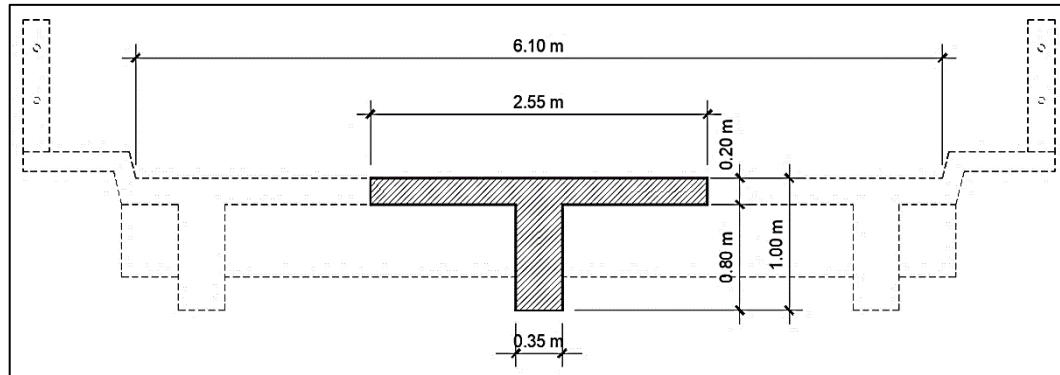
3.6.5 Vigas

Las vigas son los elementos de la superestructura que se extienden longitudinalmente por debajo de la losa, atribuyéndole el soporte de la carga viva y la carga muerta de los otros elementos de la superestructura, para luego transmitir dicha carga hacia los apoyos -estribos-.

a. Sección de viga

La sección de la viga se realizó a partir de los cálculos en el pre dimensionamiento de los elementos de la superestructura de la sección 3.6. Sus medidas se muestran en la figura 24:

Figura 24. **Dimensionamiento de viga principal**



Fuente: elaboración propia.

b. Momentos en la viga

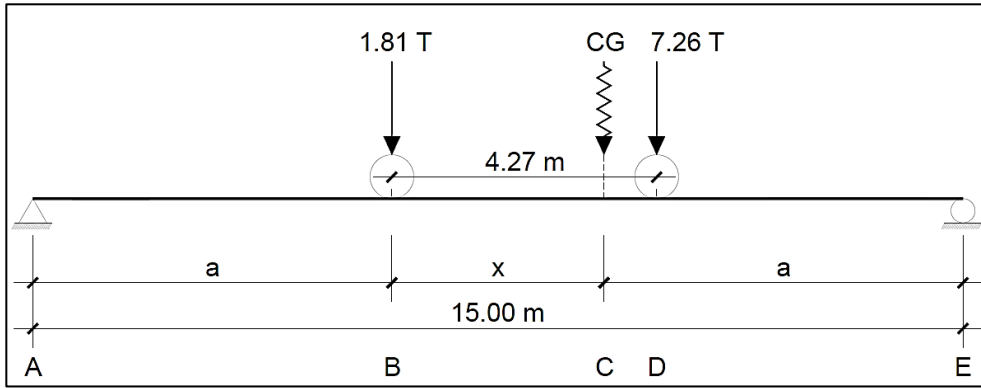
Similar que en la losa, el cálculo de momentos estará integrado por tres cargas importantes: carga viva, muerta y de impacto. Estas integran el momento último de diseño, necesario para el cálculo del refuerzo.

- Momento producido por sobrecarga

Se basa en lo siguiente: “el momento flexionante bajo una carga determinada es máximo cuando en el punto medio entre la carga y la resultante de las cargas que existen en el vano coincide con el punto medio del claro” (Serrano, 2007, p. 96).

Utilizando la carga del vehículo H 20-44 -ver figura 20- se analiza la posición en la viga para encontrar el centro de gravedad como se muestra en la figura 25:

Figura 25. **Diagrama de centro de gravedad de carga viva**



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_C = 0$$

$$1.81x - 7.26(4.27 - x) = 0$$

$$1.81x - 31.00 + 7.26x = 0$$

$$x = \frac{31.00}{9.07} = 3.42 \text{ m}$$

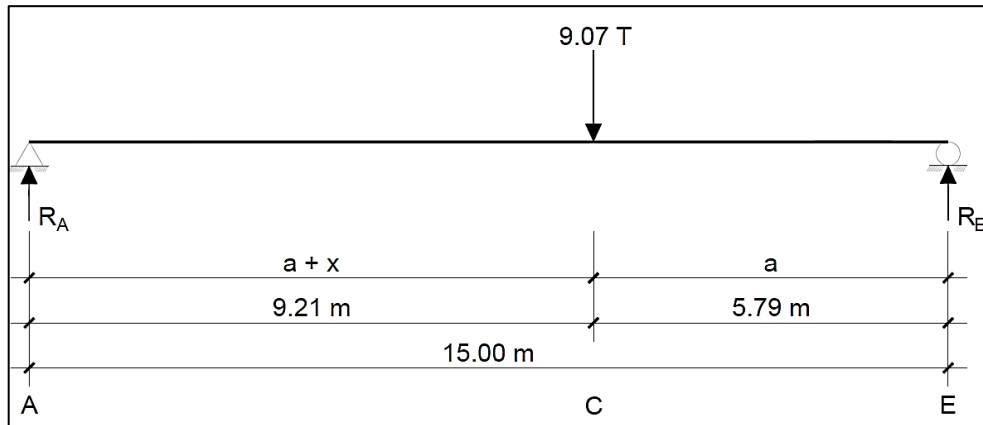
Encontrando el valor de “a”:

$$2a + x = 15$$

$$a = \frac{15 - x}{2} = \frac{15 - 3.42}{2} = 5.79 \text{ m}$$

El diagrama de cuerpo libre se muestra en la figura 26:

Figura 26. Diagrama de cuerpo libre de reacciones en la viga



Fuente: elaboración propia.

Encontrando las reacciones en los apoyos:

$$+ \circlearrowleft \sum M_A = 0$$

$$- 9.07(9.21) + R_E(15) = 0$$

$$R_E = 5.57 \text{ Ton}$$

$$+ \uparrow \sum F_Y = 0$$

$$R_A - 9.07 + 5.57 = 0$$

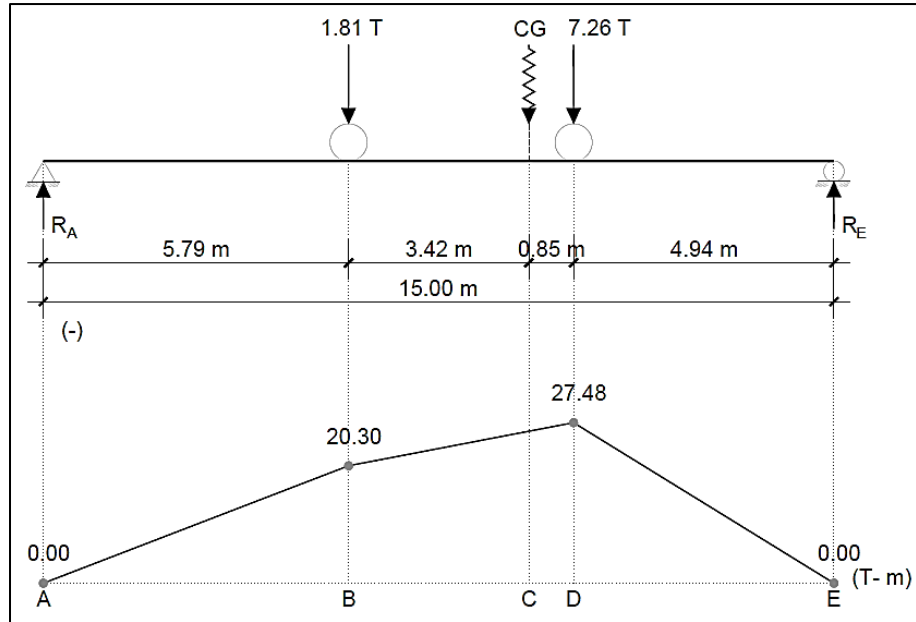
$$R_A = 3.50 \text{ Ton}$$

El momento máximo producido por la sobrecarga será en el punto del eje más cercano al centro de gravedad del vehículo. Para este caso en particular, el momento máximo se obtendrá en el punto D de la viga -ver figura 25-, por lo que:

$$+ \circlearrowleft \sum M_D = - 3.50(5.79 + 4.27) + 1.81(4.27) = 27.4813 \text{ Ton-m } \circlearrowleft$$

El cálculo de este momento se representa en la figura 27:

Figura 27. **Diagrama de momentos por carga viva**



Fuente: elaboración propia.

- Momento debido al impacto

Se realiza el cálculo con la ecuación planteada en el inciso c, numeral 3.6.1, utilizando como "L" la longitud total de la viga:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{15 + 38} \approx 0.29 \leq 0.30$$

Se usará $I = 0.29 = 29\%$.

- Momento por carga muerta

Se calcula mediante la integración de los elementos de la tabla 40 -donde “t” es el alto y “b” el ancho del elemento-:

Tabla 40. Integración de cargas muertas

	γ (kg/m ³)	t (m)	b (m)	Total (kg/m)
Losa - W_{losa} -	2400	0.20	2.55	1224
Viga - W_{viga} -	2400	0.80	0.35	672
Asfalto	2100	0.05	2.55	267.75
Total carga muerta en la viga -W_{CMV}-				2163.75

Fuente: elaboración propia.

Se calcula la carga puntual debido al peso de los diafragmas en la tabla 41:

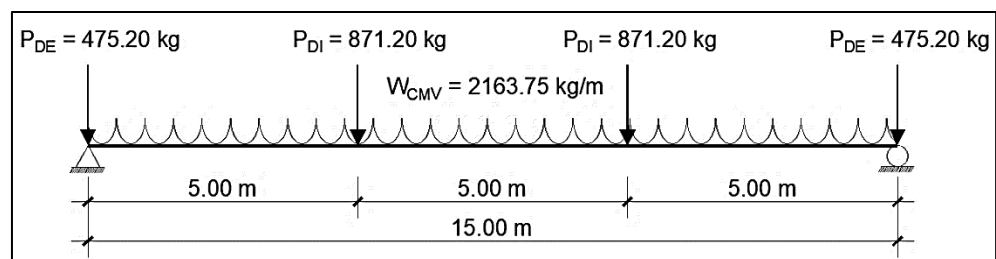
Tabla 41. Peso de diafragmas en puente vehicular

	γ (kg/m ³)	t (m)	b (m)	largo (m)	Total (kg)
Diafragma exterior - P_{DE} -	2400	0.30	0.30	2.20	475.20
Diafragma interior - P_{DI} -	2400	0.55	0.30	2.20	871.20

Fuente: elaboración propia.

Tomando en cuenta los cálculos anteriores construimos el modelo de carga muerta como muestra la figura 28:

Figura 28. Diagrama de carga muerta en viga principal



Fuente: elaboración propia.

Analizando la viga mediante el método estático, el momento máximo producido por la carga muerta se calcula en el punto medio mediante la siguiente expresión simplificada:

$$M_{\text{MáxCM}} = \frac{W_{\text{CMV}} \times L^2}{8} + P_{\text{DI}} \times a$$

Donde:

$M_{\text{MáxCM}}$ = momento máximo por la carga muerta, en kg-m.

W_{CMV} = carga muerta total en la viga, en kg/m.

L = largo del puente, en m.

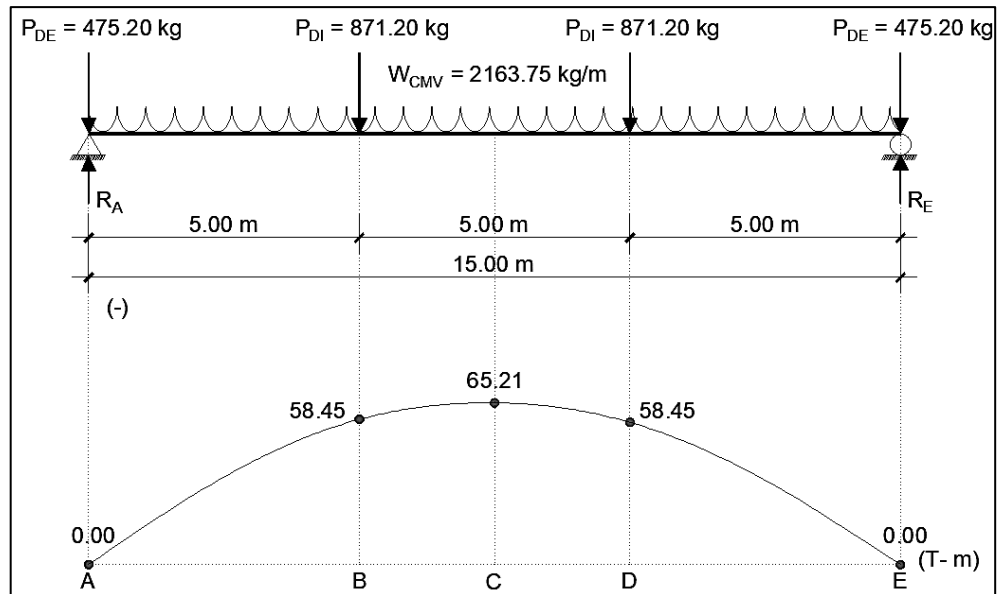
P_{DI} = carga puntual de diafragma interno, en kg.

a = distancia del diafragma al apoyo en m -ver figura 28-.

$$M_{\text{MáxCM}} = \frac{2163.75 \times (15)^2}{8} + (871.20) \times (5) = 65,211.47 \text{ kg-m } \cup$$

El cálculo de este momento se representa en la figura 29:

Figura 29. **Diagrama de momento por carga muerta en la viga**



Fuente: elaboración propia.

c. Factor de distribución

La ubicación de un vehículo en el puente puede ser variable, por lo que, el cálculo de esfuerzos máximos por carga viva representa solamente un valor aproximado. Para el análisis transversal, el procedimiento distribuye los esfuerzos totales en cada sección transversal entre los elementos mediante el denominado factor de distribución.

El factor de distribución es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga. La norma AASHTO (2002, p. 33) indica que, para un puente de 2 vías y, utilizando la máxima distancia ($S = 10'$) el factor de distribución se calcula mediante la expresión:

$$FD = \frac{10}{6} = 1.67$$

d. Momento último de diseño

El momento último que actúa en la viga se determina de la siguiente manera -ver inciso d, numeral 3.6.1-:

- Datos iniciales

$$FD = 1.67$$

$$M_{CM} = 65,211.47 \text{ kg-m}$$

$$M_{CV} = 27.4813 \text{ T-m} = 27,481.30 \text{ kg-m}$$

$$I = 29\% = 1.29$$

$$M_U = 1.3 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} \times I \times FD) \right]$$

$$M_U = 1.3 \left[65,211.47 + \frac{5}{3} (27,481.30 \times 1.29 \times 1.67) \right]$$

$$M_U = 213,048.0 \text{ kg-m}$$

e. Refuerzo en la viga

La viga principal será doblemente reforzada para cumplir con los requerimientos de ductilidad del código ACI. El refuerzo principal estará conformado como mínimo por dos barras longitudinales, tanto en la parte superior como inferior y, debido a la retracción del fraguado del concreto, debe proporcionarse acero adicional. El área de acero se calcula de la siguiente manera:

- Área de acero requerida -ver inciso f, numeral 3.6.1-

$b = 35 \text{ cm}$ -base de la viga-

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$M_U = 213,048.0 \text{ kg-m}$

El peralte efectivo será la distancia de la cara superior de la viga hacia el centroide de las dos camas inferiores de acero. Utilizando varilla no. 8 ($\varnothing = 2.54 \text{ cm}$), estribo No. 3 ($\varnothing = 0.9525$), recubrimiento de 5 cm y un espacio entre barras principales de 3 pulg (7.62 cm), el peralte efectivo es:

$$d = 100 - 5 - 0.9525 - 2.54 - (7.62/2) = 87.698 \text{ cm}$$

$$A_S = \left[(b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_U \times b}{0.003825 f'_c}} \right] \times \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$A_S = \left[(35 \times 87.698) - \sqrt{(35 \times 87.698)^2 - \frac{213,048.0 \times 35}{0.003825 (281)}} \right] \times \frac{0.85 (281)}{(4200)}$$

$$A_S = 84.93 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14.1}{4200} \times 35 \times 87.698 = 10.30 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{S\text{máx}} = 0.5 \rho_{\text{bal}} \times b \times d$$

$$A_{S\text{máx}} = 0.5 (0.0305) \times 35 \times 87.698 = 46.81 \text{ cm}^2$$

Comparando resultados:

$$\begin{array}{ccccc} A_{S\text{mín}} & < & A_S & < & A_{S\text{máx}} \\ 10.30 \text{ cm}^2 & < & 84.93 \text{ cm}^2 & > & 46.81 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Se utilizará el área de acero máximo.

- Acero de refuerzo a tensión -cama inferior-

Utilizando varillas de acero No. 8 ($A_v = 5.07 \text{ cm}^2$):

$$\# \text{varillas} = \frac{46.81}{5.07} \approx 10 \text{ varillas}$$

Se utilizarán 10 varillas No. 8 G60 como refuerzo longitudinal, la mitad como varillas corridas y el resto como bastones en el centro de la viga.

- Acero de refuerzo a compresión -cama superior-

Se utiliza 1/3 del acero a tensión. Utilizando varillas de acero No. 8 ($A_v = 5.07 \text{ cm}^2$):

$$\# \text{varillas} = \frac{15.60}{5.07} \approx 4 \text{ varillas}$$

Se utilizarán 4 varillas No. 8 G60 como refuerzo longitudinal.

- Refuerzo adicional por altura

El refuerzo adicional sirve para contrarrestar el fenómeno de exceso de agregado fino en el concreto y también por área mínima de acero por pie de alto en la sección. Según las normas AASHTO, se coloca 0.25 plg^2 por cada pie de altura, es decir, 5.29 cm^2 por cada metro de altura, por lo que:

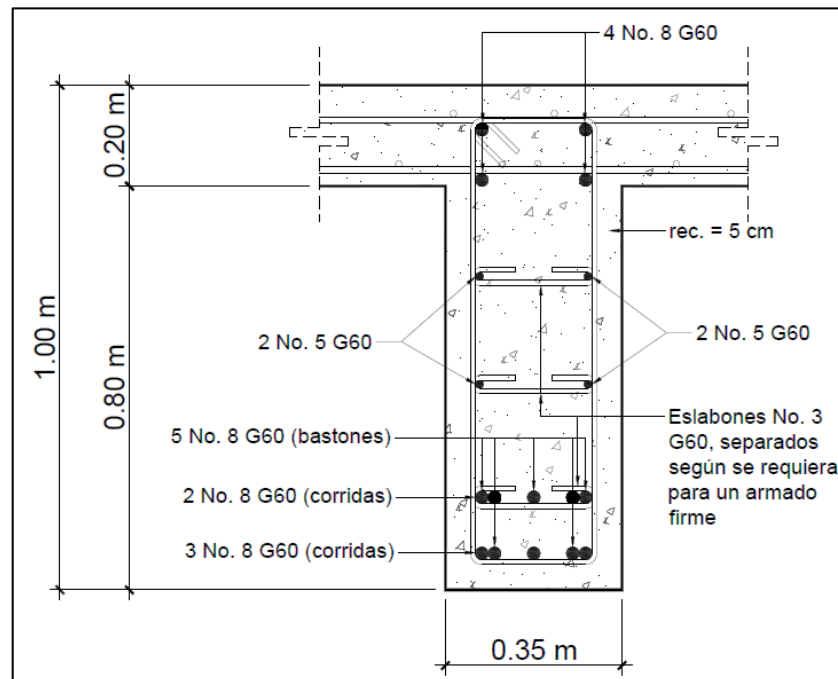
$$A_{\text{Sad}} = 5.29 \times h_v = 5.29 \times 1.00 = 5.29 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 4 varillas de acero No. 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$):

$$4 \times 1.98 = 7.92 \text{ cm}^2$$

El armado de la viga principal se muestra en la figura 30:

Figura 30. **Armado de viga principal**



Fuente: elaboración propia.

f. Diseño a corte

Consiste en la colocación del refuerzo transversal en la viga por medio de estribos de acero para que esta pueda soportar las fuerzas cortantes provocadas por las cargas que soporta, bajo los requerimientos del código ACI. La fuerza cortante que se produce estará compuesta por las cargas muerta, viva y la de impacto.

- Corte por carga muerta

Analizando la viga mediante el método estático, el corte máximo por la carga muerta es producido en el punto de apoyo. Se analizará su valor con las cargas mostradas en la figura 29; haciendo corte en el punto medio de la viga, se obtiene la siguiente expresión simplificada:

$$V_{CMV} = \frac{W_{CMV} \times L}{2} + P_{DI}$$

Donde:

V_{CMV} = corte total por carga muerta, en kg.

W_{CMV} = carga muerta total en la viga, en kg/m -ver tabla 40-.

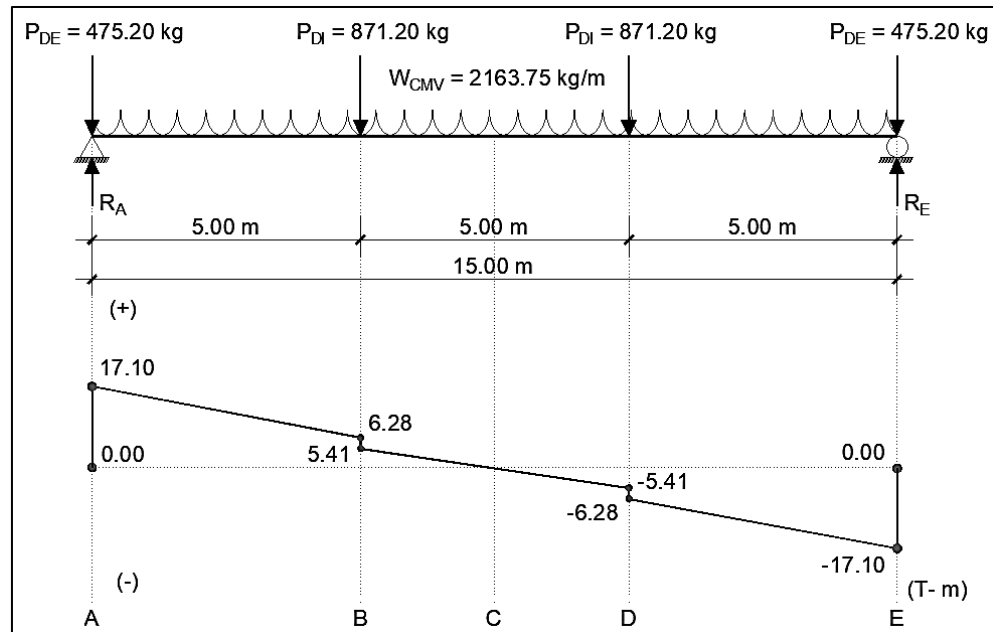
L = longitud del puente, en m.

P_{DI} = carga puntual de diafragma interno, en kg -ver tabla 41-.

$$V_{CMV} = \frac{2163.75 \times 15}{2} + 871.20 = 17,099.33 \text{ kg } \uparrow$$

El cálculo del corte se representa en la figura 31:

Figura 31. Diagrama de corte por carga muerta

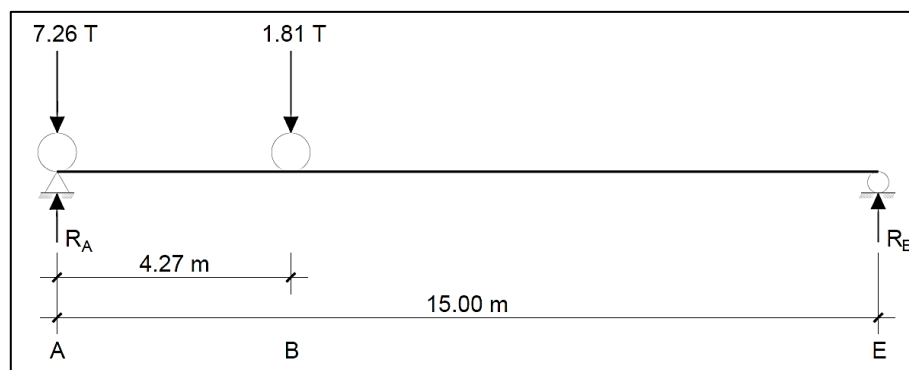


Fuente: elaboración propia.

- Corte por carga viva

El corte máximo por la sobrecarga del vehículo ocurre cuando el eje con mayor peso se encuentra sobre el apoyo, como lo muestra la figura 32:

Figura 32. Diagrama de posición de tándem para esfuerzo cortante



Fuente: elaboración propia.

Encontrando las reacciones en los apoyos:

$$+ \curvearrowright \sum M_A = 0$$

$$- 1.81(4.27) + R_E(15) = 0$$

$$R_E = 0.515 \text{ T}$$

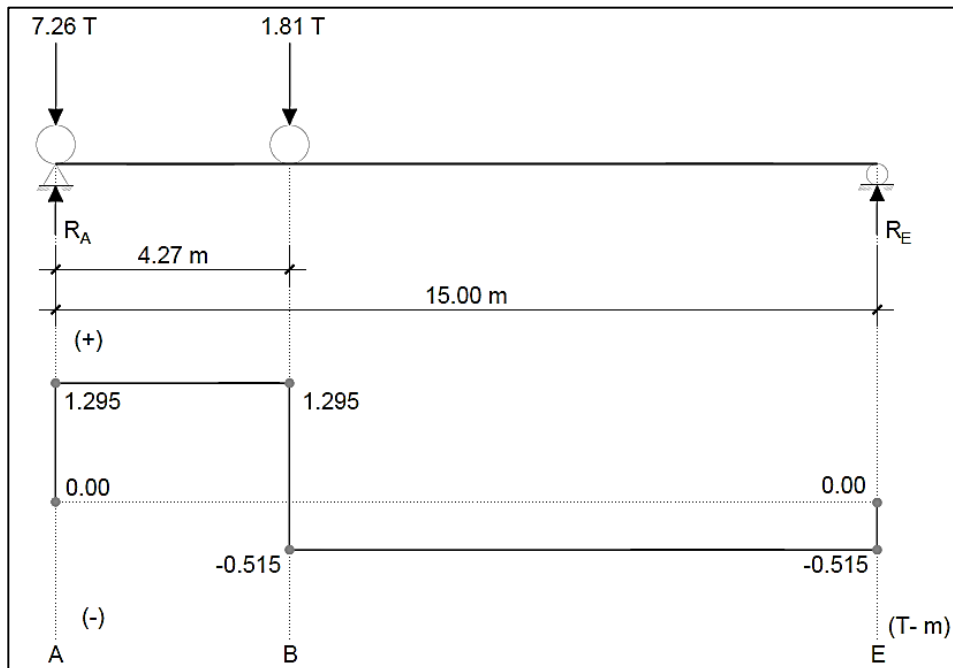
$$+ \uparrow \sum F_Y = 0$$

$$R_A - 7.26 - 1.81 + 0.515 = 0$$

$$R_A = 8.555 \text{ T}$$

El corte máximo producido por la sobrecarga ocurre en R_A . El cálculo del corte se representa conjuntamente en la figura 33:

Figura 33. **Diagrama de corte por sobrecarga**



Fuente: elaboración propia.

- Corte debido al impacto

Se utilizará el mismo valor calculado para el momento debido al impacto de la viga en el inciso b, numeral 3.6.5, siendo de $0.29 = 29\%$.

- Corte último de diseño

El corte último que actúa en la viga se determina con la siguiente fórmula:

- Datos iniciales

$$FD = 1.67$$

$$V_{CMV} = 17,099.33 \text{ kg}$$

$$V_{CV} = 8.555 \text{ T} = 8,555.00 \text{ kg}$$

$$I = 29\% = 1.29$$

$$V_u = 1.3 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} \times I \times FD) \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[17,099.33 + \frac{5}{3} (8,555.00 \times 1.29 \times 1.67) \right]$$

$$V_u = 62,160.87 \text{ kg}$$

- Cortante que resiste el concreto

La resistencia a corte proporcionada por el concreto se expresa con la siguiente fórmula:

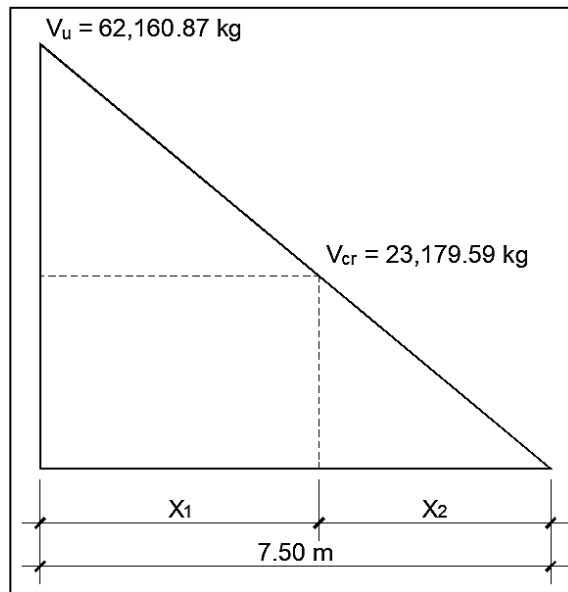
$$V_{cr} = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

Según la norma AASHTO (2002, p. 202) el factor de reducción de resistencia para elementos a corte es de $\phi = 0.85$, por lo que:

$$V_{cr} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{281} \times 35 \times 87.698 = 23,179.59 \text{ kg}$$

Debido a que el cortante del concreto es menor que el corte último de la viga ($V_u > V_{cr}$), es necesario calcular mediante triángulos semejantes, la distancia del área de confinamiento de la viga para mayor refuerzo se representa en la figura 34:

Figura 34. **Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{V_u}{7.50} = \frac{V_{cr}}{X_2}$$

$$X_2 = \frac{V_{cr} \times 7.50}{V_u} = \frac{23,179.59 \times 7.50}{62,160.87} = 2.80 \text{ m}$$

$$X_1 = 7.50 - 2.80 = 4.70 \text{ m}$$

- Refuerzo a corte

Según el código ACI (2014, p. 294) el primer estribo cerrado en el área de confinamiento debe estar situado a 5 cm a partir de la cara de la viga en el apoyo y el espaciamiento máximo de los estribos no debe exceder de 150 mm (15 cm). El espaciamiento de estribos en el área confinada puede determinarse con la siguiente fórmula simplificada:

$$S = \frac{2 A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} \leq 15 \text{ cm}$$

Donde:

A_v = área de la varilla del estribo, en cm^2 .

f_y = esfuerzo máximo del acero, en kg/cm^2 .

d = peralte efectivo de la viga, en cm.

V_u = corte último de diseño, en kg.

V_{cr} = cortante del concreto, en kg.

Para el espaciamiento del estribo en el área no confinada, el código ACI (2014, p. 155) propone utilizar un espaciamiento máximo igual que $d/4$ o 300 mm (30 cm), cual sea el menor. Debido a los traslapes existentes entre las varillas, se tomará el espaciamiento mínimo de estribos igual a 100 mm (10 cm).

- Espaciamiento en área confinada

Utilizando los siguientes datos:

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2 \text{ -varilla No. 3-}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 87.698 \text{ cm}$$

$$V_u = 62,160.87 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 23,179.59 \text{ kg}$$

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 87.698}{62,160.87 - 23,179.59} \leq 15 \text{ cm}$$

$$S = 13.42 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$$

Se usará $S = 13 \text{ cm}$. El armado de estribos en el área confinada -del apoyo al centro de la viga- queda de la siguiente manera: 1er. estribo No. 3 G60 a 5 cm + estribos No. 3 G60 @ 10 cm en 2.70 m + estribos No. 3 G60 @ 13 cm en 2.00 m, para ambos lados.

- Espaciamiento en área no confinada

$$S = d/4 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S = 87.698 / 4 = 21.92 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Se usará $S = 20 \text{ cm}$. El armado de estribos en el área no confinada -del centro de la viga al apoyo- queda de la siguiente manera: estribos No. 3 G60 @ 20 cm en 5.60 m.

3.6.6 Diafragma

Son elementos estructurales diseñados para “evitar el desplazamiento lateral de las vigas principales” de la superestructura del puente (Serrano, 2007, p. 124).

Según la norma AASHTO (2002, p. 279) las vigas deben estar provistas de marcos transversales o diafragmas en cada apoyo y también colocar intermedios, en intervalos que no sobrepase los 25 pies -7.62 m-. Preferiblemente tendrán un peralte de $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de la profundidad de la viga principal.

El ancho normal para diafragmas internos y externos será de 30 cm, con un peralte no menor a 50 cm y un recubrimiento mínimo de 5 cm (AASHTO, 2002, p. 217); se deben utilizar para luces mayores a 12 m (AASHTO, 2002, p. 195).

a. Diafragma exterior

La sección del diafragma exterior se realizó a partir de los cálculos en el pre dimensionamiento de los elementos de la superestructura de la sección 3.6., obteniendo una base de 30 cm y un peralte de 50 cm, correspondiente a la mitad del peralte de la viga principal.

- Acero de refuerzo a flexión

Debido a que el diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso, el refuerzo a flexión será utilizando el cálculo de acero mínimo, con lo siguientes datos:

$$h_{d-ext} = 50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.905 \text{ cm -varilla No. 6-}$$

$$d = 50 - 5 - 0.95 - (1.905 / 2) = 43.10 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{Smin} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{Smin} = \frac{14.1}{4200} \times 30 \times 43.10 = 4.34 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas de acero No. 6:

$$2 (2.85) = 5.70 \text{ cm}^2$$

Las varillas de acero serán corridas, grado 60, colocadas en la cama inferior y superior.

- Refuerzo adicional por altura

Utilizando 5.29 cm^2 por cada metro de altura -ver inciso e, numeral 3.6.5.- se calcula:

$$A_{Sad} = 5.29 \times h_{d-ext} = 5.29 \times 0.50 = 2.645 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas de acero No. 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$):

$$2 \times 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo a corte

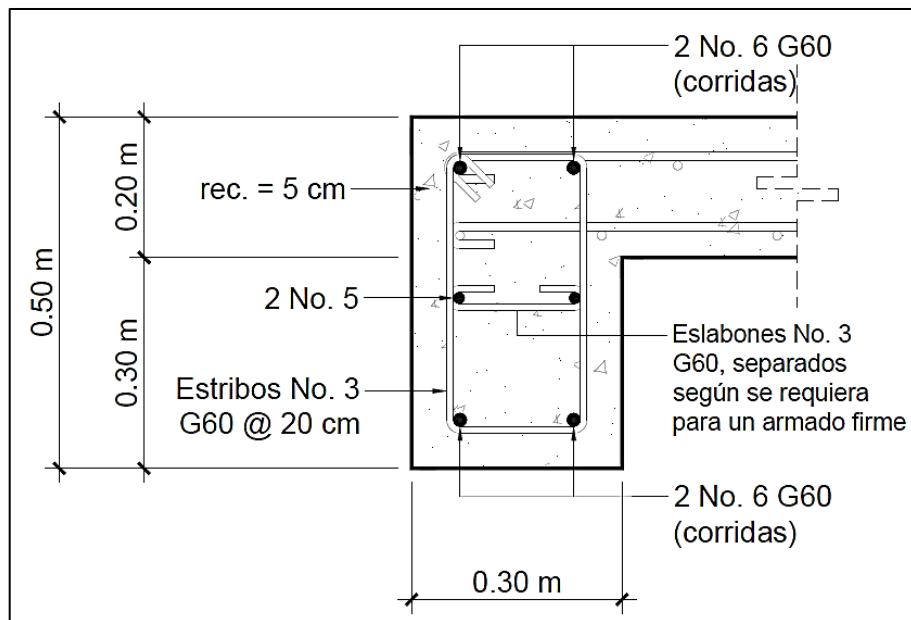
Según el código ACI (2014, p. 295) cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga. Por lo que:

$$S = d/2 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S = 43.10 / 2 = 21.55 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G60 @ 20 cm. El armado se muestra en la figura 35:

Figura 35. **Armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia.

b. Diafragma interno

La sección del diafragma interno se calcula en el pre dimensionamiento en la sección 3.6., obteniendo una base de 30 cm y un peralte de 75 cm, correspondiente a $\frac{3}{4}$ del peralte de la viga principal. El acero de refuerzo se calculará de la misma manera que para el diafragma externo:

- Acero de refuerzo a flexión

$$h_{d-int} = 75 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.905 \text{ cm -varilla No. 6-}$$

$$d = 75 - 5 - 0.95 - (1.905 / 2) = 68.10 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{Smin} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{Smin} = \frac{14.1}{4200} \times 30 \times 68.10 = 6.86 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas de acero No. 6 + 1 No. 5:

$$2 (2.85) + 1.98 = 7.68 \text{ cm}^2$$

Las varillas de acero serán corridas, grado 60, colocadas en la cama inferior y superior.

- Refuerzo adicional por altura

$$A_{Sad} = 5.29 \times h_{d-int} = 5.29 \times 0.75 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas de acero No. 5 ($A_v = 1.98 \text{ cm}^2$):

$$2 \times 1.98 = 3.96 \text{ cm}^2$$

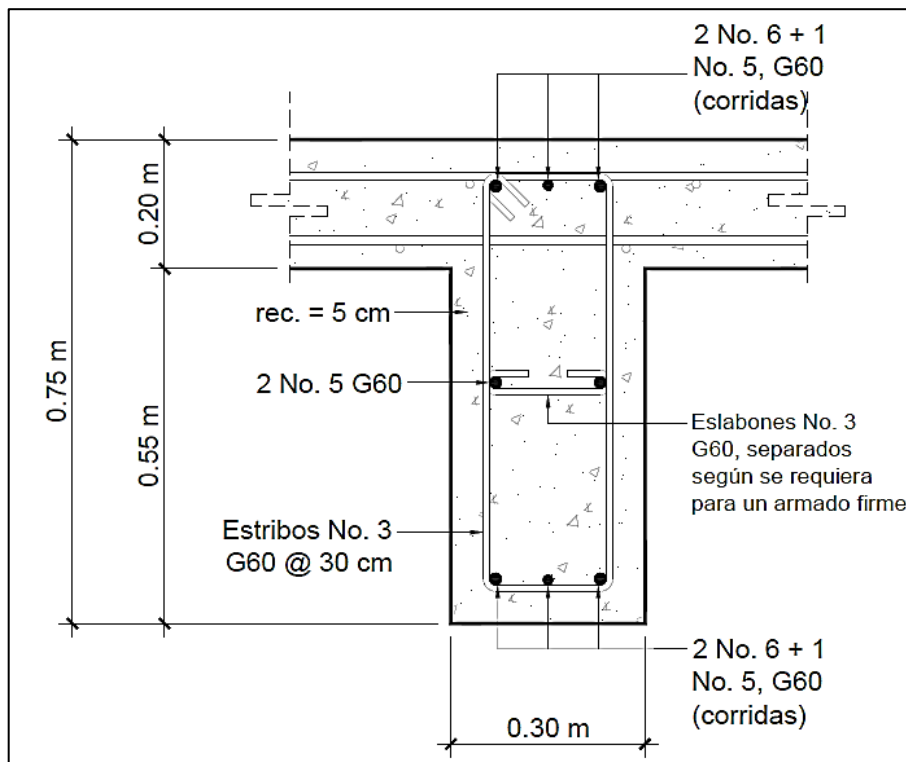
- Refuerzo a corte

$$S = d/2 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S = 68.10 / 2 = 34.05 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G60 @ 30 cm. El armado se muestra en la figura 36:

Figura 36. **Armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia.

3.7 Subestructura

Es el conjunto de elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas y losas, trasladando todas las cargas de la superestructura hacia el suelo. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica, hidráulica e hidrológica en forma conjunta.

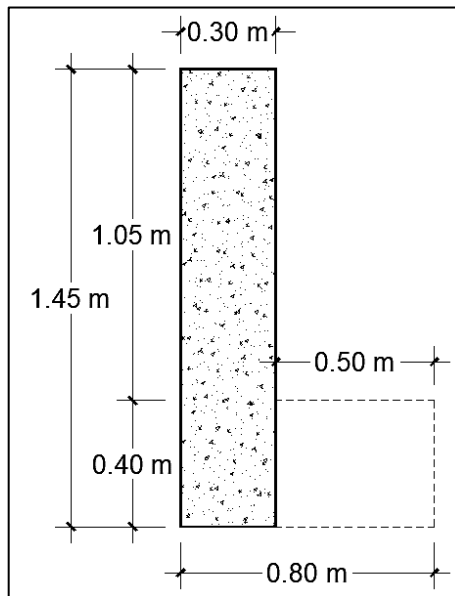
Está compuesta principalmente por los siguientes elementos: cortina, viga de apoyo y estribos.

3.7.1 Cortina

Consiste en un elemento transversal externo el cual cuenta con un diente superior en la cara externa a lo largo de toda su extensión diseñado para soportar la losa y, con el diente inferior -viga de apoyo-, contribuye a la contención del terraplén.

La cortina se diseña de tal forma que el alto depende de la altura de la viga principal, contemplando el espacio necesario para la colocación del apoyo elastomérico y, pueda contener las fuerzas que actúan sobre esta que, según las normas AASHTO, son: empuje del suelo, fuerza longitudinal y de sismo. Como propuesta de dimensionamiento, las medidas se indican en la figura 37:

Figura 37. **Sección de cortina**



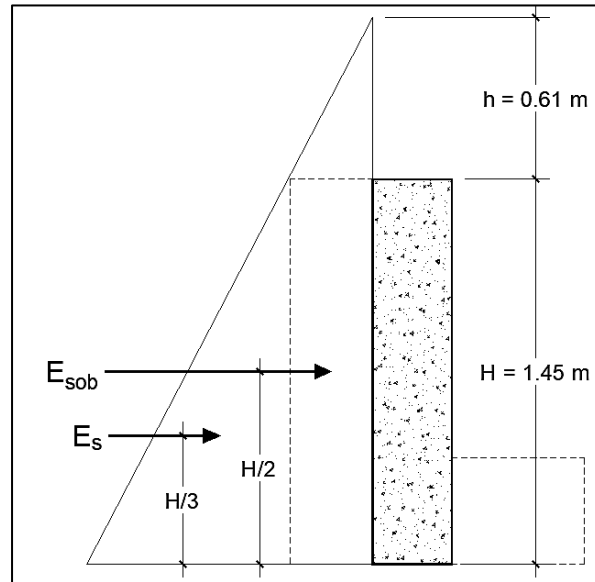
Fuente: elaboración propia.

a. Empuje del suelo

Es considerada una carga permanente porque actúa durante toda la vida útil de la estructura.

La norma AASHTO (2002, p. 30) indica que las estructuras que retienen rellenos deben diseñarse para resistir la presión del suelo, considerando el diagrama de presiones de Rankine y un peso de fluido equivalente no menor a 30 lb/pie^3 (480 kg/m^3); a dicha presión se agrega una presión por sobrecarga de carga viva, por lo que el diagrama de presiones se prolonga hasta una altura de relleno no menor a 2 pies (0.61 m), como lo muestra la figura 38:

Figura 38. **Diagrama de presiones sobre cortina**



Fuente: elaboración propia.

El empuje activo del suelo $-E_{\text{suelo}}-$ está formado por el empuje activo propio del suelo $-E_s-$ y el empuje por sobrecarga $-E_{\text{sob}}-$, los cuales se calculan con las siguientes expresiones:

$$E_s = \frac{K_a \times \gamma \times H^2}{2}$$

$$E_{\text{sob}} = K_a \times \gamma \times h \times H$$

Donde:

E_s = empuje activo del suelo, en kg/m.

E_{sob} = empuje activo por sobrecarga, en kg/m.

γ = peso específico del suelo para relleno, en kg/m³.

H = altura de la cortina, en m.

h = altura de la presión por sobrecarga, en m.

K_a = factor de empuje activo del suelo, expresado por:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo para relleno, en grados.

Con las fórmulas anteriores se procede a calcular lo siguiente:

$\phi = 33.21^\circ$ -ver tabla 33-

$\gamma = 1.37 \text{ ton/m}^3 = 1370 \text{ kg/m}^3$ -ver tabla 33-

$H = 1.45 \text{ m}$

$h = 0.61 \text{ m}$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(33.21)}{1 + \text{sen}(33.21)} = 0.292$$

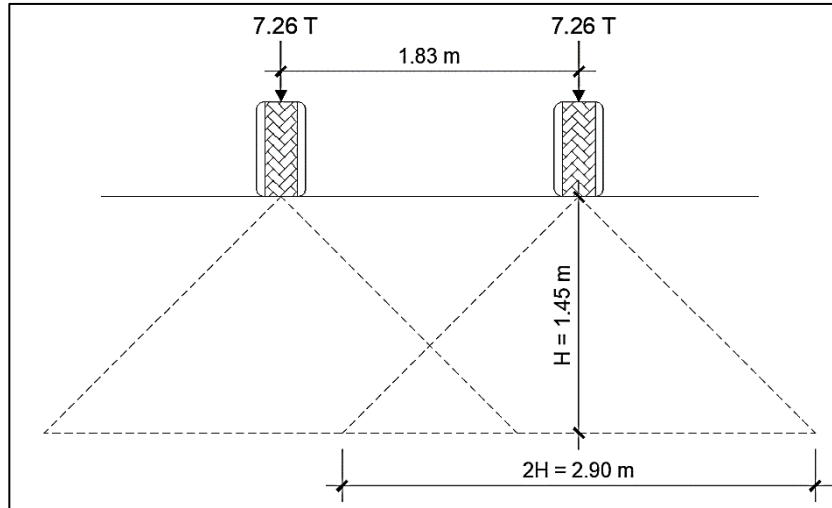
$$E_s = \frac{0.292 \times 1370 \times (1.45)^2}{2} = 420.54 \text{ kg/m}$$

$$E_{sob} = 0.292 \times 1370 \times 0.61 \times 1.45 = 353.84 \text{ kg/m}$$

b. Fuerza longitudinal

Es la fuerza producida por las llantas del vehículo en el relleno de acceso, transmitida directamente hacia la cortina. Según la norma AASHTO (2002, p. 23), la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad está ubicado a 6 pies (1.83 m) sobre la superficie de rodadura, tal como se muestra en la figura 39:

Figura 39. **Diagrama de distribución de fuerza longitudinal**



Fuente: elaboración propia.

Se calcula de la siguiente forma:

$$FL = 0.05 \left(\frac{P}{2H} \right)$$

Donde:

FL = fuerza longitudinal, en kg/m.

P = carga del eje más pesado, en kg.

H = altura de la cortina, en m.

$$FL = 0.05 \left(\frac{7260}{2 (1.45)} \right) = 125.17 \text{ kg/m}$$

Por ser dos llantas:

$$FL = 2 \times 125.17 = 250.34 \text{ kg/m}$$

c. Fuerza de sismo

La fuerza de sismo -FS- representa un 12% de la carga muerta de la cortina, aplicándose en el centro de esta, actuando de forma horizontal. La carga muerta se calcula en la tabla 42:

Tabla 42. Carga muerta en cortina

	γ (kg/m ³)	alto (m)	ancho (m)	W_{cortina} (kg/m)
Cortina	2400	1.45	0.30	1044

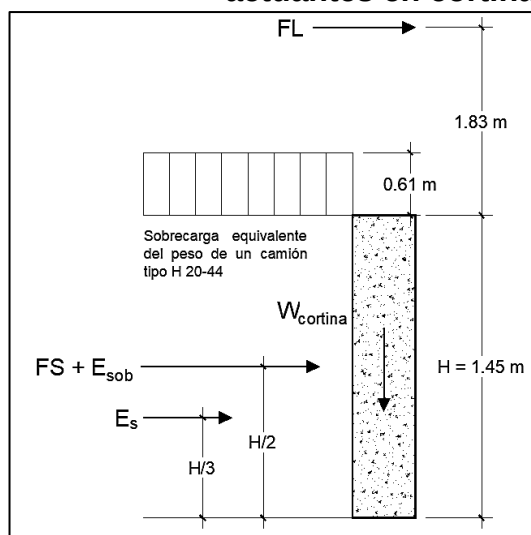
Fuente: elaboración propia.

$$FS = 0.12 (1044) = 125.28 \text{ kg/m}$$

d. Refuerzo en cortina

Es necesario calcular los momentos -ver tabla 43- debidos a las cargas actuantes -ver figura 40-:

Figura 40. Diagrama de fuerzas actuantes en cortina



Fuente: elaboración propia.

Tabla 43. **Momentos actuantes en cortina**

Descripción	Fuerza (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
Fuerza longitudinal -FL-	250.34	(1.45 + 1.83)	821.12
Fuerza de sismo -FS-	125.28	$\frac{1.45}{2}$	90.83
Empuje activo del suelo -E _s -	420.54	$\frac{1.45}{3}$	203.26
Empuje activo por sobrecarga -E _{sob} -	353.84	$\frac{1.45}{2}$	256.53

Fuente: elaboración propia.

- Combinación de cargas para momento último

Para el cálculo del momento último se requiere una combinación de cargas; tomando los resultados de la tabla 43 y utilizando las siguientes fórmulas propuestas por la norma AASHTO (2002, p. 30):

$$\text{Grupo III} \gg M_U = 1.3 [ME_{\text{suelo}} + MFL]$$

$$\text{Grupo IV} \gg M_U = 1.3 [ME_{\text{suelo}} + MFS]$$

El momento del suelo es la suma de los momentos de empuje activo del suelo más el de sobrecarga, por lo tanto:

$$M_U = 1.3 [203.26 + 256.53 + 821.12] = 1,665.18 \text{ kg-m/m}$$

$$M_U = 1.3 [203.26 + 256.53 + 90.83] = 715.81 \text{ kg-m/m}$$

Por ser el mayor, el momento de diseño es 1,665.18 kg-m/m.

- Acero de refuerzo a flexión -ver inciso f, numeral 3.6.1-

Para elementos de concreto expuestos a contacto directo con el suelo, la norma AASHTO (2002, p. 217) determina un recubrimiento mínimo de 3 pulg (7.62 cm), por tanto se calcula lo siguiente:

$b = 145$ cm -alto de la cortina-

$\Phi = 1.905$ cm -varilla No. 6-

$d = 30 - 7.62 - 0.95 - (1.905 / 2) = 20.48$ cm

$f_y = 4,200$ kg/cm²

$f'_c = 281$ kg/cm²

$M_U = 1,665.18$ kg-m/m

$$A_S = \left[(b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_U \times b}{0.003825 f'_c}} \right] \times \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$A_S = \left[(145 \times 20.48) - \sqrt{(145 \times 20.48)^2 - \frac{1,665.18 \times 145}{0.003825 (281)}} \right] \times \frac{0.85 (281)}{(4200)}$$

$$A_S = 2.16 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14.1}{4200} \times 145 \times 20.48 = 9.97 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de acero mínimo. Proponiendo varilla No. 6 ($A_v = 2.85 \text{ cm}^2$), se encuentra la cantidad de varillas longitudinalmente a ocupar:

$$\#varillas = \frac{9.97}{2.85} \approx 4 \text{ varillas}$$

Se utilizarán 4 varillas No. 6 G60 (11.40 cm^2) como refuerzo longitudinal, a cada lado.

- Combinación de cargas para corte último

Para el cálculo del corte último se requiere una combinación de cargas, tomando los valores de las fuerzas de la tabla 43 y utilizando las siguientes fórmulas propuestas por la norma AASHTO (2002, p. 30):

$$\text{Grupo III} \gg V_U = 1.3 [E_{\text{suelo}} + FL]$$

$$\text{Grupo IV} \gg V_U = 1.3 [E_{\text{suelo}} + FS]$$

El empuje del suelo es la suma del empuje activo del suelo más el de sobrecarga, por lo tanto:

$$V_U = 1.3 [420.54 + 353.84 + 250.34] = 1,332.14 \text{ kg}$$

$$V_U = 1.3 [420.54 + 353.84 + 125.28] = 1,169.56 \text{ kg}$$

Por ser el mayor, el corte último de diseño es 1,332.14 kg -para un ancho unitario de 1.00 m-.

- Cortante que resiste el concreto -ver inciso f, numeral 3.6.5-

$$V_{cr} = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_{cr} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{281} \times 100 \times 20.48 = 15,466.0 \text{ kg}$$

El cortante del concreto es mayor al corte último de la cortina ($V_{cr} > V_u$), por tanto, el concreto es resistente al corte y requiere solamente de refuerzo mínimo.

- Refuerzo a corte -ver inciso a, numeral 3.6.6-

Utilizando el espaciamiento máximo para estribos se calcula:

$$S = d/2 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S = 20.48 / 2 \approx 10 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G60 @ 10 cm.

3.7.2 Viga de apoyo

Es un elemento reforzado sobre la cual se apoyan las vigas principales del puente y su armado es unido con la cortina. Cada estribo cuenta con una viga de apoyo, por lo que, el peso total de la superestructura se dividirá entre los dos estribos.

De acuerdo con lo que indica Serrano (2007) la viga de apoyo no trabaja a flexión, la reacción distribuida que existe debido a que la viga tiene un soporte

continuo a lo largo del estribo es mayor que la carga última que aplican las vigas principales por el peso de la superestructura y el peso de las mismas, por tanto, concluye que la viga de apoyo trabaja por aplastamiento únicamente y el refuerzo longitudinal será el mínimo (pp. 149-152). Además, será rectangular con una base no menor de 40 cm.

- Acero mínimo

Se calcula utilizando los siguientes datos:

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.905 \text{ cm -varilla No. 6-}$$

$$d = 40 - 7.62 - 0.95 - (1.905/2) = 30.48 \text{ cm}$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14.1}{4200} \times 50 \times 30.48 = 5.12 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No. 6 ($A_v = 2.85 \text{ cm}^2$):

$$\#varillas = \frac{5.12}{2.85} \approx 2 \text{ varillas}$$

Se utilizarán 2 varillas No. 6 G60 (5.70 cm^2) como refuerzo longitudinal, en la cama superior e inferior.

- Refuerzo a corte -ver inciso a, numeral 3.6.6-

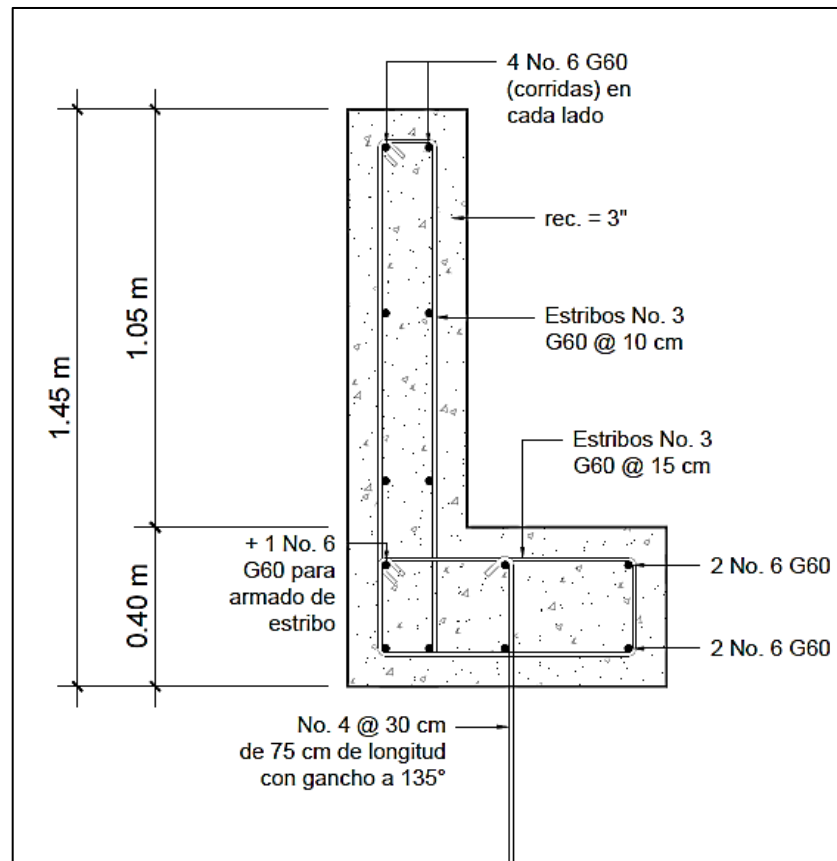
Utilizando el espaciamiento máximo para estribos se calcula:

$$S = d/2 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S = 30.48 / 2 \approx 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G60 @ 15 cm. Se adiciona acero No. 4 de 75 cm de longitud, separados a cada 30 cm con el fin de anclar la viga de apoyo con el estribo, como se muestra en la figura 41:

Figura 41. **Armado de cortina + viga de apoyo**

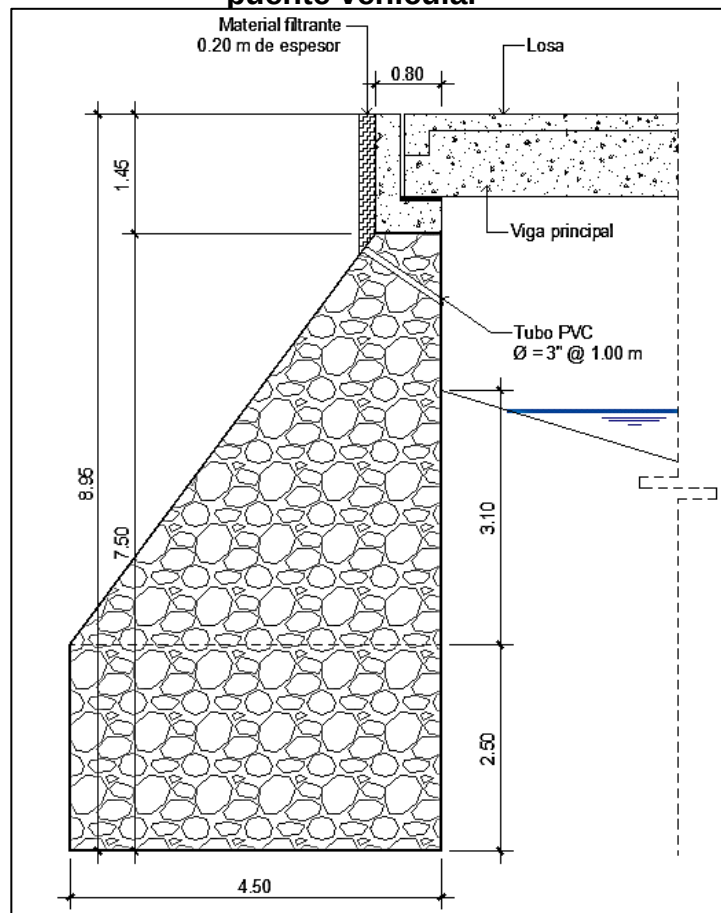


Fuente: elaboración propia.

3.7.3 Estribos

Tienen la función de servir como transición entre el puente y la vía, como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso. Se diseñan como muros por gravedad, contruidos con concreto ciclópeo o mampostería. Entre los parámetros mínimos de pre dimensionamiento son: una base superior de 30 cm, una base con longitud equivalente al 60% de la altura total del muro y un desplante de 60 cm del nivel del suelo hacia el pie del muro, como muestra la figura 42:

Figura 42. **Dimensionamiento estribo de puente vehicular**



Fuente: elaboración propia.

Los datos para el diseño del estribo se indican en la tabla 44:

Tabla 44. **Datos de diseño para estribo**

Valor soporte del suelo (V_s)	83.23 ton/m ²
Ángulo de fricción interna ($\emptyset$)	33.21°
Densidad seca del suelo (γ)	1.37 ton/m ³
Peso específico del concreto armado (γ_c)	2400 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo (γ_{cc})	2500 kg/m ³

Fuente: elaboración propia –ver anexo A-.

- Factores de empuje activo y pasivo

Partiendo de la teoría de Rankine para describir la presión del suelo, se conocen los factores de empuje activo y pasivo:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \emptyset}{1 - \text{sen } \emptyset}$$

Donde:

K_a = factor de empuje activo del suelo, adimensional.

K_p = factor de empuje pasivo del suelo, adimensional.

$\emptyset$ = ángulo de fricción interna del suelo, en grados.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(33.21)}{1 + \text{sen}(33.21)} = 0.29$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(33.21)}{1 - \text{sen}(33.21)} = 3.42$$

- Sobrecarga equivalente

Esta carga se debe al camión cuando se encuentra fuera de la superestructura. La altura de esta sobrecarga se obtiene dividiendo la carga por pie cuadrado entre el peso de un pie cúbico del material de relleno (Cabrera, 1994, p. 131), por lo que se calcula de la siguiente manera:

Peso camión tipo H 20-44 = 40,000 lb = 18,143.88 kg

Área de influencia = 4.27 x 6.10 = 26.05 m² -siendo 4.27 m la distancia de eje a eje del camión y 6.10 m el ancho total de la vía-

$$\text{Sobrecarga equivalente} = \frac{18,143.88}{26.05} = 696.50 \text{ kg/m}^2$$

$$h_{se} = \frac{696.50}{1370} \approx 0.51 \text{ m}$$

De acuerdo con lo anterior, el peso del vehículo generará una sobrecarga de 696.50 kg/m², en una altura de 0.51 m a partir del nivel del suelo.

- Empuje del suelo

De acuerdo con lo anterior, el empuje del suelo está compuesto de la siguiente manera:

$$E_{as} = \frac{K_a \times \gamma \times H^2}{2}$$

$$E_{ps} = \frac{K_p \times \gamma \times D_c^2}{2}$$

$$E_{sob} = K_a \times \gamma \times h_{se} \times H$$

Donde:

E_{as} = empuje activo del suelo, en kg/m.

E_{ps} = empuje pasivo del suelo, en kg/m.

E_{sob} = empuje activo por sobrecarga, en kg/m.

γ = peso específico del suelo para relleno, en kg/m³.

H = altura total del relleno, en m.

h_{se} = altura de la sobrecarga equivalente, en m.

D_c = altura del desplante de cimentación, en m.

Se procede a calcular:

$$K_a = 0.29$$

$$K_p = 3.42$$

$$H = 8.95 \text{ m}$$

$$D_c = 5.60 \text{ m}$$

$$h_{se} = 0.51 \text{ m}$$

$$\gamma = 1370 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{as} = \frac{0.29 \times 1370 \times (8.95)^2}{2} = 15,912.36 \text{ kg/m}$$

$$E_{ps} = \frac{3.42 \times 1370 \times (5.60)^2}{2} = 73,467.07 \text{ kg/m}$$

$$E_{sob} = 0.29 \times 1370 \times 0.51 \times 8.95 = 1,813.48 \text{ kg/m}$$

- Integración de cargas

Las cargas que afectan directamente al estribo son las siguientes:

- Carga de la superestructura

La carga total -carga viva y muerta- de la superestructura $-W_{Tsup}-$ es el valor del corte último de diseño producido por cada viga principal, distribuida en el largo de la viga de apoyo:

$$V_u = 62,160.87 \text{ kg}$$

$$L_{va} = 7.80 \text{ m}$$

$$W_{Tsup} = \frac{62,160.87 \times 3 \text{ vigas}}{7.80} = 23,908.03 / 2 = 11,954.02 \text{ kg/m}$$

- Carga de la subestructura y el suelo

Se calcula en la tabla 45:

Tabla 45. **Carga muerta de elementos de subestructura**

Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	alto (m)	Total (kg/m)
Cortina $-W_1-$	2400	0.30	1.45	1,044.00
Viga de apoyo $-W_2-$	2400	0.50	0.40	480.00
W_3	2500	0.80	5.00	10,000.00
W_4	2500	3.70	2.50	23,125.00
W_5	2500	4.50	2.50	28,125.00
W_6	1370	3.70	2.50	12,672.50
W_7	1370	3.70	1.45	7,350.05

Fuente: elaboración propia.

- Cargas complementarias

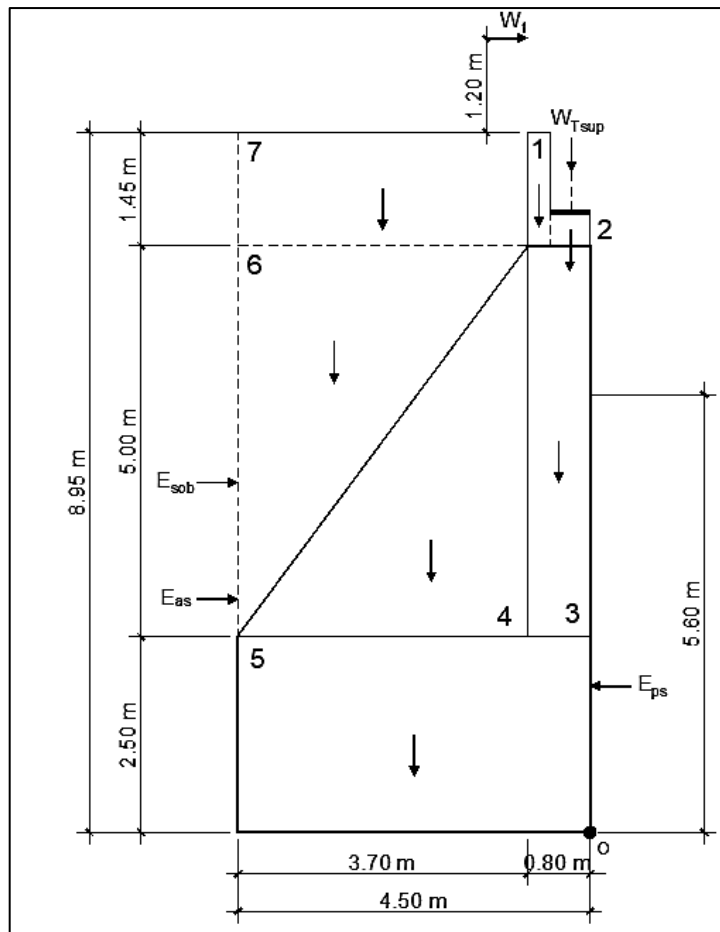
Otra carga de analizar es la del frenado. Se toma como un 10% de la carga viva, aplicada a 4 pies (1.20 m) de la parte superior de la cortina (Serrano, 2007, p. 161):

Peso camión tipo H 20-44 = 40,000 lb = 18,143.88 kg

$L_{va} = 7.80 \text{ m}$

$$W_f = 0.10 \left(\frac{18,143.88}{7.80} \right) = 232.61 \text{ kg/m}$$

Figura 43. **Diagrama de cargas en estribo**



Fuente: elaboración propia.

a. **Momento de volteo**

Es producido cuando la componente horizontal del empuje activo y la carga de frenado, causada por el camión tipo, actúan sobre el muro. Dados los datos de la figura 43 se procede a calcular los momentos al pie del muro en la tabla 46:

Tabla 46. **Momentos que producen volteo en estribo**

Descripción	Carga (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
Carga de frenado - W_f -	232.61	$8.95 + 1.20$	2,360.99
Empuje activo del suelo - E_{as} -	15,912.36	$8.95 / 3$	47,471.87
Empuje por sobrecarga - E_{sob} -	1,813.48	$8.95 / 2$	8,115.32
E =	17,958.45	$M_v =$	57,948.18

Fuente: elaboración propia.

b. Momento estabilizante

Es producido por las cargas que ayudan a estabilizar el muro; dado los datos de la figura 43 se calcula los momentos estabilizantes en el punto O, como se indica en la tabla 47:

Tabla 47. **Momentos estabilizantes en estribo**

Descripción	Carga (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
Cortina - W_1 -	1,044.00	0.65	678.60
Viga de apoyo - W_2 -	480.00	0.25	120.00
W_3	10,000.00	0.40	4,000.00
W_4	23,125.00	$(3.70 / 3) + 0.8$	47,020.83
W_5	28,125.00	2.25	63,281.25
W_6	12,672.50	$(3.70 * 2/3) + 0.8$	41,396.83
W_7	7,350.05	$(3.70 / 2) + 0.8$	19,477.63
Empuje pasivo de suelo - E_{ps} -	73,467.07	$(5.60 / 3)$	13,7138.53
$W_T =$	156,263.62	$M_{ET} =$	313,113.67

Fuente: elaboración propia.

Para llevar a cabo la revisión de cómo actúan las cargas en el muro y si estas producen un efecto de inestabilidad en el mismo, se deben realizar tres chequeos:

- Chequeo por volteo

Según Das (2001) el valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es de 2 o 3 (p. 398). Por tanto:

$$V = \frac{M_{ET}}{M_V} \geq 3.00$$

Donde:

M_{ET} = momento total estabilizante, en kg-m/m.

M_V = momento total de volteo, en kg-m/m.

- Chequeo por deslizamiento

Según Das (2001) generalmente se requiere un factor de seguridad de 1.5 contra el deslizamiento (p. 399). Por tanto:

$$D = \frac{W_T}{E} \geq 1.50$$

Donde:

W_T = carga total estabilizante, en kg/m.

E = carga total de empuje, en kg/m.

- Chequeo de presiones máxima y mínima

La presión máxima debe ser menor al valor soporte del suelo y la mínima debe ser mayor a 0, calculándose con la siguiente expresión:

$$P = \frac{W_T}{b} \times \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

Donde:

b = base del muro, en metros.

e = excentricidad, en metros, expresado como:

$$e = \left| \frac{b}{2} - a \right|$$

Donde:

a = distancia del borde del muro al punto donde actúa la carga equivalente de la presión, en metros, expresado como:

$$a = \frac{M_{ET} - M_V}{W_T}; \quad 3a > b$$

Tanto la carga como el momento estabilizante total dependerán de las combinaciones que se realicen para cada una de las revisiones que se evalúan a continuación.

c. Revisión del muro sin superestructura

Se realiza un análisis del comportamiento del muro sometido a las cargas propias de las fuerzas actuantes sin la carga de la superestructura. Dados los valores de las tablas 46 y 47, se procede con los siguientes cálculos:

- Chequeo por volteo

$$V = \frac{313,113.67}{57,948.18} = 5.40 \geq 3.00$$

- Chequeo por deslizamiento

$$D = \frac{156,263.62}{17,958.45} = 8.70 \geq 1.50$$

- Chequeo de presiones máxima y mínima

$$a = \frac{313,113.67 - 57,948.18}{156,263.62} = 1.63$$

$$3(1.63) = 4.89 > 4.50$$

$$e = \left| \frac{4.50}{2} - 1.63 \right| = 0.62$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{156,263.62}{4.50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.62}{4.50} \right) = 63,431.45 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{156,263.62}{4.50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.62}{4.50} \right) = 6,019.04 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Con los resultados anteriores, se comprueba que el muro cumple con las condiciones mínimas propias de estabilidad.

d. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Para este caso, el momento y la carga estabilizante total se ven afectadas por el peso total generado por la superestructura calculado en el inciso 3.8.4, por tanto, se calcula lo siguiente:

$$M_{E2} = W_{\text{Tsup}} \times \text{brazo}$$

$$M_{E2} = 11,954.02 \times 0.2375 = 2,839.08 \text{ kg-m/m}$$

$$M_{ET} = M_E + M_{E2} = 313,113.67 + 2,839.08 = 315,952.75 \text{ kg-m/m}$$

$$W_T = W + W_{Tsup} = 156,263.62 + 11,954.02 = 168,217.64 \text{ kg/m}$$

- Chequeo por volteo

$$V = \frac{315,952.75}{57,948.18} = 5.45 \geq 3.00$$

- Chequeo por deslizamiento

$$D = \frac{168,217.64}{17,958.45} = 9.37 \geq 1.50$$

- Chequeo de presiones máxima y mínima

$$a = \frac{315,952.75 - 57,948.18}{168,217.64} = 1.53$$

$$3(1.53) = 4.59 > 4.50$$

$$e = \left| \frac{4.50}{2} - 1.53 \right| = 0.72$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{168,217.64}{4.50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.72}{4.50} \right) = 73,268.13 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{168,217.64}{4.50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.72}{4.50} \right) = 1,495.27 \text{ kg/m}^2 > 0$$

e. Revisión del muro con sismo (sin carga viva)

Se realiza un análisis del comportamiento del muro cuando está sometido a fuerzas de inercia producidas por un sismo, sustituyéndose por una fuerza pseudo-estática equivalente, calculándose en la tabla 48:

Tabla 48. **Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo**

Descripción	Carga (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
Cortina -W ₁ -	1,044.00	8.22	8,586.90
Viga de apoyo -W ₂ -	480.00	7.70	3,696.00
W ₃	10,000.00	5.00	50,000.00
W ₄	23,125.00	4.17	96,354.17
W ₅	28,125.00	1.25	35,156.25
W ₆	12,672.50	5.83	73,922.92
W ₇	7,350.05	7.28	60,454.16
Empuje pasivo de suelo -E _{ps} -	73,467.07	1.87	137,138.53
W =	156,263.62	M_{EH} =	465,308.93

Fuente: elaboración propia.

- Carga y momento estabilizante de la superestructura

V_{CM} = 17,099.33 kg -ver inciso f, numeral 3.6.5-

V_U = 1.3 (17,099.33) = 22,229.13 kg

L_{va} = 7.80 m

$$W_{CM2} = \frac{22,229.13 \times 3}{7.80} = 8549.67 / 2 = 4,274.84 \text{ kg/m}$$

$$M_{E2} = W_{CM2} \times \text{brazo}$$

$$M_{E2} = 4,274.84 \times 0.2375 = 1,015.27 \text{ kg-m/m}$$

$$M_{ET} = M_{EH} + M_{E2} = 465,308.93 + 1,015.27 = 466,324.2 \text{ kg-m/m}$$

$$W_T = W + W_{CM2} = 156,263.62 + 4,274.84 = 160,538.46 \text{ kg/m}$$

- Fuerza horizontal

Considerando un 8% de la carga:

$$F_H = 1.08E + 0.08W_T$$

$$F_H = 1.08(17,958.45) + 0.08(160,538.46) = 32,238.20 \text{ kg/m}$$

- Momento por sismo

Considerando un 8% de M_{EH} :

$$M_{EQ} = 0.08 M_{EH}$$

$$M_{EQ} = 0.08(465,308.93) = 37,224.71 \text{ kg-m/m}$$

- Momento de volteo por fuerza horizontal

Con los siguientes datos se calcula su valor:

$$M_V = 57,948.18 \text{ kg-m/m}$$

$$W_{CM2} = 4,274.84 \text{ kg/m}$$

$$h' = 2.50 + 5.00 + 0.40 = 7.90 \text{ m}$$

$$M_{VH} = (1.08 \times M_V) + (0.08 \times W_{CM2} \times h') + M_{EQ}$$

$$M_{VH} = (1.08 \times 57,948.18) + (0.08 \times 4,274.84 \times 7.90) + 37,224.71$$

$$M_{VH} = 102,510.44 \text{ kg-m/m}$$

- Chequeo por volteo

$$V = \frac{M_{ET}}{M_{VH}} = \frac{466,324.20}{102,510.44} = 4.55 \geq 3.00$$

- Chequeo por deslizamiento

$$D = \frac{W_T}{F_H} = \frac{160,538.46}{32,238.20} = 4.98 \geq 1.50$$

- Chequeo de presiones máxima y mínima

$$a = \frac{466,324.20 - 102,510.44}{160,538.46} = 2.27$$

$$3(2.27) = 6.81 > 4.50$$

$$e = \left| \frac{4.50}{2} - 2.27 \right| = 0.02$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{160,538.46}{4.50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.02}{4.50} \right) = 36,626.55 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{160,538.46}{4.50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.02}{4.50} \right) = 34,723.87 \text{ kg/m}^2 > 0$$

De acuerdo con lo anterior, el estribo cuenta con las dimensiones correctas para el soporte de cargas provocadas por sismo.

3.7.4 Apoyo elastomérico

También llamado apoyo de neopreno, el cual consiste en capas alternadas de láminas de acero y caucho (neopreno) adheridas juntamente. Pueden ser diseñados utilizando dos métodos: A o B, siendo para éste caso necesario cumplir con las disposiciones de la norma AASHTO aplicando los requisitos del Método A.

Las estructuras de los puentes cuando entran en servicio están sujetos a múltiples movimientos y deformaciones originados por cambios de temperatura, la acción del peso propio y las sobrecargas. Para adaptarse y resistir a todos estos cambios, se requiere de elementos de apoyo que puedan transmitir las cargas sin que se dañen (Morales, 2018, p. 56).

Algunas de las características principales son:

- De acuerdo con la norma AASHTO (2002, p. 395) el apoyo estará hecho a base de un compuesto de caucho natural, siendo su dureza *Shore* de 60A.
- Los apoyos de neopreno pueden soportar esfuerzos de compresión de hasta 70 kg/cm² (AASHTO, 2002, p. 399).
- Las deformaciones verticales de apoyos de neopreno no deben exceder del 15% del espesor inicial del mismo. Deformaciones mayores del 25% aceleran el proceso de deterioro del neopreno y su tiempo de vida útil.

De acuerdo con la norma AASHTO, el apoyo se diseña de la siguiente manera:

- Desplazamiento horizontal máximo del apoyo

La influencia de la temperatura ambiental en el concreto de la viga genera un cambio en sus propiedades físicas, principalmente en el volumen, lo que culminará en la deformación del apoyo y desplazamiento del mismo. Para calcular este movimiento se debe determinar lo siguiente:

- Deformación por temperatura

El puente se encuentra localizado en una región donde la variación máxima de temperatura es de 25° C. El coeficiente de dilatación térmica del concreto es igual a 11×10^{-6} mm/mm/°C para el concreto de densidad normal. Por lo tanto:

$$\epsilon_{\text{temp}} = (11 \times 10^{-6})(25) = 0.000275$$

- Deformación debida a la retracción del fraguado

La deformación unitaria del concreto debida a la retracción del fraguado equivale al 10% de la deformación máxima del concreto ($\epsilon_{\text{concreto}} = 0.003$), por lo que:

$$\epsilon_{\text{frag}} = (0.10)(0.003) = 0.0003$$

Para una longitud del puente de $L = 15$ m, el movimiento horizontal máximo del apoyo se calcula como:

$$\Delta_S = L(\epsilon_{\text{temp}} + \epsilon_{\text{frag}})$$

$$\Delta_S = 15 (0.000275 + 0.0003) = 0.0101 \text{ m} = 10.1 \text{ mm}$$

Considerando otras causas de deformación en la viga, como el flujo plástico, la norma AASHTO (2002, p. 394) recomienda aumentar este valor un 20% por factor de seguridad:

$$\Delta_{S2} = 1.20 (10.1) = 12.12 \text{ mm}$$

- Esfuerzo efectivo a compresión

$$\sigma = \frac{P}{a b} < 70 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

P = cortante último en la viga, en kg.

a, b = dimensiones del apoyo, en cm.

Las dimensiones del apoyo serán de 35 x 50 cm, con la finalidad que abarque toda el área de contacto entre la viga principal y la de apoyo, por lo tanto:

a = 35 cm -ancho de la viga-

b = 50 cm

P = 62,160.87 kg -ver inciso f, numeral 3.6.5-

$$\sigma = \frac{62,160.87}{35 \times 50} = 35.52 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

- Factor de forma

$$S = \frac{\sigma B}{G}$$

Donde:

B = factor de modificación, adimensional.

G = módulo de elasticidad a corte, en kg/cm².

El factor de modificación es de 1.4 para capas cubiertas y 1.8 para apoyos simples. Además, el módulo de elasticidad a corte para una dureza *Shore* de 60 A, se encuentra entre 9.10-14 kg/cm², por lo que:

$$B = 1.8$$

$$G = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 35.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{35.52 \times 1.8}{10} = 6.39$$

- Variación de la altura del apoyo elastomérico

Según la norma AASHTO (2002, p. 397) se calcula de la siguiente manera:

$$h_{rt} > 2 \Delta_{S2}$$

$$h_{rt} > 2 (12.12) = 24.24 \text{ mm}$$

El apoyo debe contar con un espesor mayor a 2.424 cm. Para encontrar el grosor de la capa interior, despejamos su valor de la

ecuación proporcionada por la norma AASHTO (2002, p. 386) para apoyos rectangulares sin orificios:

$$h_n \leq \frac{a \times b}{2 S (a + b)}$$

$$h_n \leq \frac{35 \times 50}{2 \times 6.39 (35 + 50)}$$

$$h_n \leq 1.61 \text{ cm}$$

Se utilizará un valor de 1.5 cm (15 mm) para capas internas. Despejando la ecuación anterior encontramos nuevamente el factor de forma:

$$S = \frac{a \times b}{2 h_n (a + b)}$$

$$S = \frac{35 \times 50}{2 \times 1.5 (35 + 50)} = 6.86$$

De acuerdo con la norma AASHTO (2002, p. 398), el grosor de la capa exterior debe ser menor al 70% de la capa interior, por tanto:

$$h_e < 0.7(1.5) = 1.05 \text{ cm}$$

Utilizando un grosor de 0.476 cm para las capas exteriores, se propone el siguiente diseño: 2 capas exteriores de 3/16" [4.76 mm] cada una + 2 interiores de 1/2" [12.7 mm] cada una + 3 placas de acero de 1/8" [3.18 mm], haciendo un espesor total de 1 3/4" [4.45 cm], como se muestra en planos.

3.8 Especificaciones técnicas

Los apartados a considerar son los mismos planteados en el inciso 2.12 - los que sean aplicables a este proyecto-, tomando en cuenta además las siguientes secciones de las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes (2001) de la DGC:

- Acero de refuerzo -división 550, sección 552-

Debe ser corrugado grado 40, 60 o 75, libres de rebabas o deformaciones que restrinjan su libre movimiento en el concreto. Las barras de refuerzo deben ser fabricadas de acuerdo con la norma ACI 318. Los dobleces y cortes deben ser efectuados en frío por mano de obra calificada, utilizando las herramientas y equipos adecuados.

- Excavación estructural para estructuras mayores y menores -división 200, sección 205-

Si las paredes de la excavación son de material arenoso o poroso, deben ser selladas con concreto clase 21 -3000-. El relleno estructural utilizado debe cumplir con los requerimientos siguientes: material granular permeable, libre de exceso de humedad, terrones de arcilla, materia orgánica u otro material deletéreo.

- Estructuras de concreto -división 550, sección 553-

Las subestructuras y superestructuras de concreto para puentes deben ser construidas con concreto estructural y materiales de acuerdo con lo indicado en la sección 551 de esta sección -descrita en

el inciso 2.12-, suministrando concreto estructural clase 24.5 -3,500- como mínimo. Para estribos, la superestructura no debe descansar sobre ellos hasta que el concreto haya alcanzado mínimo el 80% de la resistencia requerida. Los estribos deben contar con agujeros para drenaje, con un diámetro mínimo de 75 mm y quedar separados a una distancia menor de 3 m.

- Dispositivos para soporte -división 550, sección 561-

Puede ser una almohadilla elastomérica, la cual, es un soporte deslizante que debe cumplir con lo indicado en la norma AASHTO M 251. Estas almohadillas pueden ser reforzadas con láminas delgadas de acero o de fibra de vidrio y constituidas por material elastomérico - hule natural o neopreno-.

Otros requerimientos importantes a considerar son los establecidos en la norma AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges*:

- Recubrimientos: AASHTO 8.22.1. Medido del rostro de la barra a la superficie de concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.50 abajo y 5 cm para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2. El refuerzo debe extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario resistir la flexión, a una distancia igual a la profundidad efectiva del miembro, 15 diámetros de barra o $L/20$, lo que sea mayor.
- Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.08. Se calculan en base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras no. 11 de tal modo que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la

especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Se debe colocar alternos a cada 60 cm.

- Ganchos: AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deben ser hechos en frío, con un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180° y 12 diámetros cuando se trata de 90°.

3.9 Planos de construcción

Los planos constructivos deben apegarse a los lineamientos estandarizados; las dimensiones de los formatos a utilizarse deben regirse por los parámetros de la norma COGUANOR NGR 1 011 y presentar el doblez oficial regido por el ICAITI, tomando en cuenta escalas adecuadas para una lectura clara y concisa. El juego de planos del proyecto contiene lo siguiente:

- Plano de ubicación y localización del proyecto.
- Planta general del puente vehicular.
- Armado de refuerzo en losa del puente.
- Secciones y detalles estructurales de cada uno de los elementos.

3.10 Presupuesto

El presupuesto del proyecto se compone de lo siguiente:

3.10.1 Integración de costos unitarios

Contempla los costos directos -materiales, maquinaria y mano de obra- y los costos indirectos -gastos generales, gastos legales y utilidades-. El

porcentaje de costos indirectos es entre el 25% y 35% de los costos directos. Se representa de la tabla 49 a la 68.

3.10.2 Cuantificación de materiales

En el ámbito constructivo es importante considerar un porcentaje de desperdicio -entre 5% y 10%- que ayude a terminar el trabajo sin faltantes, pero se debe preverse que el sobrante no sea excesivo y genere un mayor gasto.

3.10.3 Cronograma de ejecución físico y financiero

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto. En él se consideran tiempos aproximados de ejecución, por lo que puede estar sujeto a los cambios necesarios. Se representa en la tabla 69.

Tabla 49. **Resumen de renglones de trabajo**

RESUMEN DE RENGLONES DE TRABAJO					
No.	Descripción del renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
1	Replanteo topográfico	600.00	m ²	Q 2.58	Q 1,428.00
2	Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	600.00	m ²	Q 6.24	Q 3,744.00
3	Excavación	1,250.00	m ³	Q 32.40	Q 40,500.00
4	Estribos + aletones	784.00	m ³	Q 925.07	Q 725,254.88
5	Cortina	15.60	m	Q 1,346.80	Q 21,010.08
6	Viga de apoyo	15.60	m	Q 1,124.56	Q 17,543.13
7	Apoyo elastomérico	6.00	unidad	Q 3,663.90	Q 21,983.40
8	Topes sísmicos	12.00	unidad	Q 536.01	Q 6,432.12
9	Vigas principales	45.00	m	Q 1,424.45	Q 64,100.25
10	Diafragmas exteriores	12.60	m	Q 590.53	Q 7,440.68
11	Diafragmas interiores	12.60	m	Q 755.35	Q 9,517.41
12	Losa	91.50	m ²	Q 774.48	Q 70,864.92
13	Banqueta	25.50	m ²	Q 822.79	Q 20,981.14
14	Barandal (poste + pasamanos)	30.00	m	Q 332.52	Q 9,975.60
15	Relleno y compactación	150.00	m ³	Q 66.15	Q 9,922.50
16	Limpieza final	600	m ²	Q 2.59	Q 1,554.00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 1,032,252.11

Fuente: elaboración propia.

Tabla 50. **Replanteo topográfico**

Renglón	Cantidad	Unidad
Replanteo topográfico	600.00	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Clavo de 3"	3.00	libra	Q 6.00	Q 18.00
Pintura en spray	2.00	unidad	Q 20.00	Q 40.00
Total				Q 58.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Renta de equipo topográfico	1.00	día	Q 1,000.00	Q 1,000.00
Total				Q 1,000.00
Total costos directos				Q 1,058.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	105.80
Impuestos	8.00%	Q	84.64
Utilidad	13.00%	Q	137.54
Imprevistos	4.00%	Q	42.02
Total costos indirectos		Q	370.00

Costo total por renglón	Q 1,428.00
Precio unitario	Q 2.38

Fuente: elaboración propia.

Tabla 51. **Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)**

Renglón	Cantidad	Unidad
Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	600.00	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Cal hidratada	2.00	bolsa	Q 45.00	Q 90.00
Hilo de nylon (25 m)	2.00	rollo	Q 30.00	Q 60.00
Clavo de 3"	3.00	libra	Q 6.00	Q 18.00
Parales de madera (2" x 3" x 10')	75.00	pt	Q 6.00	Q 450.00
Total				Q 618.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Pala de mango largo	2.00	unidad	Q 90.00	Q 180.00
Piocha con mango	2.00	unidad	Q 115.00	Q 230.00
Machete de 20 pulg	2.00	unidad	Q 45.00	Q 90.00
Barreta de 1.50 m	2.00	unidad	Q 185.00	Q 370.00
Azadón con mango	2.00	unidad	Q 100.00	Q 200.00
Carretilla	1.00	unidad	Q 285.00	Q 285.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 1,555.00
Mano de obra				
Encargado de obra	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Peones (4 personas/ Q 100.00 c/u)	1.00	día	Q 400.00	Q 400.00
Total				Q 600.00
Total costos directos				Q 2,773.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	277.30
Impuestos	8.00%	Q	221.84
Utilidad	13.00%	Q	360.49
Imprevistos	4.00%	Q	111.37
Total costos indirectos		Q	971.00

Costo total por renglón	Q 3,744.00
Precio unitario	Q 6.24

Fuente: elaboración propia.

Tabla 52. **Excavación**

Renglón	Cantidad	Unidad
Excavación	1,250.00	m ³

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Herramienta, maquinaria y equipo				
Retroexcavadora	48.00	hora	Q 350.00	Q 16,800.00
Camión de volteo (12 m ³)	6.00	día	Q 1,600.00	Q 9,600.00
Transporte de material y personal	6.00	día	Q 200.00	Q 1,200.00
Total				Q 27,600.00
Mano de obra				
Peones (4 personas/ Q 100.00 c/u)	6.00	día	Q 400.00	Q 2,400.00
Total				Q 2,400.00
Total costos directos				Q 30,000.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	3,000.00
Impuestos	8.00%	Q	2,400.00
Utilidad	12.00%	Q	3,900.00
Imprevistos	5.00%	Q	1,200.00
Total costos indirectos		Q	10,500.00

Costo total por renglón	Q 40,500.00
Precio unitario	Q 32.40

Fuente: elaboración propia.

Tabla 53. **Estribos + aletones**

Renglón	Cantidad	Unidad
Estribos + aletones	784.00	m³

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Cemento UGC	2,700.00	saco	Q 75.00	Q 202,500.00
Arena de río	151.00	m³	Q 190.00	Q 28,690.00
Piedrín triturado (3/4")	217.00	m³	Q 250.00	Q 54,250.00
Piedra bola (20 cm)	471.00	m³	Q 120.00	Q 56,520.00
Tubo BAP PVC Ø 3"	6.00	unidad	Q 160.00	Q 960.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	1,900.00	pt	Q 6.00	Q 11,400.00
Parales de madera (2" x 3" x 10')	300.00	pt	Q 6.00	Q 1,800.00
Acero corrugado no. 3 (para formaleta)	5.00	varilla	Q 24.00	Q 120.00
Alambre de amarre calibre 16	25.00	libra	Q 7.00	Q 175.00
Clavo de 3"	10.00	libra	Q 6.00	Q 60.00
Total				Q 356,475.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concreteira	20.00	día	Q 250.00	Q 5,000.00
Transporte de material y personal	25.00	día	Q 1,500.00	Q 37,500.00
Total				Q 42,500.00
Mano de obra				
Formaleteado	520.00	m²	Q 15.00	Q 7,800.00
Elaboración y colocación de concreto ciclópeo	784.00	m³	Q 150.00	Q 117,600.00
Desencofrado	520.00	m²	Q 7.50	Q 3,900.00
Relleno	358.00	m³	Q 25.00	Q 8,950.00
Total				Q 138,250.00
Total costos directos				Q 537,225.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	53,722.50
Impuestos	8.00%	Q	42,978.00
Utilidad	13.00%	Q	69,839.25
Imprevistos	4.00%	Q	21,490.13
Total costos indirectos		Q	188,029.88

Costo total por renglón	Q 725,254.88
Precio unitario	Q 925.07

Fuente: elaboración propia.

Tabla 54. **Cortina**

Renglón	Cantidad	Unidad
Cortina	15.60	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 6 G60	21.00	varilla	Q 95.00	Q 1,995.00
Acero corrugado no. 3 G60	78.00	varilla	Q 28.00	Q 2,184.00
Alambre de amarre calibre 16	20.00	libra	Q 7.00	Q 140.00
Cemento UGC	58.00	saco	Q 75.00	Q 4,350.00
Arena de río	2.50	m ³	Q 190.00	Q 475.00
Piedrín triturado (3/4")	3.00	m ³	Q 250.00	Q 750.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	365.00	pt	Q 6.00	Q 2,190.00
Clavo de 3"	5.00	libra	Q 6.00	Q 30.00
Total				Q 12,114.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concreteira	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 450.00
Mano de obra				
Armado de cortina	15.60	m	Q 25.00	Q 390.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	156.00	unidad	Q 10.00	Q 1,560.00
Formaleteado	15.60	m	Q 15.00	Q 234.00
Elaboración y colocación de concreto	4.91	m ³	Q 125.00	Q 613.75
Desencofrado	15.60	m	Q 7.50	Q 117.00
Tallado	21.06	m ²	Q 4.00	Q 84.24
Total				Q 2,998.99
Total costos directos				Q 15,562.99

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	1,556.30
Impuestos	8.00%	Q	1,245.04
Utilidad	13.00%	Q	2,023.19
Imprevistos	4.00%	Q	622.56
Total costos indirectos		Q	5,447.09

Costo total por renglón	Q 21,010.08
Precio unitario	Q 1,346.80

Fuente: elaboración propia.

Tabla 55. **Viga de apoyo**

Renglón	Cantidad	Unidad
Viga de apoyo	15.60	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 6 G60	15.00	varilla	Q 95.00	Q 1,425.00
Acero corrugado no. 3 G60	33.00	varilla	Q 28.00	Q 924.00
Acero corrugado no. 4 G40	7.00	varilla	Q 45.00	Q 315.00
Alambre de amarre calibre 16	20.00	libra	Q 7.00	Q 140.00
Cemento UGC	59.00	saco	Q 75.00	Q 4,425.00
Arena de río	2.50	m ³	Q 190.00	Q 475.00
Piedrín triturado (3/4")	3.00	m ³	Q 250.00	Q 750.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	50.00	pt	Q 6.00	Q 300.00
Clavo de 3"	5.00	libra	Q 6.00	Q 30.00
Total				Q 8,784.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 1,500.00	Q 1,500.00
Total				Q 1,750.00
Mano de obra				
Armado de viga de apoyo	15.60	m	Q 25.00	Q 390.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	104.00	unidad	Q 10.00	Q 1,040.00
Formaleteado	15.60	m	Q 15.00	Q 234.00
Elaboración y colocación de concreto	4.99	m ³	Q 125.00	Q 623.75
Desencofrado	15.60	m	Q 7.50	Q 117.00
Tallado	14.04	m ²	Q 4.00	Q 56.16
Total				Q 2,460.91
Total costos directos				Q 12,994.91

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	1,299.49
Impuestos	8.00%	Q	1,039.59
Utilidad	13.00%	Q	1,689.34
Imprevistos	4.00%	Q	519.80
Total costos indirectos		Q	4,548.22

Costo total por renglón	Q 17,543.13
Precio unitario	Q 1,124.56

Fuente: elaboración propia.

Tabla 56. **Apoyo elastomérico**

Renglón	Cantidad	Unidad
Apoyo elastomérico	6.00	unidad

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Plancha de hule neopreno de 1.15' x 1.65' x 1/2" de espesor	12.00	unidad	Q 665.00	Q 7,980.00
Plancha de hule neopreno de 1.15' x 1.65' x 3/16" de espesor	12.00	unidad	Q 285.00	Q 3,420.00
Platina de metal de 0.35 m x 0.50 m x 1/8" de espesor	18.00	unidad	Q 180.00	Q 3,240.00
Total				Q 14,640.00
Mano de obra				
Cortes de planchas y platinas	6.00	unidad	Q 112.00	Q 672.00
Pegado de planchas de hule y de metal	6.00	unidad	Q 56.00	Q 336.00
Recubrimiento de silicón	6.00	unidad	Q 56.00	Q 336.00
Colocación de apoyos elastoméricos	6.00	unidad	Q 50.00	Q 300.00
Total				Q 1,644.00
Total costos directos				Q 16,284.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	1,628.40
Impuestos	8.00%	Q	1,302.72
Utilidad	13.00%	Q	2,116.92
Imprevistos	4.00%	Q	651.36
Total costos indirectos		Q	5,699.40

Costo total por renglón	Q 21,983.40
Precio unitario	Q 3,663.90

Fuente: elaboración propia.

Tabla 57. **Topes sísmicos**

Renglón	Cantidad	Unidad
Topes sísmicos	12.00	unidad

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 8 G60	4.00	varilla	Q 115.00	Q 460.00
Acero corrugado no. 3 G40	11.00	varilla	Q 24.00	Q 264.00
Acero corrugado no. 4 G40	8.00	varilla	Q 45.00	Q 360.00
Alambre de amarre calibre 16	10.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Cemento UGC	9.00	saco	Q 75.00	Q 675.00
Arena de río	1.00	m³	Q 190.00	Q 190.00
Piedrín triturado (3/4")	1.00	m³	Q 250.00	Q 250.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	50.00	pt	Q 6.00	Q 300.00
Clavo de 3"	3.00	libra	Q 6.00	Q 18.00
Plancha de hule neopreno de 1"	1.00	unidad	Q 700.00	Q 700.00
Total				Q 3,287.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concreteira	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 450.00
Mano de obra				
Armado	12.00	unidad	Q 15.00	Q 180.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	60.00	unidad	Q 10.00	Q 600.00
Formaleteado	6.00	m	Q 15.00	Q 90.00
Elaboración y colocación de concreto	0.72	m³	Q 125.00	Q 90.00
Desencofrado	6.00	m	Q 7.50	Q 45.00
Tallado	5.64	m	Q 4.00	Q 22.56
Total				Q 1,027.56
Total costos directos				Q 4,764.56

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	476.46
Impuestos	8.00%	Q	381.16
Utilidad	13.00%	Q	619.39
Imprevistos	4.00%	Q	190.54
Total costos indirectos		Q	1,667.56

Costo total por renglón	Q 6,432.12
Precio unitario	Q 536.01

Fuente: elaboración propia.

Tabla 58. Vigas principales

Renglón	Cantidad	Unidad
Vigas principales	45.00	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 8 G60	70.00	varilla	Q 115.00	Q 8,050.00
Acero corrugado no. 3 G60	152.00	varilla	Q 28.00	Q 4,256.00
Acero corrugado no. 5 G60	30.00	varilla	Q 80.00	Q 2,400.00
Alambre de amarre calibre 16	100.00	libra	Q 7.00	Q 700.00
Cemento UGC	148.00	saco	Q 75.00	Q 11,100.00
Arena de río	7.00	m ³	Q 190.00	Q 1,330.00
Piedrín triturado (3/4")	8.00	m ³	Q 250.00	Q 2,000.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	975.00	pt	Q 6.00	Q 5,850.00
Clavo de 3"	15.00	libra	Q 6.00	Q 90.00
Total				Q 35,776.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	2.00	día	Q 1,500.00	Q 3,000.00
Total				Q 3,250.00
Mano de obra				
Armado de viga	45.00	m	Q 40.00	Q 1,800.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	216.00	unidad	Q 12.00	Q 2,592.00
Elaboración de eslabones (acero no. 3)	225.00	unidad	Q 5.00	Q 1,125.00
Formaleteado	45.00	m	Q 15.00	Q 675.00
Elaboración y colocación de concreto	12.60	m ³	Q 125.00	Q 1,575.00
Desencofrado	45.00	m	Q 7.50	Q 337.50
Tallado	87.75	m ²	Q 4.00	Q 351.00
Total				Q 8,455.50
Total costos directos				Q 47,481.50

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	4,748.15
Impuestos	8.00%	Q	3,798.52
Utilidad	13.00%	Q	6,172.60
Imprevistos	4.00%	Q	1,899.48
Total costos indirectos		Q	16,618.75

Costo total por renglón	Q 64,100.25
Precio unitario	Q 1,424.45

Fuente: elaboración propia.

Tabla 59. **Diafragmas exteriores**

Renglón	Cantidad	Unidad
Diafragmas exteriores	12.60	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 6 G60	9.00	varilla	Q 95.00	Q 855.00
Acero corrugado no. 5 G60	5.00	varilla	Q 80.00	Q 400.00
Acero corrugado no. 3 G60	15.00	varilla	Q 28.00	Q 420.00
Cemento UGC	12.00	saco	Q 75.00	Q 900.00
Arena de río	0.50	m ³	Q 190.00	Q 95.00
Piedrín triturado (1/2")	0.50	m ³	Q 250.00	Q 125.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	105.00	pt	Q 6.00	Q 630.00
Alambre de amarre calibre 16	10.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Clavo de 3"	3.00	libra	Q 6.00	Q 18.00
Total				Q 3,513.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 450.00
Mano de obra				
Armado de diafragma	12.60	m	Q 30.00	Q 378.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	63.00	unidad	Q 10.00	Q 630.00
Elaboración de eslabones (acero no. 3)	20.00	unidad	Q 5.00	Q 100.00
Formaleteado	12.60	m	Q 15.00	Q 189.00
Elaboración y colocación de concreto	0.95	m ³	Q 125.00	Q 118.75
Desencofrado	12.60	m	Q 7.50	Q 94.50
Tallado	9.60	m ²	Q 4.00	Q 38.40
Total				Q 1,548.65
Total costos directos				Q 5,511.65

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	551.17
Impuestos	8.00%	Q	440.93
Utilidad	13.00%	Q	716.51
Imprevistos	4.00%	Q	220.42
Total costos indirectos		Q	1,929.03

Costo total por renglón	Q 7,440.68
Precio unitario	Q 590.53

Fuente: elaboración propia.

Tabla 60. **Diafragmas interiores**

Renglón	Cantidad	Unidad
Diafragmas interiores	12.60	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 6 G60	9.00	varilla	Q 95.00	Q 855.00
Acero corrugado no. 5 G60	9.00	varilla	Q 80.00	Q 720.00
Acero corrugado no. 3 G60	14.00	varilla	Q 28.00	Q 392.00
Cemento UGC	21.00	saco	Q 75.00	Q 1,575.00
Arena de río	1.00	m ³	Q 190.00	Q 190.00
Piedrín triturado (1/2")	1.00	m ³	Q 250.00	Q 250.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	165.00	pt	Q 6.00	Q 990.00
Alambre de amarre calibre 16	20.00	libra	Q 7.00	Q 140.00
Clavo de 3"	5.00	libra	Q 6.00	Q 30.00
Total				Q 5,142.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 450.00
Mano de obra				
Armado de diafragma	12.60	m	Q 30.00	Q 378.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	42.00	unidad	Q 10.00	Q 420.00
Elaboración de eslabones (acero no. 3)	20.00	unidad	Q 5.00	Q 100.00
Formaleteado	12.60	m	Q 15.00	Q 189.00
Elaboración y colocación de concreto	1.74	m ³	Q 125.00	Q 217.50
Desencofrado	12.60	m	Q 7.50	Q 94.50
Tallado	14.73	m ²	Q 4.00	Q 58.92
Total				Q 1,457.92
Total costos directos				Q 7,049.92

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	704.99
Impuestos	8.00%	Q	563.99
Utilidad	13.00%	Q	916.49
Imprevistos	4.00%	Q	282.00
Total costos indirectos		Q	2,467.49

Costo total por renglón	Q 9,517.41
Precio unitario	Q 755.35

Fuente: elaboración propia.

Tabla 61. **Losa**

Renglón	Cantidad	Unidad
Losa	91.50	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Cemento UGC	215.00	saco	Q 75.00	Q 16,125.00
Arena de río	9.00	m ³	Q 190.00	Q 1,710.00
Piedrín triturado (3/4")	11.00	m ³	Q 250.00	Q 2,750.00
Acero corrugado no. 4 G60	202.00	varilla	Q 55.00	Q 11,110.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	1,020.00	pt	Q 6.00	Q 6,120.00
Parales de madera (2" x 3" x 10')	400.00	pt	Q 6.00	Q 2,400.00
Alambre de amarre calibre 16	100.00	libra	Q 7.00	Q 700.00
Clavo de 3"	15.00	libra	Q 6.00	Q 90.00
Tubo BAP PVC Ø 3"	1.00	unidad	Q 160.00	Q 160.00
Total				Q 41,165.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 1,500.00	Q 1,500.00
Total				Q 1,750.00
Mano de obra				
Armado de losa	91.50	m ²	Q 50.00	Q 4,575.00
Formaleteado	91.50	m ²	Q 15.00	Q 1,372.50
Elaboración y colocación de concreto	18.30	m ³	Q 125.00	Q 2,287.50
Desencofrado	91.50	m ²	Q 7.50	Q 686.25
Tallado	164.00	m ²	Q 4.00	Q 656.00
Total				Q 9,577.25
Total costos directos				Q 52,492.25

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	5,249.23
Impuestos	8.00%	Q	4,199.38
Utilidad	13.00%	Q	6,823.99
Imprevistos	4.00%	Q	2,100.07
Total costos indirectos		Q	18,372.67

Costo total por renglón	Q 70,864.92
Precio unitario	Q 774.48

Fuente: elaboración propia.

Tabla 62. **Banqueta**

Renglón	Cantidad	Unidad
Banqueta	25.50	m ²

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Cemento UGC	45.00	saco	Q 75.00	Q 3,375.00
Arena de río	2.00	m ³	Q 190.00	Q 380.00
Piedrín triturado (3/4")	2.00	m ³	Q 250.00	Q 500.00
Acero corrugado no. 4 G60	67.00	varilla	Q 55.00	Q 3,685.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	365.00	pt	Q 6.00	Q 2,190.00
Parales de madera (2" x 3" x 10')	100.00	pt	Q 6.00	Q 600.00
Alambre de amarre calibre 16	20.00	libra	Q 7.00	Q 140.00
Clavo de 3"	5.00	libra	Q 6.00	Q 30.00
Total				Q 10,900.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 1,500.00	Q 1,500.00
Total				Q 1,750.00
Mano de obra				
Armado de banquetta	25.50	m ²	Q 50.00	Q 1,275.00
Formaleteado	32.70	m ²	Q 15.00	Q 490.50
Elaboración y colocación de concreto	3.83	m ³	Q 125.00	Q 478.75
Desencofrado	32.70	m ²	Q 7.50	Q 245.25
Tallado	100.50	m ²	Q 4.00	Q 402.00
Total				Q 2,891.50
Total costos directos				Q 15,541.50

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	1,554.15
Impuestos	8.00%	Q	1,243.32
Utilidad	13.00%	Q	2,020.40
Imprevistos	4.00%	Q	621.77
Total costos indirectos		Q	5,439.64

Costo total por renglón	Q 20,981.14
Precio unitario	Q 822.79

Fuente: elaboración propia.

Tabla 63. Barandal (poste + pasamanos)

Renglón	Cantidad	Unidad
Barandal (poste + pasamanos)	30.00	m

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Acero corrugado no. 4 G60	15.00	varilla	Q 55.00	Q 825.00
Acero corrugado no. 3 G60	13.00	varilla	Q 28.00	Q 364.00
Tubo H.G. Ø = 2"	10.00	unidad	Q 168.00	Q 1,680.00
Cemento UGC	11.00	saco	Q 75.00	Q 825.00
Arena de río	0.50	m³	Q 190.00	Q 95.00
Piedrín triturado (3/4")	0.50	m³	Q 250.00	Q 125.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	100.00	pt	Q 6.00	Q 600.00
Alambre de amarre calibre 16	10.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Clavo 3"	5.00	libra	Q 6.00	Q 30.00
Total				Q 4,614.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Concretera	1.00	día	Q 250.00	Q 250.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 450.00
Mano de obra				
Armado (poste + pasamanos)	22.00	unidad	Q 25.00	Q 550.00
Elaboración de estribos (acero no. 3)	110.00	unidad	Q 10.00	Q 1,100.00
Formaleteado	22.00	m	Q 15.00	Q 330.00
Elaboración y colocación de concreto	0.88	m³	Q 125.00	Q 110.00
Desencofrado	22.00	m	Q 7.50	Q 165.00
Tallado	17.60	m²	Q 4.00	Q 70.40
Total				Q 2,325.40
Total costos directos				Q 7,389.40

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	738.94
Impuestos	8.00%	Q	591.15
Utilidad	13.00%	Q	960.62
Imprevistos	4.00%	Q	295.49
Total costos indirectos		Q	2,586.20

Costo total por renglón	Q 9,975.60
Precio unitario	Q 332.52

Fuente: elaboración propia.

Tabla 64. **Relleno y compactación**

Renglón	Cantidad	Unidad
Relleno y compactación	125.00	m ³

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Herramienta, maquinaria y equipo				
Camión de volteo (12 m ³)	1.00	día	Q 1,600.00	Q 1,600.00
Retroexcavadora	5.00	hora	Q 350.00	Q 1,750.00
Camión cisterna	1.00	día	Q 1,400.00	Q 1,400.00
Compactadora tipo bailarina	8.00	hora	Q 250.00	Q 2,000.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 6,950.00
Mano de obra				
Encargado de obra	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Peones (2 personas/ Q 100.00 c/u)	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 400.00
Total costos directos				Q 7,350.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	735.00
Impuestos	8.00%	Q	588.00
Utilidad	13.00%	Q	955.50
Imprevistos	4.00%	Q	294.00
Total costos indirectos		Q	2,572.50

Costo total por renglón	Q 9,922.50
Precio unitario	Q 66.15

Fuente: elaboración propia.

Tabla 65. **Limpieza final**

Renglón	Cantidad	Unidad
Limpieza final	1.00	global

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Herramienta, maquinaria y equipo				
Pala de mango largo	2.00	unidad	Q 90.00	Q 180.00
Carretilla	2.00	unidad	Q 285.00	Q 570.00
Transporte de material y personal	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 950.00
Mano de obra				
Peones (2 personas/ Q 100.00 c/u)	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Total				Q 200.00
Total costos directos				Q 1,150.00

Costos indirectos			
Gastos administrativos	10.00%	Q	115.00
Impuestos	8.00%	Q	92.00
Utilidad	13.00%	Q	149.50
Imprevistos	4.00%	Q	47.50
Total costos indirectos		Q	404.00

Costo total por renglón	Q 1,554.00
Precio unitario	Q 2.59

Fuente: elaboración propia.

Tabla 66. **Desglose de impuestos**

Descripción	Total
Materiales	Q 497,086.00
Herramienta, maquinaria y equipo	Q 91,305.00
Mano de obra	Q 176,237.68
Total costos directos	Q 764,628.68
Utilidad (13% sobre costos directos)	Q 99,401.73
IVA (12% sobre utilidad y mano de obra)	Q 33,076.73
ISR (25% sobre utilidad)	Q 24,850.43
Total de impuestos	Q 57,927.16
% de costos directos	8.00%

Fuente: elaboración propia.

Tabla 67. Listado de materiales

Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Acero corrugado no. 3 G40	16.00	varilla	Q 24.00	Q 384.00
Acero corrugado no. 3 G60	305.00	varilla	Q 28.00	Q 8,540.00
Acero corrugado no. 4 G40	15.00	varilla	Q 45.00	Q 675.00
Acero corrugado no. 4 G60	284.00	varilla	Q 55.00	Q 15,620.00
Acero corrugado no. 5 G60	44.00	varilla	Q 80.00	Q 3,520.00
Acero corrugado no. 6 G60	54.00	varilla	Q 95.00	Q 5,130.00
Acero corrugado no. 8 G60	74.00	varilla	Q 115.00	Q 8,510.00
Alambre de amarre calibre 16	335.00	libra	Q 7.00	Q 2,345.00
Arena de río	177.00	m ³	Q 190.00	Q 33,630.00
Cal hidratada	2.00	bolsa	Q 45.00	Q 90.00
Cemento UGC	3,278.00	saco	Q 75.00	Q 245,850.00
Clavo 3"	77.00	libra	Q 6.00	Q 462.00
Hilo de nylon (25 m)	2.00	rollo	Q 30.00	Q 60.00
Madera para formaleta	5,095.00	pt	Q 6.00	Q 30,570.00
Parales de madera (2" x 3" x 10')	875.00	pt	Q 6.00	Q 5,250.00
Piedra bola (20 cm)	471.00	m ³	Q 120.00	Q 56,520.00
Piedrín triturado (3/4")	247.00	m ³	Q 250.00	Q 61,750.00
Pintura en spray	2.00	unidad	Q 20.00	Q 40.00
Plancha de hule neopreno de 1"	1.00	unidad	Q 700.00	Q 700.00
Plancha de hule neopreno de 1.15' x 1.65' x 1/2" de espesor	12.00	unidad	Q 665.00	Q 7,980.00
Plancha de hule neopreno de 1.15' x 1.65' x 3/16" de espesor	12.00	unidad	Q 285.00	Q 3,420.00
Platina de metal de 0.35 m x 0.50 m x 1/8" de espesor	18.00	unidad	Q 180.00	Q 3,240.00
Tubo BAP PVC Ø 3"	7.00	unidad	Q 160.00	Q 1,120.00
Tubo H.G. Ø = 2"	10.00	unidad	Q 168.00	Q 1,680.00
Total de materiales				Q 497,086.00

Fuente: elaboración propia.

Tabla 68. Gastos administrativos

Dirección de campo				
Plaza	Salario/hora	Prestación	Tiempo/hora	Sub-total
Encargado o ingeniero	Q 57.00	Q 22.80	4.00	Q 319.20
Secretaria	Q 12.10	Q 4.84	2.00	Q 33.88
Contador	Q 12.10	Q 4.84	2.00	Q 33.88
Total				Q 386.96
Total / mes				Q 11,608.80
Total / 6 meses				Q 69,652.80
Servicios y depreciaciones				
Descripción	Pago/mes	Tiempo/mes	Pago/6 meses	
Servicios	Q 600.00	6.00	Q 3,600.00	
Mantenimiento	Q 275.00	6.00	Q 1,650.00	
Insumos de oficina	Q 260.00	6.00	Q 1,560.00	
Total / 4 meses			Q 6,810.00	
Resumen	Total			
Total gastos (6 meses)	Q 76,462.80			
Total costos directos	Q 764,628.68			
% de costos directos	10.00%			

Fuente: elaboración propia.

Tabla 69. **Cronograma de ejecución físico y financiero**

#	Descripción del renglón	Cantidad	Unidad	Tiempo estimado en semanas (6 meses de construcción)																								Total
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
1	Replanteo topográfico	600.00	m²																								Q 1,428.00	
2	Trabajos preliminares (limpia, chapeo y destronque)	600.00	m²																								Q 3,744.00	
3	Excavación	1,250.00	m³																								Q 40,500.00	
4	Estribos + aletones	784.00	m³																								Q 725,254.88	
5	Cortina	15.60	m																								Q 21,010.08	
6	Viga de apoyo	15.60	m																								Q 17,543.13	
7	Apoyo elastomérico	6.00	unidad																								Q 21,983.40	
8	Topes sísmicos	12.00	unidad																								Q 6,432.12	
9	Vigas principales	45.00	m																								Q 64,100.25	
10	Diafragmas exteriores	12.60	m																								Q 7,440.68	
11	Diafragmas interiores	12.60	m																								Q 9,517.41	
12	Losa	91.50	m²																								Q 70,864.92	
13	Banqueta	30.00	m²																								Q 20,981.14	
14	Barandal (poste + pasamanos)	30.00	m																								Q 9,975.60	
15	Relleno y compactación	150.00	m³																								Q 9,922.50	
16	Limpieza final	600.00	m²																								Q 1,554.00	
Avance financiero				Q529,175.25				Q 302,288.24				Q 6,432.12				Q 72,579.30				Q 100,325.11				Q 21,452.10				Q 1,032,252.11
Avance porcentual				51.26%				29.28%				0.62%				7.03%				9.72%				2.08%				
Avance porcentual acumulado				51.26%				80.55%				81.17%				88.20%				97.92%				100.00%				

Fuente: elaboración propia.

3.11 Estudio de impacto ambiental inicial

Según el Reglamento de Evaluación, Control y Seguimiento Ambiental del MARN en el Acuerdo Gubernativo 137-2016, el proyecto se clasifica dentro de la categoría de diseño, construcción y operación de puentes de doble vía y obras especiales, con clasificación de moderado a bajo impacto ambiental potencial, correspondiente a B2. La evaluación al EIA realizada por el MARN en referencia

al Acuerdo Gubernativo 137-2016 examina las medidas de mitigación ambiental y/o social a llevarse a cabo en el proyecto -siendo uno de los requisitos principales del estudio-; algunas de las medidas a considerarse se describen en la tabla 70:

Tabla 70. Matriz de aspectos ambientales

No.	Aspecto ambiental	Tipo de Impacto ambiental	Ente generador del impacto ambiental	Puntos de generación del impacto ambiental	Medida de mitigación ambientales y/o sociales
1	Atmosférico	Humo	Maquinaria	Abastecimiento de material y en el recorrido establecido	Mantener toda la maquinaria en buenas condiciones de funcionamiento
		Polvo	Maquinaria y personal	Remoción del suelo en los puntos de excavación	Humedecer el suelo a ser retirado por medio del camión cisterna roseando con ciclos continuos de agua y restringir la velocidad de los vehículos
2	Hídrico	Contaminación de los cuerpos de agua	Personal	En los lugares donde se utilice el agua para la limpieza de herramientas, se deposite los desechos de los insumos y donde se genere desechos sólidos	Realizar la limpieza de herramientas fuera de la red hidrológica principal, almacenar los desechos en depósitos para su posterior colocación en la zona adecuada y construir un sanitario provisional conectado a una fosa séptica prefabricada como tratamiento de las aguas residuales. Los lodos generados se colocarán en una zona adecuada
		Alteración temporal de la red hidrológica	Maquinaria	En el movimiento de tierras para la construcción de la obra de drenaje mayor (puente)	Delimitación del área de trabajo para minimizar la mayor intervención en sectores aledaños
3	Suelo	Pérdida temporal y permanente de vegetación	Maquinaria y personal	Durante la limpieza, chapeo y destronque del proyecto y movimiento de tierras	Conocimiento de la flora natural existente, preservar y respetar áreas protegidas y de ser necesario contribuir con actividades de reforestación
		Alteración en la calidad del suelo	Personal	Durante el derrame de aceites, grasas y combustible en los puntos de abastecimiento de la maquinaria	El abastecimiento de combustible se efectuará de manera adecuada alejado de los puntos cercanos a los cuerpos de agua; en caso de derrame, limpiar y remover 10 cm de suelo por debajo del nivel alcanzado por la contaminación
4	Social	Generación de basura	Personal y maquinaria	En el consumo de cualquier tipo de alimento y por los restos de combustibles y lubricantes de la maquinaria cuando concluya el proyecto	La basura será clasificada en orgánica e inorgánica, y depositada en recipientes especiales para su disposición en una zona adecuada. Los restos de combustibles y lubricantes serán retirados y almacenados en el lugar de guardado de la maquinaria

Fuente: elaboración propia.

3.12 Evaluación socioeconómica

Es una forma de comparación entre los recursos a ser utilizados y los resultados esperados en proyectos de inversión pública.

3.12.1 Valor Presente Neto

Considerando los flujos netos existentes se calcula con los datos de la tabla 71 -ver inciso 2.16.1 y 2.16.3-:

Tabla 71. Costos de operación y mantenimiento del puente vehicular

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Sub-total
Materiales				
Almohadilla de neopreno de 35 x 50 x 4.45 cm	1.00	unidad	Q 3,664.00	Q 3,664.00
Cemento UGC	15.00	saco	Q 75.00	Q 1,125.00
Arena de río	1.50	m ³	Q 190.00	Q 285.00
Piedrín triturado (3/4")	1.50	m ³	Q 250.00	Q 375.00
Piedra bola (20 cm)	2.00	m ³	Q 120.00	Q 240.00
Madera para formaleta (1" x 12" x 10')	97.00	pt	Q 6.00	Q 582.00
Alambre de amarre calibre 16	10.00	libra	Q 7.00	Q 70.00
Clavo 3"	5.00	libra	Q 6.00	Q 30.00
Total				Q 6,371.00
Herramienta, maquinaria y equipo				
Pala de mango largo	2.00	unidad	Q 90.00	Q 180.00
Carretilla	1.00	unidad	Q 285.00	Q 285.00
Machete de 20 pulg	2.00	unidad	Q 47.00	Q 94.00
Barreta de 1.50 m	2.00	unidad	Q 185.00	Q 370.00
Azadón con mango	2.00	unidad	Q 100.00	Q 200.00
Total				Q 1,129.00
Mano de obra				
Encargado de obra	1.00	día	Q 200.00	Q 200.00
Peones (3 personas/ Q 100.00 c/u)	1.00	día	Q 300.00	Q 300.00
Total				Q 500.00
Total costos directos / 1 año				Q 8,000.00
Tiempo de vida útil del proyecto en años				100
Costo de operación y mantenimiento durante el tiempo de vida útil				Q 800,000.00

Fuente: elaboración propia.

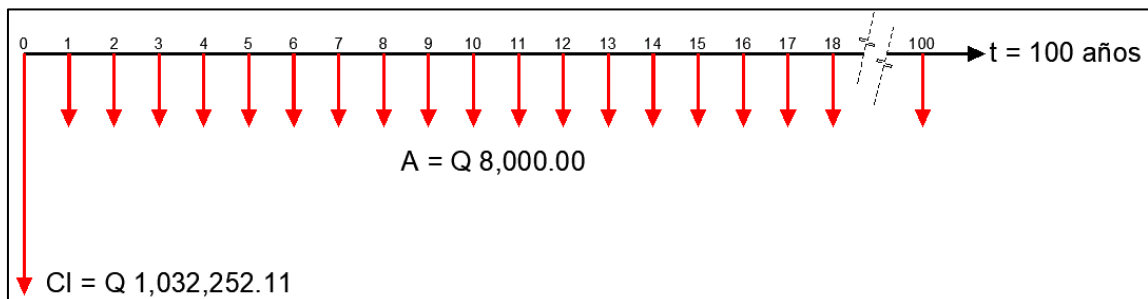
Para el mantenimiento del puente vehicular se debe contemplar el costo anual de limpieza de las tuberías que funcionan como drenajes pluviales, revisión y cambio -de ser necesario- del apoyo elastomérico, además de cualquier otro daño que se pueda dar a la infraestructura. De acuerdo a la tabla 72 y figura 44 se calcula el VPN:

Tabla 72. **Datos para cálculo de VPN**

Datos	Resultado
Valor de rescate inicial	Q 0.00
Costo inicial	Q 1,032,252.11
Costo de mantenimiento anual	Q 8,000.00
Valor de rescate anual	Q 0.00
Vida útil	100 años
Tasa de interés (Banco de Guatemala)	12.72%

Fuente: elaboración propia.

Figura 44. **Diagrama de flujo en efectivo del proyecto**



Fuente: elaboración propia.

$$VPN = VRI - CI + (VRA - CMA)[P/A, i, n]$$

$$VPN = (0 - 1,032,252.11) + (0 - 8,000.00) \left(\frac{(1+0.1272)^{100} - 1}{0.1272(1+0.1272)^{100}} \right)$$

$$VPN = Q - 1,095,144.80$$

Un VPN menor a cero no produce ningún beneficio monetario; sin embargo, el fin primordial de los proyectos de inversión pública es la búsqueda del desarrollo de las comunidades donde se ejecutan los mismos.

3.12.2 Tasa Interna de Retorno

Representa el porcentaje de ganancia que se espera adquirir en inversiones rentables de proyectos en ejecución. Estos, al ser impulsados por el Estado mediante las organizaciones gubernamentales, se apunta a satisfacer una necesidad básica para el mejoramiento en la calidad de vida de las personas, lo cual implica no esperar resultados con retornos financieros.

En complemento, se comparan también los beneficios y costos de un proyecto para definir su rentabilidad. Se calcula de la siguiente manera -ver inciso 2.16.3-:

$$P/F = F \left(\frac{1}{(1+i)^n} \right)$$
$$P/A = A \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

Donde:

P/A = valor presente dado un pago uniforme anual.

P/F = valor presente dado una cantidad única.

A = serie de cantidad de dinero consecutivo (anualidad).

i = tasa de interés o retorno -12.72% según tabla 32-.

n = tiempo de inversión en años.

Los parámetros para el cálculo son los siguientes:

- Inversión inicial: Q 1,032,252.11 correspondiente al costo total del proyecto al inicio del tiempo.
- Costo de operación y mantenimiento -O y M- anual: Q 8,000.00 por año, durante los próximos 100 años –ver tabla 71-.
- Beneficios: no existe ninguna remuneración o ganancia monetaria en la inversión hacia el ente gubernamental.
- Contrabeneficios o desventajas económicas: Adquisición de tierra agrícola para la construcción del puente –principalmente ubicación de estribos-, siendo aproximadamente 200.00 m² con un valor de Q 4,000.00 –según Departamento de Catastro de la Municipalidad de Esquipulas- durante el primer año.

Por tanto:

$$\text{VP de inversión inicial} = \text{Q } 1,032,252.11$$

$$\text{VP de costos O y M} = 8,000 \left(\frac{(1+0.1272)^{100}-1}{0.1272(1+0.1272)^{100}} \right) = \text{Q } 62,892.69$$

$$\text{VP de beneficios} = \text{Q } 0.00$$

$$\text{VP de contrabeneficios} = 4,000 \left(\frac{1}{(1+0.1272)^1} \right) = \text{Q } 3,548.62$$

La relación B/C es la siguiente:

$$\text{B/C modificada} = \frac{0 - 3,548.62 - 62,892.69}{1,032,252.11} = - 0.06$$

Al ser negativo nos indica que el proyecto no es rentable, pero se cumple con el objetivo principal de aumentar el desarrollo local sin remuneración alguna.

CONCLUSIONES

1. El diseño geométrico del tramo carretero que une al caserío El Pedregal con el caserío El Malcotal en el municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula, muestra un marco económico viable, puesto que cumple con los requerimientos necesarios para cada uno de los elementos que lo conforman: derecho de vía, longitud y estructuras de drenaje, bajo las normas y especificaciones establecidas.
2. El diseño del puente vehicular en la aldea Valle Dolores en el municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula, indica un escenario factible orientado a solucionar la necesidad de desplazamiento peatonal y vehicular en forma cómoda y segura para la búsqueda del crecimiento comercial y social.
3. El diseño geométrico del tramo carretero consiste en una carretera tipo “F” según especificaciones de la Dirección General de Caminos, con ancho de 6.90 m en cumplimiento de las dimensiones de los elementos que estructuran el derecho de vía y longitud de 1,002.04 m, además de contar con las estructuras de drenaje necesarias para el desalojo y disposición final de las aguas pluviales. Así mismo, el diseño del puente vehicular presenta una estructura de 15 m de largo, de 2 vías, con un ancho total de 7.80 m, con las dimensiones mínimas requeridas por la DGC y la norma AASHTO en cada uno de los elementos que la conforman.

4. Se presentó ante la Municipalidad de Esquipulas el diseño para la apertura del tramo carretero y el diseño del puente vehicular como las mejores alternativas técnicas diseñadas, que serán gestionados por la Dirección Municipal de Planificación como plan de ejecución de proyectos municipales con impacto social y económico para el mejoramiento en la calidad de vida de los habitantes de las comunidades.

RECOMENDACIONES

1. Bajo los requerimientos de seguridad vial proporcionados por la Dirección General de Caminos, en los tramos de la carretera con pendientes mayores al 14% se deben construir carrileras empedradas, a fin de evitar que los vehículos resbalen cuando la superficie de rodadura se encuentre húmeda en época invernal.
2. Para la disminución de costos en el transporte de material tipo balasto necesario en el recubrimiento de la superficie de rodadura del tramo carretero, este puede extraerse del banco de préstamo ubicado a 500 metros del centro de la aldea Chanmagua en el municipio de Esquipulas, en el punto de ubicación geográfico siguiente: Latitud- 14°37'42.00" N y Longitud- 89°12'0.00" O, en cumplimiento con los requisitos de la sección 209 del libro de Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos.
3. La Municipalidad de Esquipulas, a través de la Dirección Municipal de Planificación -DMP-, debe continuar con la gestión de proyectos, en conjunto con los entes gubernamentales responsables, para solventar totalmente las necesidades existentes en el área de infraestructura del municipio. Así mismo, debe velar porque estos cumplan con los estándares de diseño y calidad necesarios para garantizar la vida útil del proyecto.
4. Las autoridades municipales, a través de los Consejos Comunitarios de Desarrollo -COCODE- promoverán la concientización a las

comunidades afectadas, mediante capacitaciones, programas o notificaciones, sobre la conservación de las áreas de bosque aledañas a los territorios donde se ejecutarán los proyectos, contribuyendo a garantizar la recarga hídrica de las fuentes de agua y al menor deterioro del medio ambiente.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acuerdo gubernativo del reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental, 137-2016. Diario de Centroamérica (11 de julio de 2016).

Acuerdo gubernativo del reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones, 379-2010. Diario de Centroamérica (28 de enero de 2011).

American Association of State Highways and Transportation Officials. (2002). *Standard Specifications for Highways Bridges* (17.^a ed.). Estados Unidos de América. Recuperado de https://kupdf.net/download/aashto-2002-standard-specifications-for-highway-bridges-17th_5af8664fe2b6f5f20add3215_pdf

American Association of State Highways and Transportation Officials. (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* (6.^a ed.). Estados Unidos de América. Recuperado de <ftp://www.ahtd.state.ar.us/Outgoing/Roadway/TRC1805/AASHTO%20A%20Policy%20on%20Geometric%20Design%20of%20Highways%20and%20Streets%202011.pdf>

American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Recuperado de <https://www.civilmas.net/wp-content/uploads/2019/05/ACI-318-SR-14-SPANISH.pdf>

Blank, L., Tarquin, A. (2012). *Ingeniería económica* (7.^a ed.). México: McGrawHill/Interamericana Editores, S.A. Recuperado de https://www.academia.edu/34135131/Ingeniería_Económica_7ma_Edición_Leland_Blank_and_Anthony_Tarquin



Cabrera Linares, M. V., & Teos Morales, E. A. (2002). *Especificaciones técnicas para la construcción de caminos rurales en Guatemala, caminos ambientalmente compatibles*. Guatemala: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. Recuperado de https://www.caminos.gob.gt/files/Desc-ManualDGA-Nov2002_84prtata.pdf

Cabrera Seis, J. V. (1994). *Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones 1* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Chávez Toruno, G. (2011). *Guía de estructuras para caminos terciarios*. Nicaragua: Dirección de Caminos Municipales del Ministerio de Transporte e Infraestructura. Recuperado de https://issuu.com/valeriavega95/docs/manual_de_estructuras

Consejo Municipal de Desarrollo del Municipio de Esquipulas y Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia, Dirección de Planificación Territorial. (2010). *Plan de desarrollo Esquipulas, Chiquimula*. Guatemala: SEGEPLAN. Recuperado de <http://www.segeplan.gob.gt/nportal/index.php/biblioteca-documental/category/68-chiquimula?download=330:pdm-esquipulas>

Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (5.^a ed.). México: Limusa, S.A. Recuperado de <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-y-cimentaciones-crespo-villalaz.pdf>



Das, B. M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (4.^a ed.). México: International Thomson Editores, S.A. Recuperado de https://www.academia.edu/18553128/Principios_De_Ingenier%C3%ADa_De_Cimentaciones_Braja_M_Das_4ta_Edici%C3%B3n_

Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. (2001). *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ingenieros Consultores de Centroamérica, S.A. Recuperado de https://www.covial.gob.gt/specs/Libro_Azul-Sept2001.pdf

Flujo uniforme: flujo en superficie libre. (s.f.). Lima, Perú: Departamento de Hidráulica e Hidrología, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado de http://www.imefen.uni.edu.pe/Temas_interes/FSL/07_Flujo_uniforme.pdf

Hernández Alvarado, C. J. (2016). *Diseño de carretera del caserío El Rodeo a la finca Taxiscobal, San Vicente Pacaya, Escuintla* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Informe de intensidades de lluvia en Guatemala. (s.f.). Guatemala: INSIVUMEH. Recuperado de <http://www.insivumeh.gob.gt/folleto/INFORME%20de%20intensidades%20de%20lluvia%20Guatemala.pdf>



Keller, G., & Sherar, J. (2004). *Ingeniería de caminos rurales: guía de campo para las mejores prácticas de administración de caminos rurales*. México: Instituto Mexicano del Transporte, Órgano Desconcentrado de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Recuperado de <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/Libro/lb4.pdf>

Mata Zelaya, R. (2016). *Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica*. El Salvador: DACGER/MOPTVDU. Recuperado de <http://www.covial.gob.gt/specs/ManualConstec.pdf>

Monsalve Sáenz, G. (1999). *Hidrología en la ingeniería* (2.^a ed.). México: Alfaomega Grupo Editor, S.A.

Morales Castro, J. M. (2018). *Diseño puente vehicular, caserío Zarzalito, aldea Horcones y segunda fase de alcantarillado sanitario, colonia El Tablón, aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Oriente, Chiquimula, Guatemala.

Navarrijo Zabala, K. L. (2015). *Diseño de un modelo para el sistema de registro de volúmenes de tránsito vehicular en Guatemala, homologado con una muestra estratificada aleatoria bietápica de la región VI ó suroccidental* (Tesis de maestría). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.



Navarro Hudiel, S.J. (2008). *Normas de diseño geométrico de carreteras*. En: Dr. Sergio J. Navarro Hudiel [Blog]. Recuperado de https://sjnavarro.files.wordpress.com/2011/08/manual-dedisec3b1o-de-carretera_2003-ecuador.pdf

Porón Olcot, A. K. A. (2012). *Manual de estimación de costos en proyectos de carreteras de terracería* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.

Rivera Pineda, C. V. (2019). *Diseño geométrico tramo carretero caserío Morro Grande, aldea San Nicolás y ampliación sistema de abastecimiento de agua caserío Las Cebollas, aldea Padre Miguel, municipio de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Oriente, Chiquimula, Guatemala.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016). *Manual de proyecto geométrico de carreteras*. México: Dirección General de Servicios Técnicos. Recuperado de http://dimsec.com/wp-content/uploads/2017/09/MPGC_2016.pdf

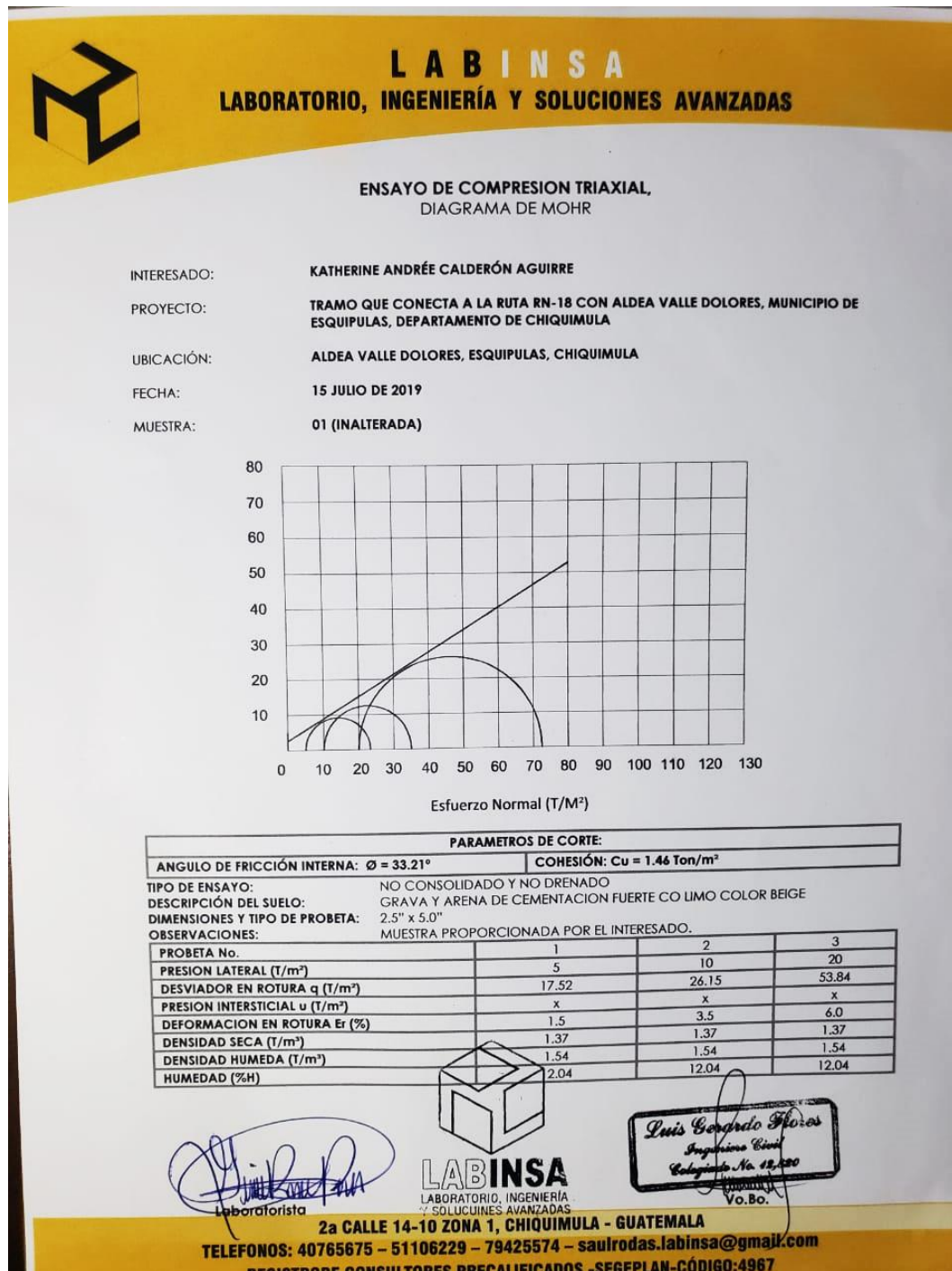
Serrano López, J. O. (2007). *Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas y puente vehicular para la aldea El Cacao, Gualán, Zacapa* (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala.



ANEXOS

Anexo A	Resultado de ensayo de Laboratorio de estudio de suelos LABINSA
----------------	---

Anexo A Resultado de ensayo de Laboratorio de estudio de suelos



APÉNDICES

- | | |
|-------------------|---|
| Apéndice A | Libreta topográfica, apertura del tramo carretero que une al caserío El Pedregal con el caserío El Malcotal, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula |
| Apéndice B | Libreta topográfica diseño puente vehicular No. 2 en tramo de ruta RN-18 a aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula |
| Apéndice C | Planos constructivos, apertura del tramo carretero que une al caserío El Pedregal con el caserío El Malcotal, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula |
| Apéndice D | Planos constructivos diseño puente vehicular No. 2 en tramo de ruta RN-18 a aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula |

Apéndice A Libreta topográfica, apertura del tramo carretero que une al
caserío El Pedregal con el caserío El Malcotal, municipio de
Esquipulas, departamento de Chiquimula

No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
1	655.780	2360.076	502.360	33	695.164	2444.644	500.947
2	653.969	2360.681	502.310	34	693.520	2445.735	501.107
3	652.373	2361.555	502.330	35	693.148	2446.055	501.666
4	650.760	2362.086	502.290	36	692.473	2446.524	501.600
5	649.848	2362.239	502.950	37	706.268	2450.833	500.064
6	649.017	2362.637	502.940	38	705.767	2451.390	500.026
7	668.806	2383.060	502.090	39	704.487	2453.020	500.235
8	667.520	2383.478	502.035	40	702.880	2453.810	500.213
9	665.462	2384.136	502.010	41	702.477	2454.113	500.793
10	663.731	2384.853	502.050	42	701.923	2454.328	500.705
11	662.634	2384.987	502.568	43	714.563	2457.873	499.582
12	661.398	2385.649	502.590	44	714.102	2458.238	499.547
13	677.090	2399.996	501.958	45	711.684	2460.396	499.816
14	675.659	2400.445	501.960	46	709.850	2461.755	499.853
15	673.924	2401.136	501.930	47	709.481	2461.943	500.425
16	672.081	2402.151	501.891	48	708.934	2462.122	500.408
17	671.348	2402.604	502.120	49	717.809	2464.299	499.905
18	670.419	2402.927	502.080	50	717.233	2464.527	499.894
19	686.250	2419.019	501.810	51	714.564	2464.823	499.874
20	685.034	2419.467	501.780	52	713.113	2466.198	499.649
21	683.159	2420.240	501.798	53	712.283	2466.396	499.986
22	681.157	2420.916	501.805	54	711.549	2466.744	499.924
23	679.791	2421.487	502.268	55	720.475	2490.914	501.064
24	678.721	2422.027	502.240	56	719.907	2490.998	501.039
25	694.455	2436.704	501.470	57	717.563	2491.547	500.891
26	693.398	2437.461	501.389	58	716.326	2491.720	500.927
27	691.575	2438.105	501.586	59	715.359	2491.873	500.943
28	689.841	2438.767	502.019	60	719.612	2500.053	501.062
29	688.543	2439.361	502.870	61	718.587	2500.257	501.017
30	687.598	2440.059	502.834	62	716.457	2501.087	500.577
31	697.090	2441.986	500.835	63	713.985	2500.971	500.879
32	696.158	2442.705	500.877	64	713.151	2500.955	500.862

No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
65	720.991	2506.489	501.560	97	798.497	2566.594	472.995
66	720.163	2506.740	501.520	98	798.212	2566.891	474.346
67	719.328	2507.115	499.660	99	797.635	2567.072	474.318
68	715.666	2508.254	499.613	100	813.502	2568.231	471.406
69	710.633	2510.191	500.138	101	813.103	2569.100	471.530
70	710.230	2510.409	501.628	102	811.831	2571.901	471.313
71	709.518	2511.024	501.643	103	809.843	2576.402	471.300
72	724.744	2512.651	498.240	104	809.668	2577.132	471.225
73	724.260	2512.939	498.296	105	821.680	2569.128	468.892
74	723.511	2513.276	496.831	106	821.710	2569.793	469.069
75	722.280	2514.335	496.798	107	822.556	2572.309	469.901
76	721.470	2515.857	496.830	108	822.518	2574.232	468.708
77	721.058	2516.127	498.270	109	822.446	2574.848	468.446
78	720.444	2516.554	498.225	110	841.545	2574.499	470.308
79	747.847	2528.513	490.245	111	841.053	2574.846	470.641
80	747.375	2529.071	490.223	112	839.412	2575.966	470.593
81	747.134	2529.396	488.302	113	837.781	2577.831	469.587
82	746.067	2530.472	488.559	114	837.460	2578.156	469.283
83	745.110	2532.123	488.963	115	850.558	2587.004	471.660
84	744.772	2532.319	490.860	116	849.845	2587.223	471.857
85	744.277	2532.702	490.812	117	848.021	2587.962	471.694
86	776.179	2544.262	481.673	118	845.579	2589.283	470.424
87	775.857	2544.754	481.640	119	845.012	2589.487	470.335
88	775.613	2545.147	479.948	120	861.715	2610.804	467.408
89	774.888	2546.439	479.929	121	861.206	2611.113	467.460
90	774.299	2548.335	479.901	122	859.827	2611.836	467.263
91	774.020	2548.515	481.340	123	857.493	2611.783	467.245
92	773.455	2548.977	481.306	124	856.887	2612.031	467.116
93	803.223	2561.773	474.880	125	867.498	2626.552	466.010
94	802.779	2562.256	474.839	126	866.677	2626.551	466.234
95	802.485	2562.600	473.354	127	863.995	2626.536	465.851
96	801.613	2564.340	473.443	128	861.989	2627.423	465.728

No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
129	861.141	2627.509	465.641	161	873.204	2752.093	453.574
130	868.416	2653.755	464.896	162	872.065	2752.647	453.195
131	867.115	2653.596	465.065	163	869.571	2754.179	452.995
132	865.427	2653.092	465.047	164	868.653	2754.442	452.946
133	863.995	2652.120	464.874	165	882.695	2768.255	452.016
134	862.613	2652.388	464.610	166	882.024	2768.264	452.080
135	864.379	2668.314	465.413	167	881.509	2768.486	451.424
136	863.851	2668.056	465.470	168	879.644	2769.085	451.027
137	863.360	2668.178	464.760	169	877.378	2769.714	451.643
138	862.288	2667.742	464.588	170	876.525	2770.059	451.628
139	860.248	2667.205	464.230	171	889.954	2794.013	447.130
140	859.420	2666.994	464.225	172	889.454	2794.013	447.110
141	859.331	2688.077	464.115	173	888.697	2794.176	446.833
142	858.696	2688.350	464.143	174	886.454	2795.452	446.665
143	858.036	2688.277	464.758	175	884.101	2796.319	446.935
144	856.188	2687.750	464.732	176	883.235	2796.696	446.921
145	854.148	2687.050	464.770	177	895.244	2812.081	443.660
146	853.127	2687.015	464.743	178	894.033	2812.477	443.585
147	860.562	2712.603	459.835	179	892.417	2813.250	443.553
148	859.843	2712.831	459.860	180	890.619	2814.004	443.861
149	859.258	2712.933	458.908	181	889.782	2814.089	443.813
150	857.990	2712.796	458.924	182	903.595	2829.944	439.668
151	856.322	2712.823	459.201	183	902.126	2830.101	439.613
152	855.644	2712.865	459.235	184	899.889	2830.964	439.583
153	862.501	2730.977	456.926	185	897.673	2831.593	439.900
154	862.072	2731.163	456.980	186	896.769	2831.709	439.880
155	861.623	2731.337	456.105	187	904.483	2847.425	437.296
156	860.367	2731.197	456.134	188	903.339	2847.518	437.188
157	858.255	2731.879	456.912	189	900.233	2848.003	437.142
158	857.358	2731.927	456.904	190	897.082	2848.099	437.756
159	874.316	2751.439	454.028	191	896.029	2847.869	437.698
160	873.657	2751.809	454.060	192	893.152	2872.687	434.860

No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
193	892.254	2872.441	434.786	225	925.245	2997.618	401.630
194	889.870	2871.081	434.800	226	924.232	2997.909	401.666
195	887.469	2870.004	435.512	227	922.335	2999.186	401.548
196	886.569	2869.584	435.476	228	919.397	2999.570	400.527
197	873.294	2919.268	426.856	229	918.493	2999.936	400.500
198	871.958	2918.815	426.793	230	927.799	3010.677	403.080
199	869.678	2917.302	426.706	231	926.798	3010.916	403.023
200	866.166	2915.874	427.616	232	925.384	3011.205	402.829
201	864.854	2915.568	427.540	233	923.068	3010.985	402.666
202	873.231	2923.504	426.480	234	922.304	3011.466	402.635
203	871.309	2924.311	426.394	235	929.773	3024.544	400.613
204	866.948	2924.875	426.323	236	928.833	3024.736	400.634
205	863.375	2926.077	426.827	237	926.879	3026.000	400.295
206	862.272	2926.356	426.781	238	924.676	3026.296	400.353
207	869.243	2928.760	426.266	239	923.784	3026.314	400.332
208	866.371	2931.258	425.929	240	933.272	3040.510	395.799
209	865.871	2931.553	425.861	241	932.245	3040.984	395.779
210	901.242	2935.157	423.956	242	929.370	3040.577	395.625
211	900.165	2936.193	423.870	243	927.163	3041.095	396.172
212	896.491	2939.758	421.168	244	925.840	3041.700	396.189
213	892.807	2943.311	421.372	245	937.573	3068.524	389.837
214	891.544	2944.009	421.324	246	936.452	3069.293	389.896
215	906.114	2952.884	416.199	247	932.796	3069.672	389.920
216	905.040	2953.237	416.231	248	930.017	3069.902	390.328
217	901.680	2954.898	415.175	249	928.563	3070.507	390.365
218	897.900	2956.836	415.970	250	942.327	3069.662	387.502
219	896.841	2957.083	415.926	251	941.536	3070.802	387.592
220	920.831	2988.389	403.520	252	938.398	3074.417	387.585
221	919.958	2988.813	403.547	253	936.151	3077.773	387.534
222	917.575	2989.968	403.373	254	935.379	3078.662	387.512
223	914.964	2990.854	402.788	255	968.389	3074.786	382.980
224	914.244	2991.059	402.740	256	968.059	3076.006	382.944

No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
257	968.300	3079.620	381.692	290	1004.000	3111.425	379.320
258	968.593	3082.327	381.711	291	996.992	3113.092	378.470
259	968.183	3083.429	381.734	292	995.864	3113.373	378.492
260	990.158	3048.836	376.211	293	1013.658	3135.982	380.800
261	1004.396	3055.839	376.192	294	1012.436	3136.032	380.770
262	1015.272	3059.790	376.080	295	1008.961	3137.018	380.810
263	986.590	3065.417	376.230	296	1006.330	3137.633	380.720
264	999.933	3070.990	376.109	297	1005.060	3137.970	380.692
265	1008.661	3072.553	376.070	298	1020.738	3160.441	380.540
266	986.175	3075.602	376.030	299	1019.796	3160.613	380.410
267	997.672	3078.981	375.920	300	1017.443	3161.228	380.554
268	1004.040	3081.915	375.862	301	1014.354	3162.107	380.580
269	1002.977	3084.106	376.214	302	1013.278	3162.470	380.592
270	996.765	3089.412	376.330	303	1025.378	3176.782	380.530
271	990.269	3094.693	375.276	304	1024.482	3177.751	380.492
272	985.089	3092.334	375.240	305	1023.525	3178.908	380.404
273	981.186	3093.192	375.294	306	1021.793	3179.846	380.580
274	989.345	3095.320	375.211	307	1020.948	3180.574	380.515
275	985.240	3095.891	375.207	308	714.220	2466.050	500.000
276	989.407	3101.034	375.199	309	716.171	2510.622	499.495
277	988.208	3109.256	375.094	310	815.842	2572.027	470.643
278	983.192	3107.107	375.139	311	848.799	2586.559	471.897
279	976.624	3105.355	375.040	312	866.202	2630.345	465.968
280	986.295	3117.307	375.020	313	856.554	2690.960	464.122
281	981.228	3114.598	375.094	314	882.037	2783.549	448.885
282	975.995	3111.644	375.140	315	900.238	2837.723	439.012
283	987.423	3124.527	374.900	316	892.193	2934.198	424.037
284	981.711	3120.363	374.910	317	921.239	2995.430	402.328
285	975.484	3119.051	375.967	318	927.705	3019.325	402.208
286	987.488	3129.820	374.800	319	944.814	3072.923	387.522
287	981.178	3128.202	374.820	320	975.094	3076.498	380.332
288	974.694	3125.253	374.840	321	989.378	3078.111	375.869
289	1005.226	3111.198	379.367	322	1012.100	3185.734	378.385

Apéndice B Libreta topográfica diseño puente vehicular No. 2 en tramo de
ruta RN-18 a aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas,
departamento de Chiquimula

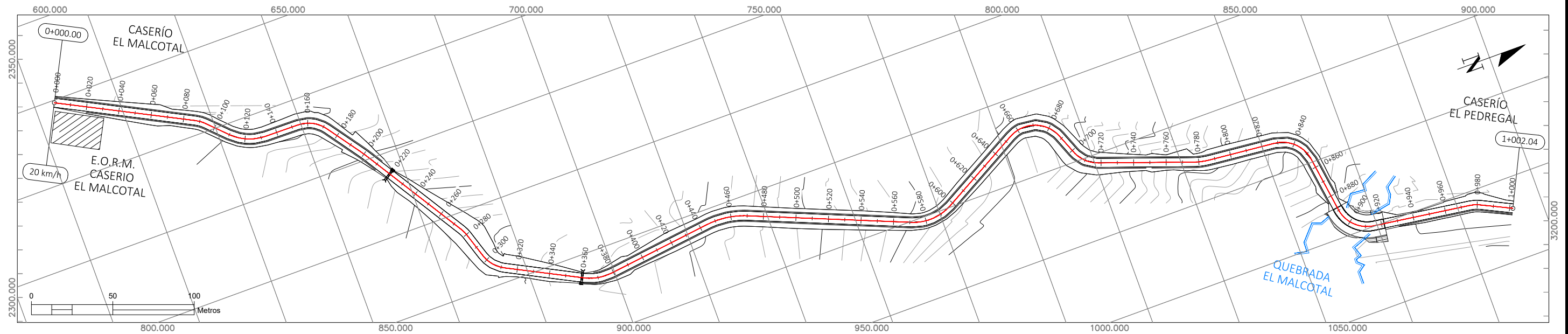
No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
1	1130.275	1113.173	481.568	33	1291.578	1192.754	466.584
2	1126.769	1105.071	482.086	34	1304.674	1195.366	464.687
3	1123.673	1108.918	482.126	35	1286.078	1188.962	468.372
4	1119.985	1113.797	481.979	36	1311.571	1190.229	465.332
5	1140.670	1115.224	480.568	37	1314.569	1196.176	463.986
6	1135.193	1127.028	479.986	38	1317.090	1200.362	463.341
7	1142.280	1123.928	481.139	39	1323.299	1200.602	463.791
8	1145.786	1119.585	481.126	40	1328.533	1220.840	462.120
9	1138.980	1128.844	481.516	41	1333.647	1216.650	462.948
10	1160.521	1131.493	483.628	42	1330.867	1218.844	462.343
11	1156.875	1137.549	483.609	43	1364.306	1249.376	458.117
12	1158.888	1134.225	483.315	44	1353.397	1237.088	460.386
13	1161.519	1139.966	484.537	45	1351.428	1239.626	460.320
14	1164.659	1135.260	484.949	46	1350.355	1243.284	460.887
15	1185.638	1159.620	487.159	47	1366.232	1242.478	457.894
16	1172.431	1151.231	487.088	48	1363.835	1245.802	458.292
17	1174.458	1149.190	487.046	49	1361.452	1249.648	459.457
18	1176.211	1146.993	487.136	50	1375.955	1251.005	455.466
19	1185.511	1155.323	487.495	51	1373.003	1253.452	455.649
20	1183.442	1157.555	487.194	52	1369.834	1255.432	456.343
21	1181.194	1160.102	487.045	53	1380.169	1257.524	454.331
22	1189.719	1169.386	486.506	54	1377.511	1261.813	453.689
23	1193.614	1166.914	486.219	55	1375.540	1265.621	452.635
24	1197.628	1163.810	486.120	56	1383.717	1271.142	452.490
25	1223.225	1184.145	480.239	57	1374.155	1269.174	451.609
26	1224.344	1180.248	479.957	58	1382.451	1282.322	449.683
27	1239.135	1184.871	477.194	59	1396.341	1282.398	448.232
28	1225.666	1176.457	480.425	60	1401.342	1289.658	446.987
29	1248.452	1184.549	475.593	61	1384.031	1288.315	446.777
30	1248.246	1186.981	475.330	62	1403.320	1301.600	442.631
31	1248.216	1189.726	475.429	63	1366.533	1282.500	447.725
32	1291.412	1195.404	466.722	64	1367.857	1287.418	444.686

No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
65	1379.943	1302.844	439.957	97	1541.035	1333.870	417.077
66	1382.370	1310.188	437.102	98	1538.699	1338.115	418.665
67	1395.672	1314.274	437.707	99	1567.395	1342.782	415.238
68	1403.575	1309.179	437.624	100	1565.308	1345.209	414.852
69	1390.350	1317.803	435.902	101	1576.080	1352.007	413.998
70	1383.017	1316.373	434.946	102	1575.788	1348.885	414.466
71	1383.016	1322.800	433.937	103	1572.423	1351.391	414.074
72	1387.835	1323.384	434.543	104	1569.201	1353.464	413.930
73	1393.335	1325.593	436.036	105	1582.635	1361.578	413.552
74	1403.961	1316.436	435.354	106	1578.878	1363.511	414.009
75	1426.319	1320.409	426.373	107	1574.180	1364.475	415.798
76	1423.370	1309.005	430.956	108	1554.734	1352.919	413.796
77	1405.139	1321.115	432.929	109	1553.587	1354.613	413.788
78	1412.051	1316.015	430.567	110	1552.097	1356.490	413.949
79	1426.837	1326.444	425.571	111	1563.209	1361.146	413.842
80	1430.828	1319.137	425.967	112	1564.626	1357.363	413.732
81	1478.427	1306.526	421.665	113	1565.136	1354.162	413.741
82	1445.804	1316.095	425.117	114	1573.808	1353.161	413.933
83	1471.104	1303.479	423.018	115	1575.645	1358.422	413.634
84	1471.267	1307.533	422.202	116	1577.850	1362.588	413.835
85	1474.305	1310.539	422.304	117	1600.352	1359.698	412.020
86	1485.111	1307.041	421.665	118	1596.304	1361.535	412.160
87	1477.990	1310.341	421.768	119	1593.843	1363.767	412.750
88	1482.572	1308.736	421.467	120	1585.848	1361.781	413.347
89	1504.909	1310.813	420.250	121	1585.069	1357.728	412.553
90	1501.637	1315.246	420.559	122	1584.894	1352.903	413.062
91	1536.526	1331.933	417.449	123	1599.724	1397.984	414.845
92	1522.171	1323.895	418.023	124	1590.919	1389.491	415.197
93	1523.587	1326.610	417.824	125	1593.600	1388.706	414.948
94	1524.426	1329.554	417.532	126	1596.335	1388.263	414.606
95	1503.537	1323.562	419.612	127	1587.770	1408.510	416.463
96	1542.172	1330.731	417.593	128	1591.980	1404.400	415.963

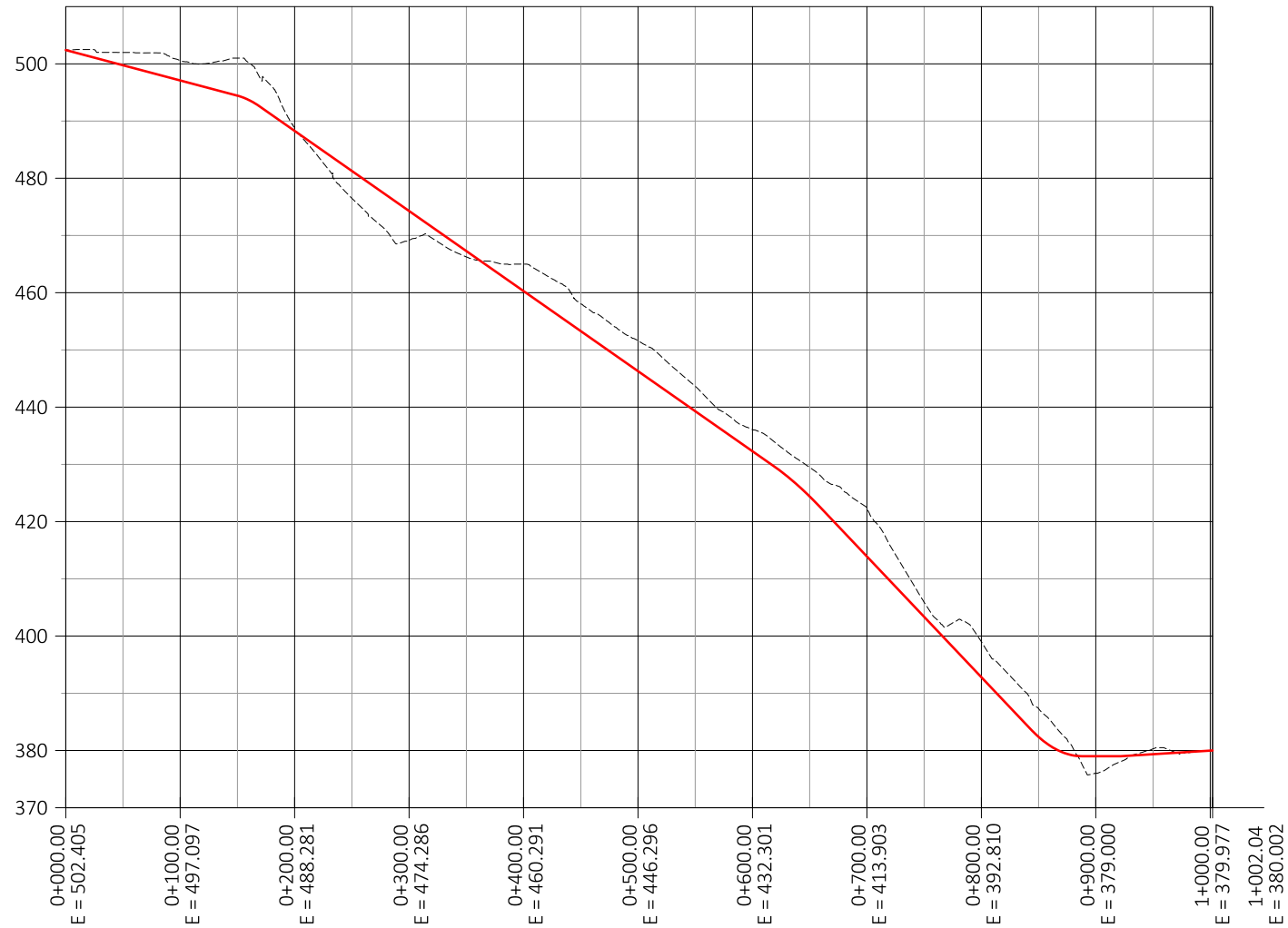
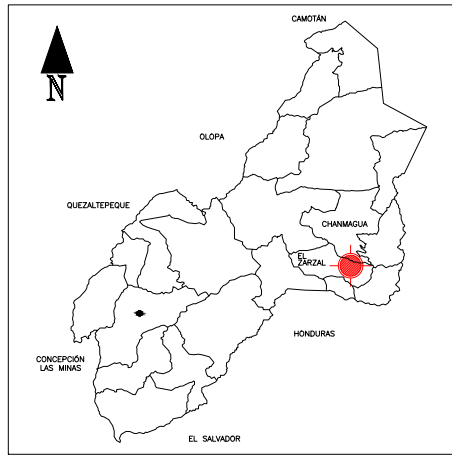
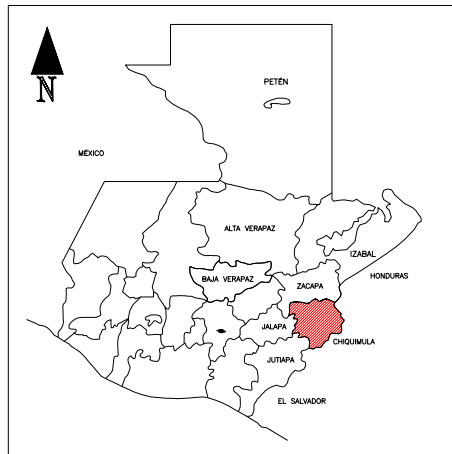
No.	X	Y	Z	No.	X	Y	Z
129	1595.718	1400.311	415.463	161	1675.909	1459.635	408.759
130	1598.512	1397.364	414.904	162	1673.996	1447.462	411.032
131	1602.113	1395.315	414.407	163	1672.986	1450.707	410.459
132	1608.760	1418.680	415.850	164	1672.139	1454.256	409.115
133	1609.800	1414.190	415.150	165	1700.037	1485.528	406.959
134	1610.558	1410.115	414.450	166	1707.580	1496.880	408.064
135	1611.425	1407.565	413.752	167	1708.299	1491.769	407.264
136	1612.422	1405.096	413.615	168	1709.222	1487.792	406.443
137	1623.919	1412.229	411.383	169	1710.541	1484.893	406.504
138	1615.731	1385.347	412.577	170	1742.930	1499.970	407.333
139	1608.957	1388.412	410.761	171	1741.633	1495.919	406.133
140	1605.507	1390.440	410.648	172	1741.726	1493.432	404.933
141	1632.417	1399.123	414.166	173	1740.396	1490.902	405.501
142	1650.063	1422.294	412.737	174	1721.796	1457.301	410.716
143	1629.401	1405.901	410.214	175	1721.340	1460.940	410.806
144	1626.536	1409.965	410.008	176	1722.317	1453.844	411.028
145	1638.859	1423.775	409.779	177	1682.222	1450.671	411.215
146	1641.858	1421.909	409.233	178	1681.481	1454.091	411.102
147	1644.604	1419.660	409.791	179	1679.787	1457.847	410.778
148	1641.654	1428.524	409.549	180	1736.415	1461.954	410.479
149	1643.471	1433.429	409.297	181	1736.185	1458.376	409.944
150	1640.492	1435.263	411.072	182	1735.803	1455.686	410.464
151	1656.063	1445.176	409.269	183	1791.502	1452.275	408.271
152	1636.800	1437.460	412.572	184	1777.269	1448.421	409.323
153	1633.070	1439.250	414.072	185	1777.272	1451.348	408.667
154	1716.866	1459.130	410.806	186	1779.646	1454.271	409.042
155	1650.525	1446.598	409.796	187	1812.778	1455.820	407.663
156	1653.679	1443.399	408.874	188	1812.083	1458.496	406.940
157	1669.500	1470.490	409.550	189	1810.483	1461.838	407.544
158	1657.793	1438.958	409.719	190	1827.348	1460.701	407.351
159	1671.737	1467.911	408.550	191	1826.235	1463.788	406.485
160	1673.892	1464.876	407.779	192	1824.742	1466.304	407.095

Apéndice C

Planos constructivos, apertura del tramo carretero que une al caserío El Pedregal con el caserío El Malcotal, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula



PLANTA GENERAL
ESCALA 1:2500



PERFIL LONGITUDINAL
EH- 1:6000 EV- 1:1200

UBICACIÓN
Caserío El Pedregal - Latitud: 14°36'43.23" N Longitud: 89°11'32.48" O
Caserío El Malcotal - Latitud: 14°36'2.64" N Longitud: 89°11'30.31" O

GENERALIDADES
Datos: Longitud total = 1,002.40 m Ancho total = 6.90 m Longitud total de cuneta = 1,525.7 m Obras de drenaje - Badén = 1 Drenaje transversal = 2

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

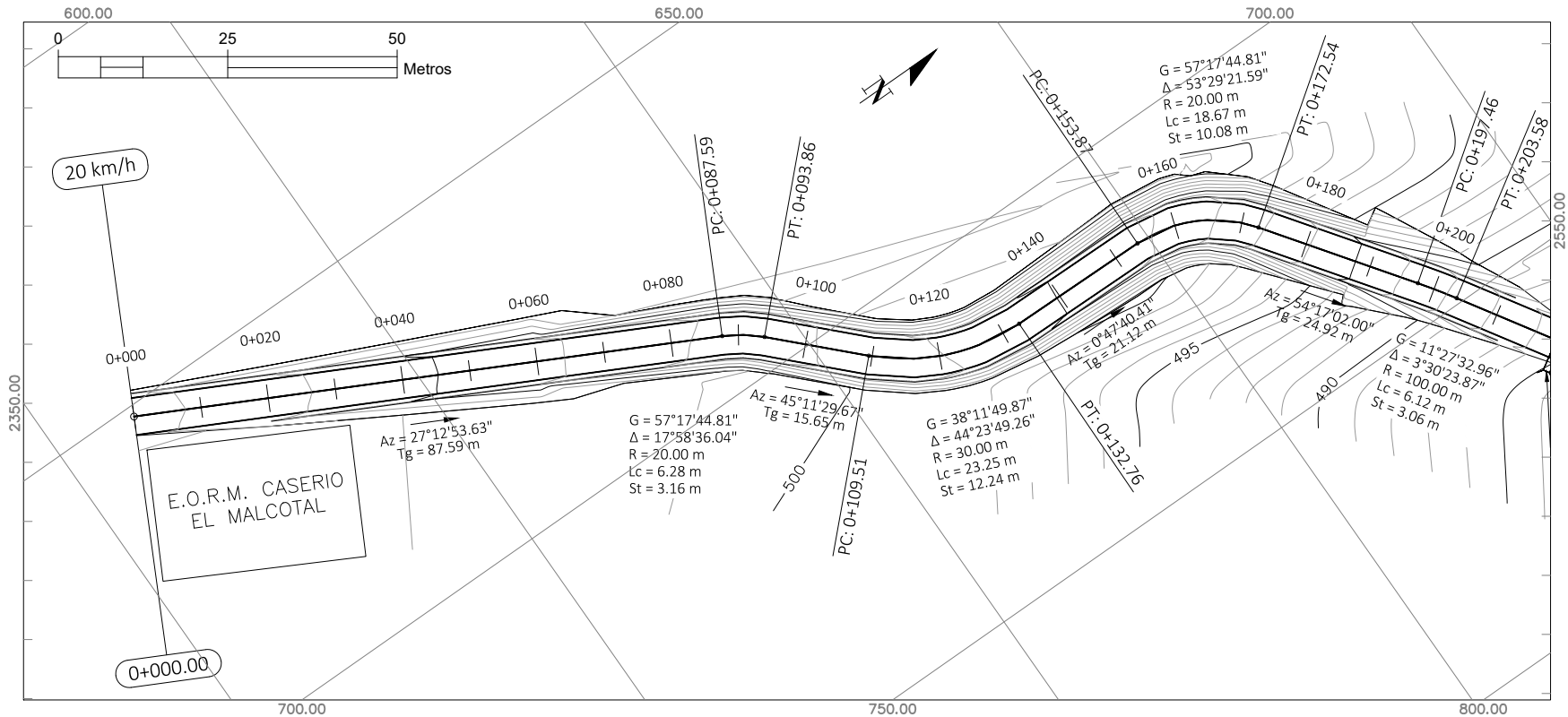
PROYECTO:
**DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

CONTENIDO: - UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO - PLANTA GENERAL - PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

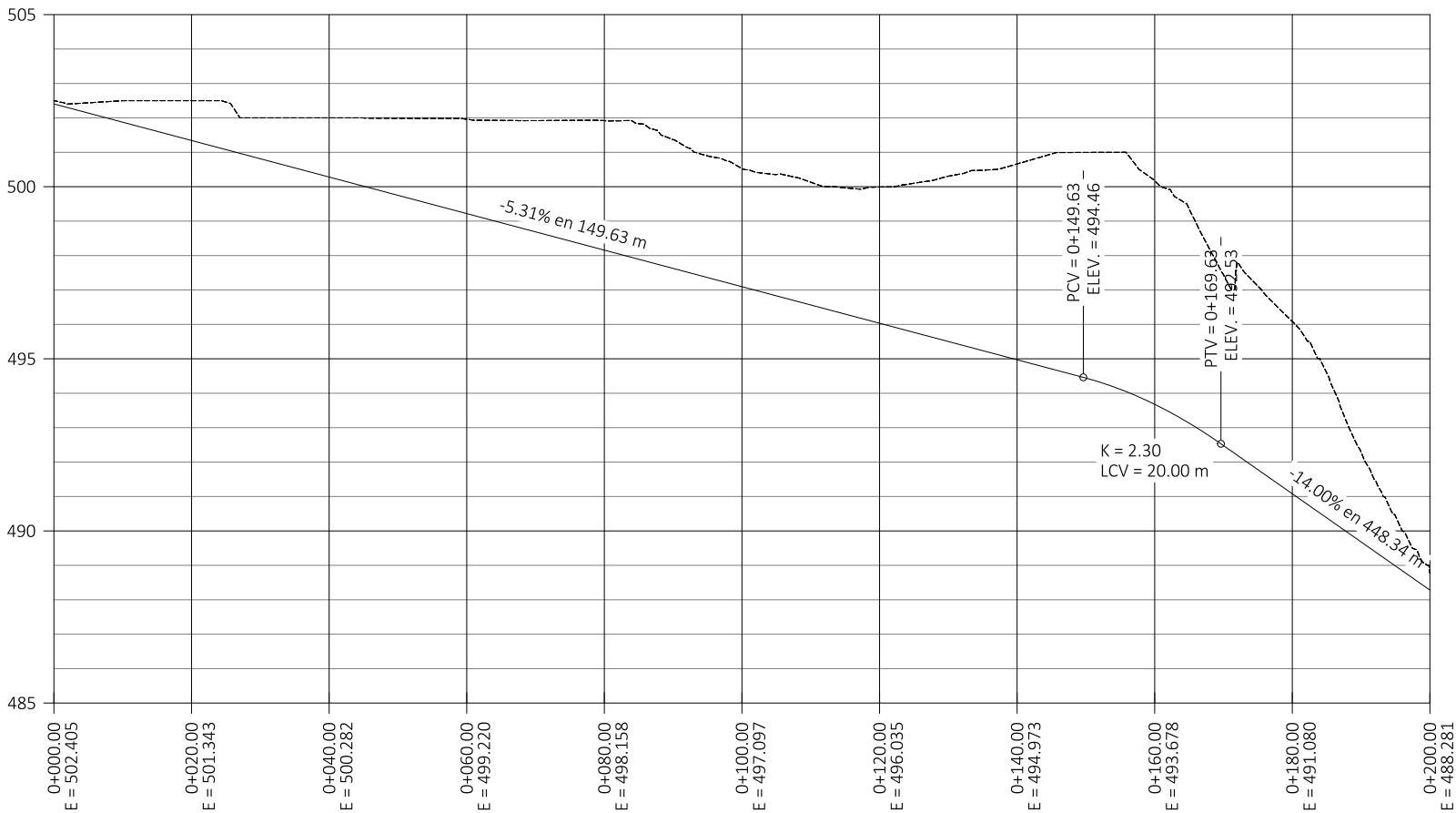
V." B." ASESOR

HOJA:
01 / 16



PLANTA 0+000.00 - 0+200.00

ESCALA 1:1000



PERFIL 0+000.00 - 0+200.00

EH- 1:1000 EV- 1:200

SIMBOLOGÍA -PLANTA-	
G	Grado de curvatura
Δ	Deflexión
R	Radio de curva
Lc	Longitud de curva horizontal
St	Subtangente
PC	Principio de curva horizontal
PT	Fin de curva horizontal
	Infraestructura
	Drenaje transversal
	Badén -planta-
	Quebrada
SIMBOLOGÍA -PERFIL-	
PCV	Principio de curva vertical
PTV	Fin de curva vertical
K	Constante de curva vertical
LCV	Longitud de curva vertical
	Drenaje transversal
	Rasante
	Terreno natural

ESPECIFICACIONES
Tipo de terreno: montañoso
Velocidad de diseño: 20 km/h
Radio mínimo horizontal: 18 m
Radio mínimo vertical: 20 m
Peralte: 6%
Bombeo: 3%
Drenaje transversal: tubería de concreto de 36"
Cuneta: tipo "L"
Superficie de rodadura: balasto compactado, con espesor de 15 cm
Materiales:
- Concreto: f'c = 4000 PSI
- Piedra bola: entre 10 y 30 cm
- Agregados: libre de impurezas y materia orgánica
- Tubos de concreto: ASTM C 76

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:
**DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

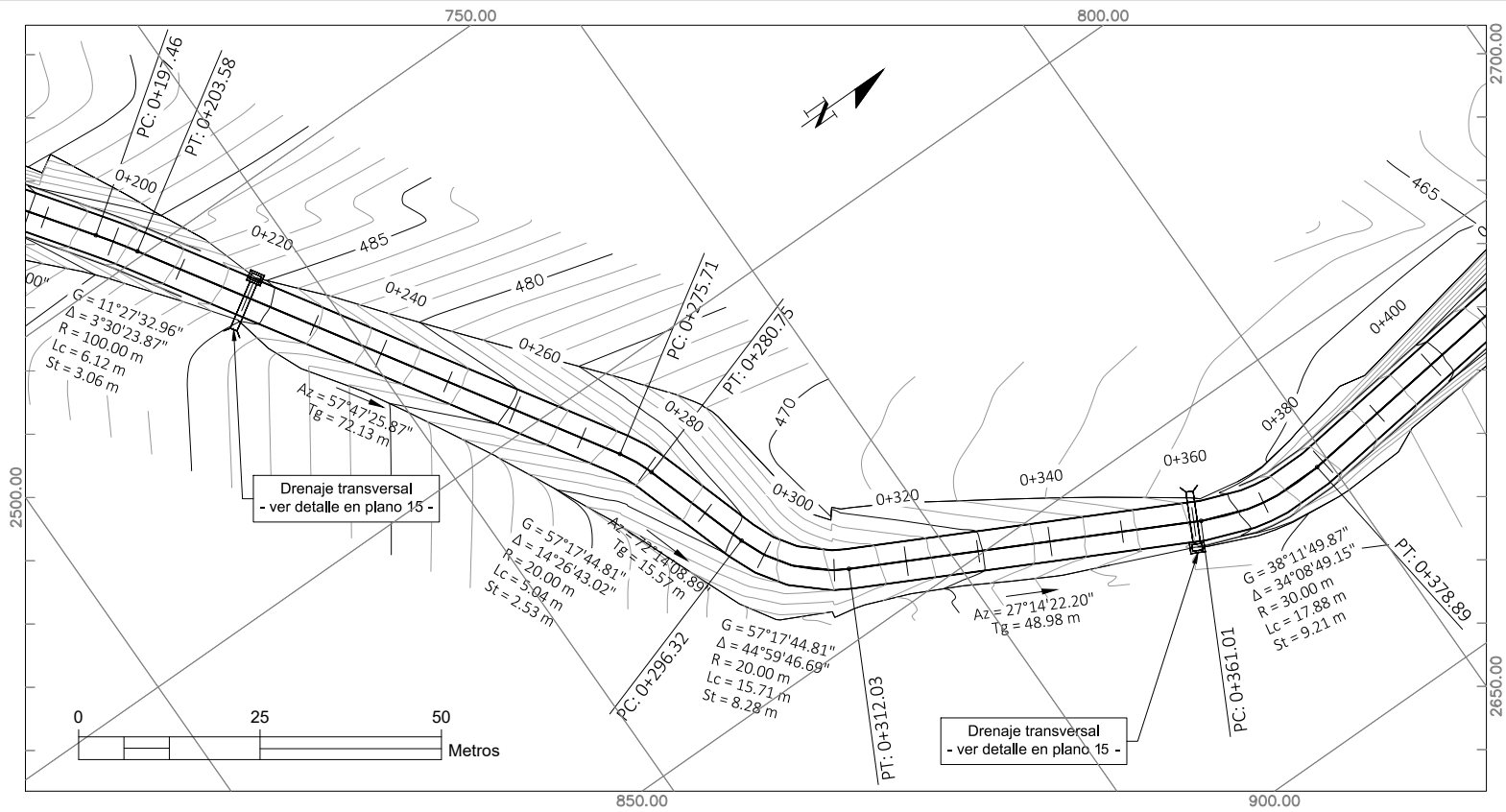
CONTENIDO:
- PLANTA 0+000.00 - 0+200.00
- PERFIL 0+000.00 - 0+200.00

ESCALA: **INDICADA**
DISEÑO: **KATHERINE CALDERÓN**
FECHA: **AGOSTO DE 2021**

V.° B.° ASESOR

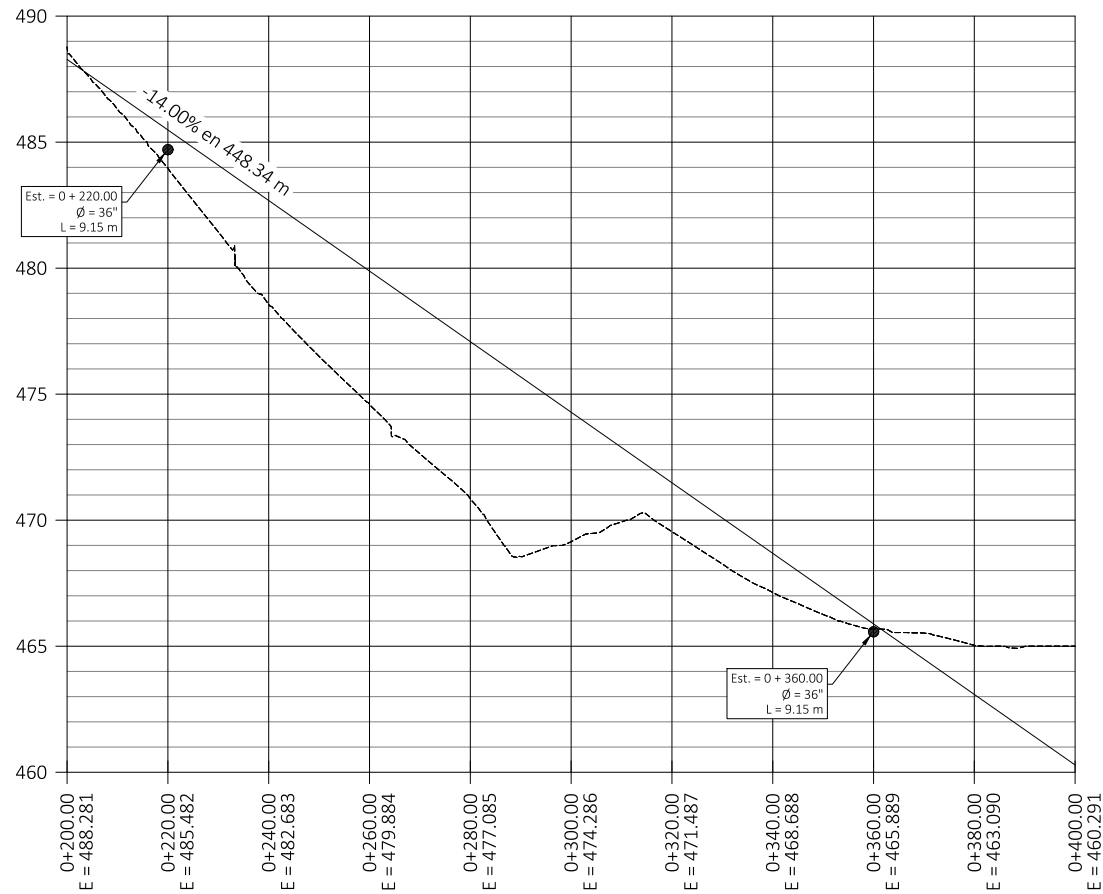
HOJA:

02
16



PLANTA 0+200.00 - 0+400.00

ESCALA 1:1000



PERFIL 0+200.00 - 0+400.00

EH- 1:1500 EV- 1:300

SIMBOLOGÍA -PLANTA-	
G	Grado de curvatura
Δ	Deflexión
R	Radio de curva
Lc	Longitud de curva horizontal
St	Subtangente
PC	Principio de curva horizontal
PT	Fin de curva horizontal
	Infraestructura
	Drenaje transversal
	Badén -planta-
	Quebrada
SIMBOLOGÍA -PERFIL-	
PCV	Principio de curva vertical
PTV	Fin de curva vertical
K	Constante de curva vertical
LCV	Longitud de curva vertical
	Drenaje transversal
	Rasante
	Terreno natural

ESPECIFICACIONES
Tipo de terreno: montañoso
Velocidad de diseño: 20 km/h
Radio mínimo horizontal: 18 m
Radio mínimo vertical: 20 m
Peralte: 6%
Bombeo: 3%
Drenaje transversal: tubería de concreto de 36"
Cuneta: tipo "L"
Superficie de rodadura: balasto compactado, con espesor de 15 cm
Materiales:
- Concreto: f'c = 4000 PSI
- Piedra bola: entre 10 y 30 cm
- Agregados: libre de impurezas y materia orgánica
- Tubos de concreto: ASTM C 76

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

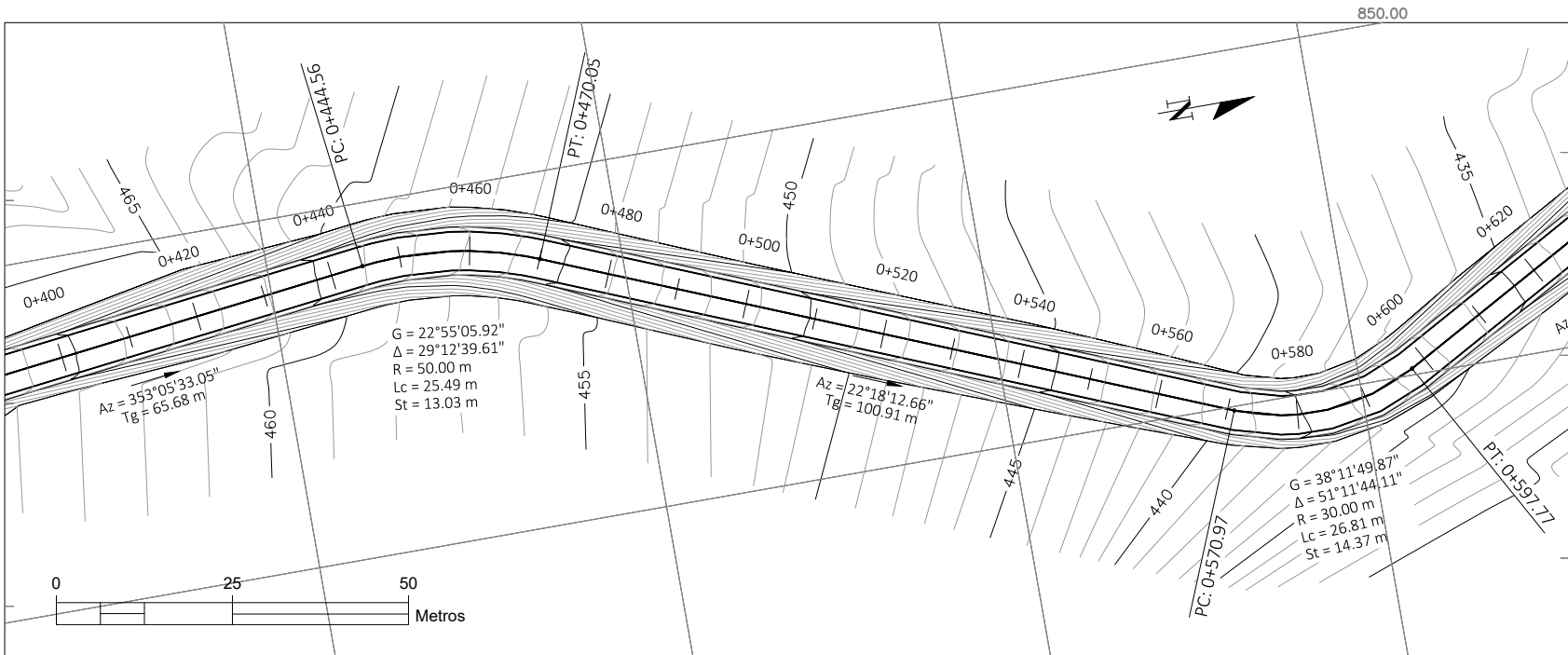
CONTENIDO:
- PLANTA 0+200.00 - 0+400.00
- PERFIL 0+200.00 - 0+400.00

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

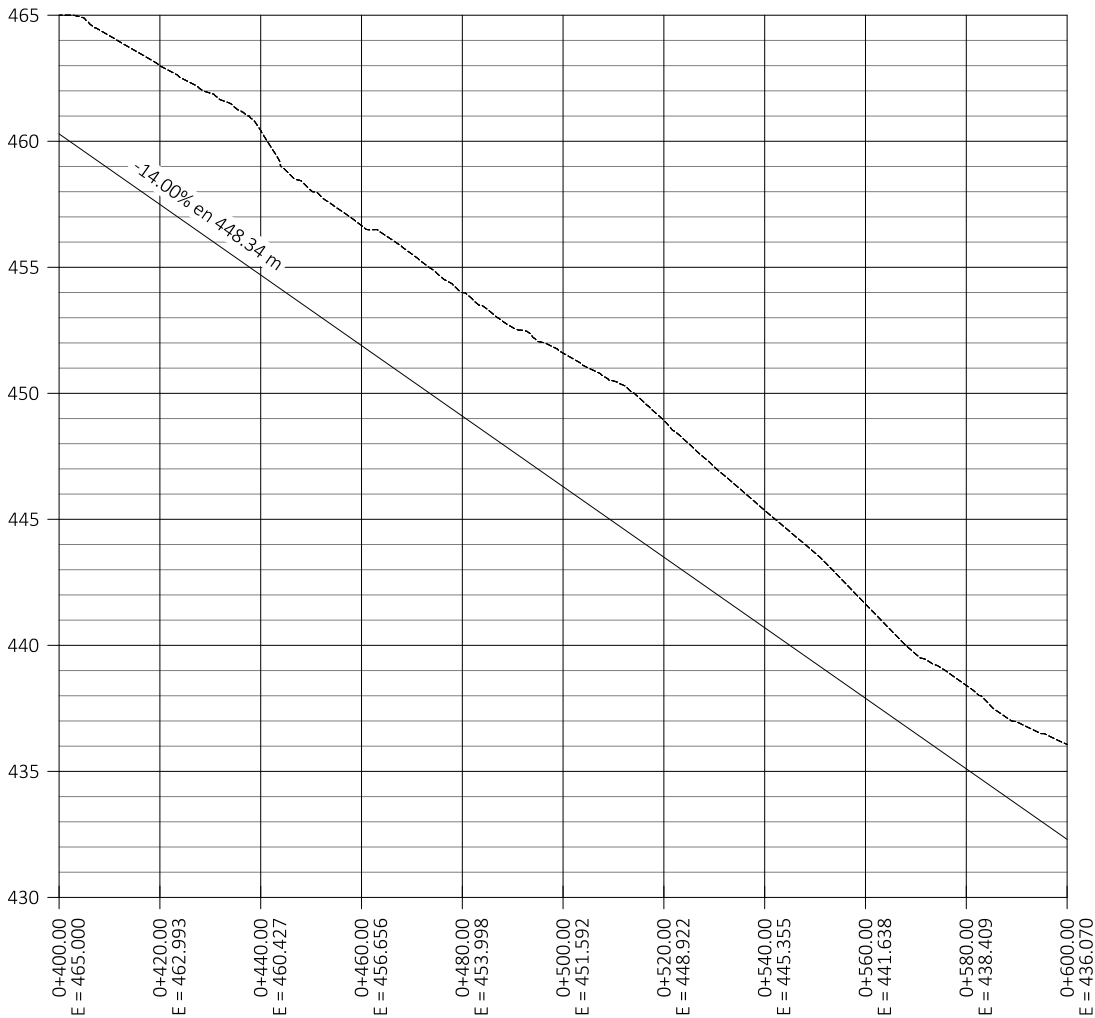
HOJA:

03 / 16



PLANTA 0+400.00 - 0+600.00

ESCALA 1:1000



PERFIL 0+400.00 - 0+600.00

EH- 1:1500 EV- 1:300

SIMBOLOGÍA -PLANTA-	
G	Grado de curvatura
Δ	Deflexión
R	Radio de curva
Lc	Longitud de curva horizontal
St	Subtangente
PC	Principio de curva horizontal
PT	Fin de curva horizontal
	Infraestructura
	Drenaje transversal
	Badén -planta-
	Quebrada
SIMBOLOGÍA -PERFIL-	
PCV	Principio de curva vertical
PTV	Fin de curva vertical
K	Constante de curva vertical
LCV	Longitud de curva vertical
	Drenaje transversal
	Rasante
	Terreno natural

ESPECIFICACIONES
Tipo de terreno: montañoso Velocidad de diseño: 20 km/h Radio mínimo horizontal: 18 m Radio mínimo vertical: 20 m Peralte: 6% Bombeo: 3% Drenaje transversal: tubería de concreto de 36" Cuneta: tipo "L" Superficie de rodadura: balasto compactado, con espesor de 15 cm Materiales: - Concreto: f'c = 4000 PSI - Piedra bola: entre 10 y 30 cm - Agregados: libre de impurezas y materia orgánica - Tubos de concreto: ASTM C 76

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:
**DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

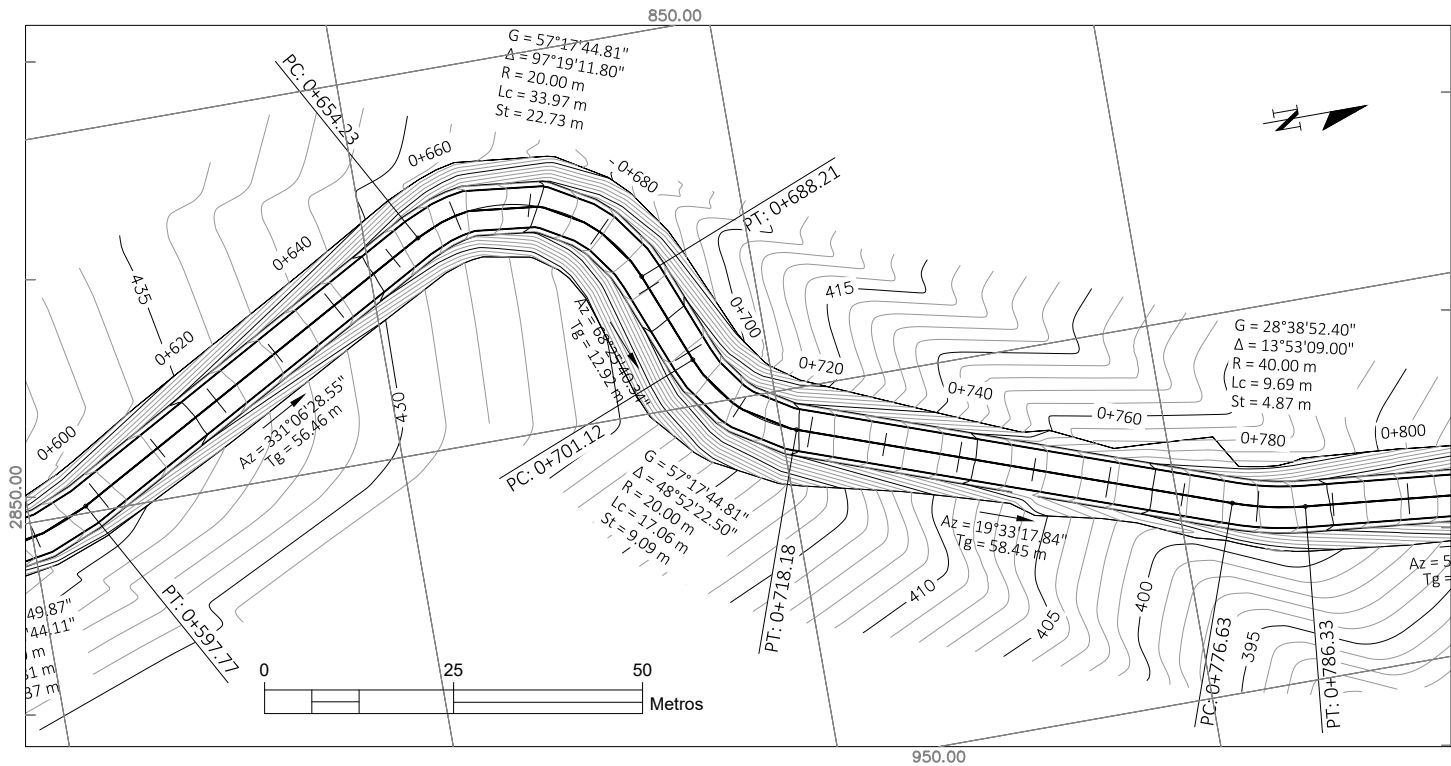
CONTENIDO:
- **PLANTA 0+400.00 - 0+600.00**
- **PERFIL 0+400.00 - 0+600.00**

ESCALA: **INDICADA**
DISEÑO: **KATHERINE CALDERÓN**
FECHA: **AGOSTO DE 2021**

V.° B.° ASESOR

HOJA:

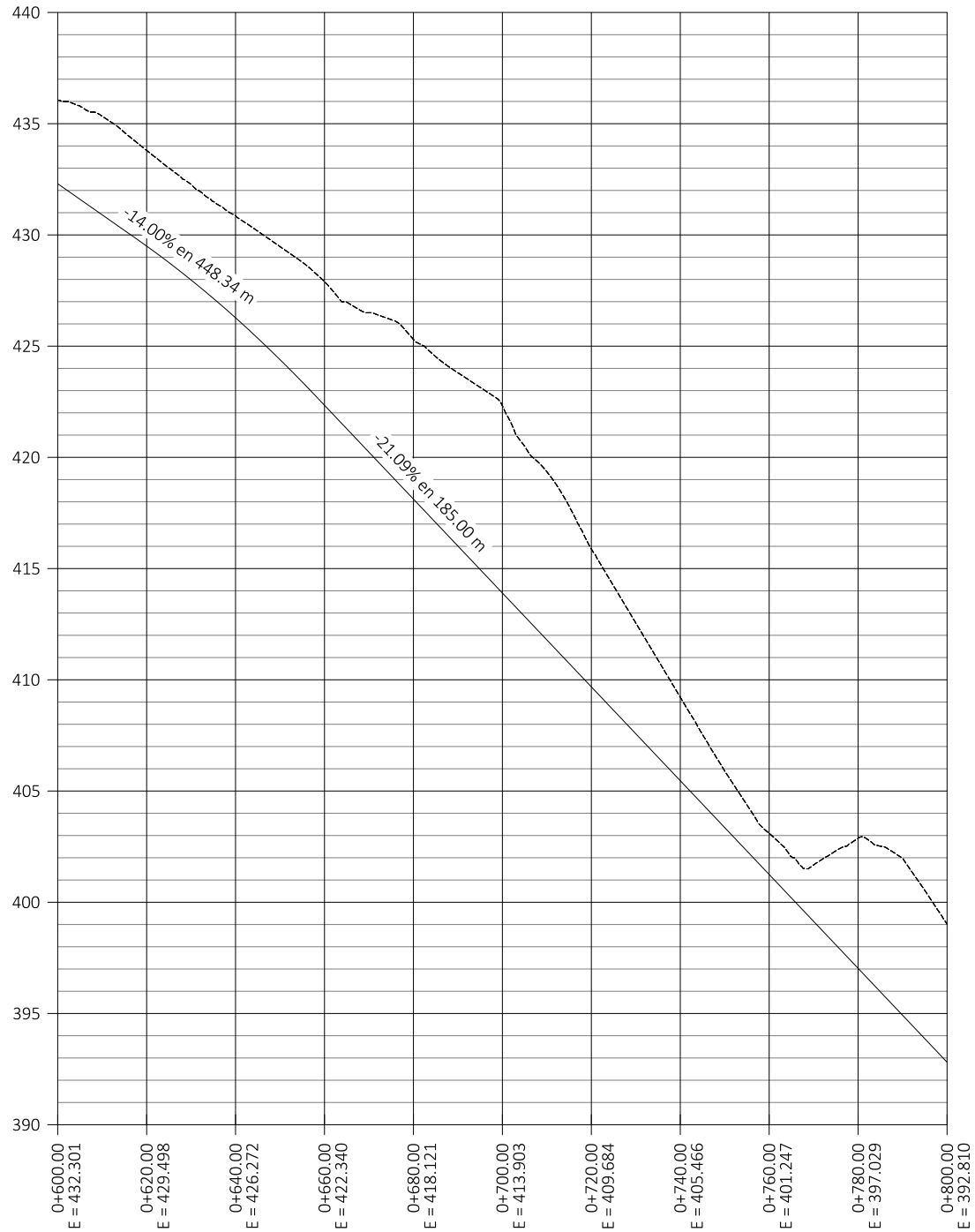
04
16



PLANTA 0+600.00 - 0+800.00
ESCALA 1:1000

SIMBOLOGÍA -PLANTA-	
G	Grado de curvatura
Δ	Deflexión
R	Radio de curva
Lc	Longitud de curva horizontal
St	Subtangente
PC	Principio de curva horizontal
PT	Fin de curva horizontal
	Infraestructura
	Drenaje transversal
	Badén -planta-
	Quebrada
SIMBOLOGÍA -PERFIL-	
PCV	Principio de curva vertical
PTV	Fin de curva vertical
K	Constante de curva vertical
LCV	Longitud de curva vertical
	Drenaje transversal
	Rasante
	Terreno natural

ESPECIFICACIONES
Tipo de terreno: montañoso
Velocidad de diseño: 20 km/h
Radio mínimo horizontal: 18 m
Radio mínimo vertical: 20 m
Peralte: 6%
Bombeo: 3%
Drenaje transversal: tubería de concreto de 36"
Cuneta: tipo "L"
Superficie de rodadura: balasto compactado, con espesor de 15 cm
Materiales:
- Concreto: f'c = 4000 PSI
- Piedra bola: entre 10 y 30 cm
- Agregados: libre de impurezas y materia orgánica
- Tubos de concreto: ASTM C 76



PERFIL 0+600.00 - 0+800.00
EH- 1:1500 EV- 1:300

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

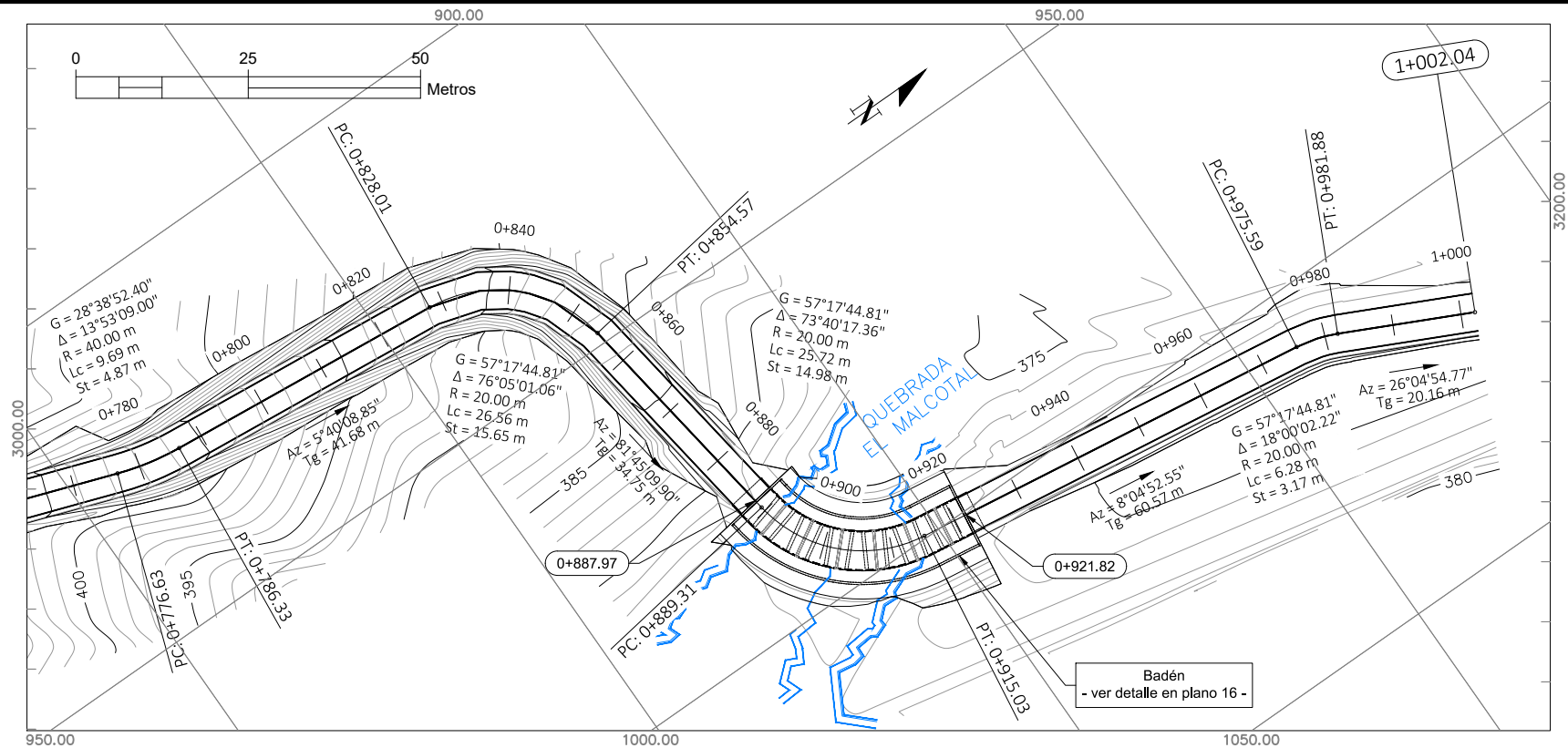
PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- PLANTA 0+600.00 - 0+800.00
- PERFIL 0+600.00 - 0+800.00

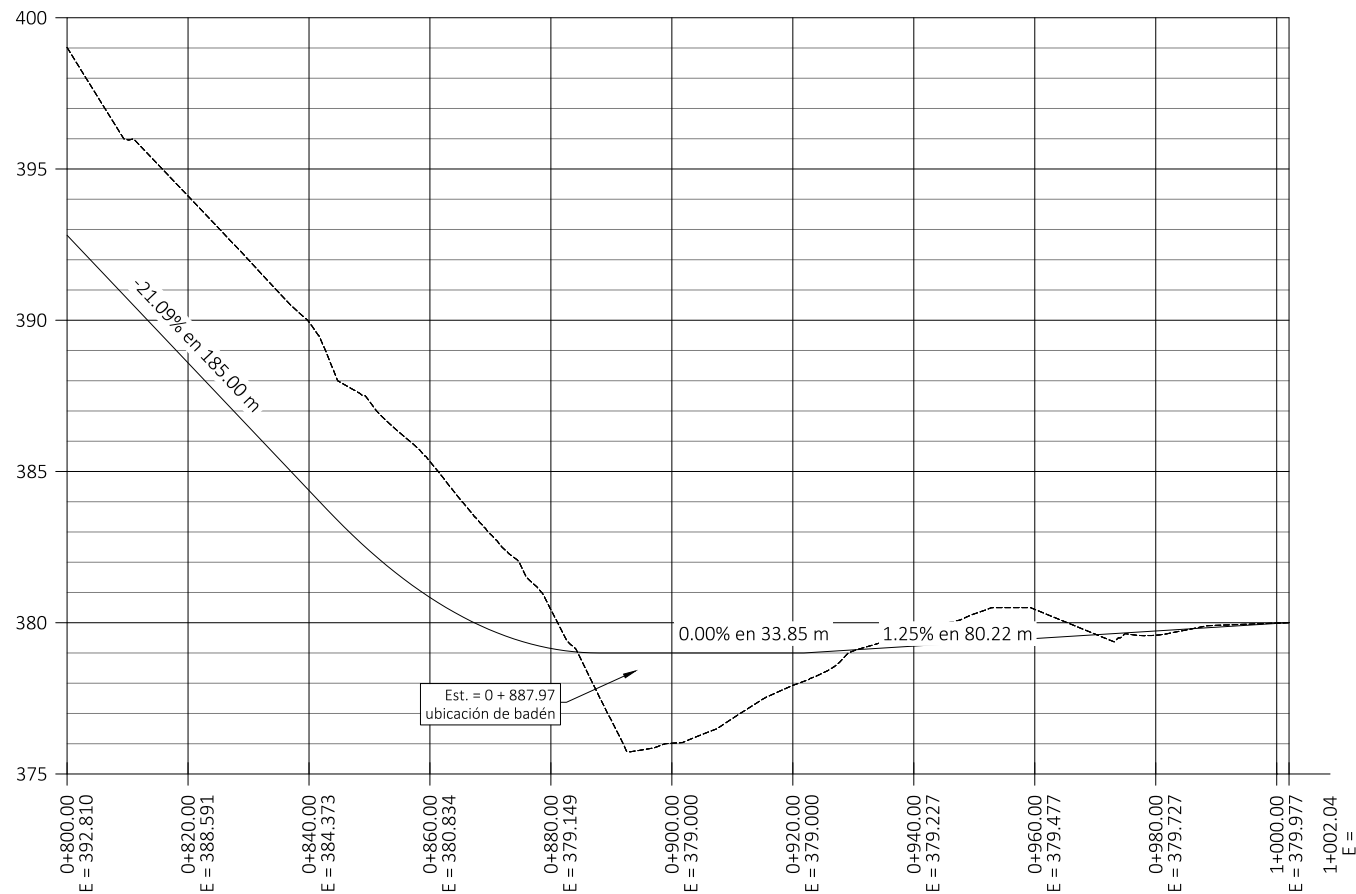
ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

HOJA:
05 / 16



PLANTA 0+800.00 - 1+002.04
ESCALA 1:1000



PERFIL 0+800.00 - 1+002.04
EH- 1:1250 EV- 1:250

SIMBOLOGÍA -PLANTA-	
G	Grado de curvatura
Δ	Deflexión
R	Radio de curva
Lc	Longitud de curva horizontal
St	Subtangente
PC	Principio de curva horizontal
PT	Fin de curva horizontal
	Infraestructura
	Drenaje transversal
	Badén -planta-
	Quebrada
SIMBOLOGÍA -PERFIL-	
PCV	Principio de curva vertical
PTV	Fin de curva vertical
K	Constante de curva vertical
LCV	Longitud de curva vertical
	Drenaje transversal
	Rasante
	Terreno natural

ESPECIFICACIONES
Tipo de terreno: montañoso Velocidad de diseño: 20 km/h Radio mínimo horizontal: 18 m Radio mínimo vertical: 20 m Peralte: 6% Bombeo: 3% Drenaje transversal: tubería de concreto de 36" Cuneta: tipo "L" Superficie de rodadura: balasto compactado, con espesor de 15 cm Materiales: - Concreto: f'c = 4000 PSI - Piedra bola: entre 10 y 30 cm - Agregados: libre de impurezas y materia orgánica - Tubos de concreto: ASTM C 76

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:

- PLANTA 0+800.00 - 1+002.04
- PERFIL 0+800.00 - 1+002.04

ESCALA:

INDICADA

DISEÑO:

KATHERINE CALDERÓN

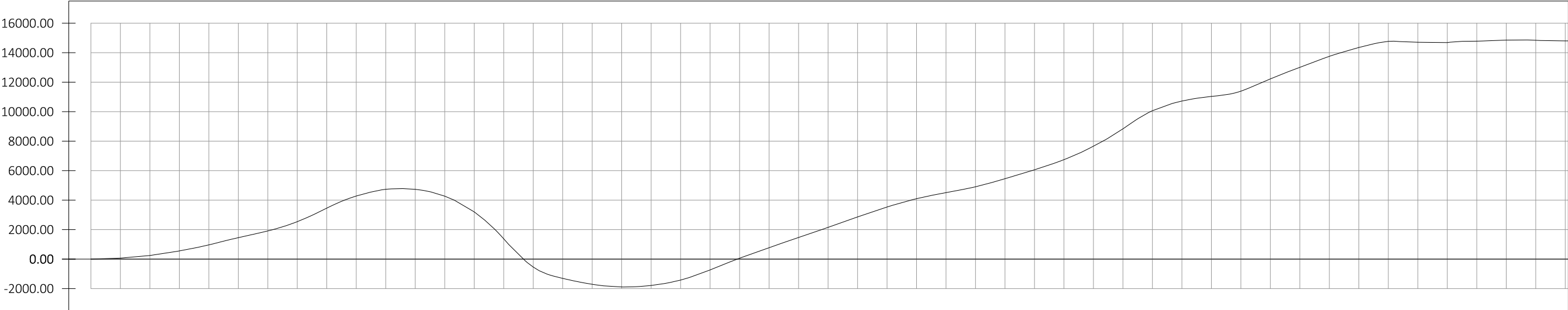
FECHA:

AGOSTO DE 2021

HOJA:

06 / 16

V.º B.º ASESOR

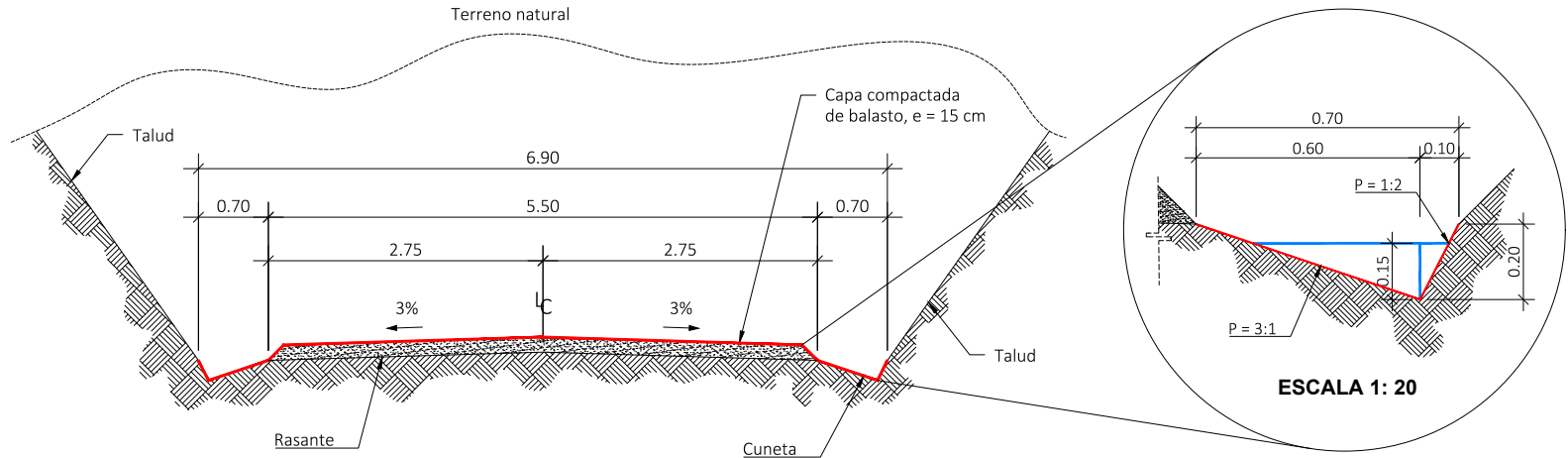


ÁREA		VOLUMEN		ESTACIÓN	ORDENADA DE MASA
CORTE	TERRAPLÉN	CORTE	TERRAPLÉN		
1.02		0.00	0.00	0+000.000	0.00
8.44		66.24	0.10	0+020.000	66.15
16.77		176.51	0.00	0+040.000	242.66
27.96		29.81	0.00	0+060.000	556.20
34.24		173.25	0.00	0+080.000	963.66
32.27		86.97	0.00	0+100.000	1452.34
35.34		91.53	0.00	0+120.000	1911.15
55.69		56.13	0.00	0+140.000	2537.99
70.79		13.56	0.00	0+160.000	3456.34
44.58		146.05	0.00	0+180.000	4278.45
16.35		4.87	0.00	0+200.000	4732.83
	7.61	8.91	56.52	0+220.000	4731.69
	28.27	0.00	284.85	0+240.000	4268.99
	54.07	0.00	790.71	0+260.000	3201.08
	85.43	0.00	196.57	0+280.000	1378.46
	52.66	0.00	273.21	0+300.000	-533.90
0.10	1.10	0.44	77.24	0+360.000	-1888.93
17.14		12.80	0.00	0+380.000	-1786.01
37.83		177.59	0.00	0+400.000	-1421.64
58.93		7.96	0.00	0+420.000	-733.59
53.20		259.83	0.00	0+440.000	60.33
50.95		95.83	0.00	0+460.000	773.34
48.24		340.91	0.00	0+480.000	1468.56
50.01		179.90	0.00	0+500.000	2153.57
50.95		706.73	0.00	0+520.000	2860.30
45.33		673.99	0.00	0+540.000	3534.29
34.41		58.44	0.00	0+560.000	4098.25
27.30		44.78	0.00	0+580.000	4508.88
33.65		51.33	0.00	0+600.000	4907.35
42.33		60.20	0.00	0+620.000	5455.34
44.47		34.09	0.00	0+640.000	6058.32
54.46		77.01	0.00	0+660.000	6746.40
75.35		123.01	0.00	0+680.000	7661.13
95.84		27.45	0.00	0+700.000	8836.96
64.61		12.78	0.00	0+720.000	10065.48
31.86		162.38	0.00	0+740.000	10721.53
13.59		111.46	0.00	0+760.000	11037.25
49.89		60.86	0.00	0+780.000	11391.25
61.56		49.00	0.00	0+800.000	12224.20
53.64		275.44	0.00	0+820.000	13006.75
50.22		155.65	0.00	0+840.000	13752.46
39.74		110.94	0.00	0+860.000	14352.92
10.69		85.48	0.00	0+880.000	14769.39
	13.03	53.04	192.79	0+900.000	14611.55
18.07	0.59	143.97	167.71	0+920.000	14587.81
3.54		13.83	4.19	0+940.000	14618.37
5.23	0.25	52.45	2.21	0+960.000	14690.08
1.85	4.13	1.41	7.88	0+980.000	14676.64
1.43	1.26	2.83	4.53	1+000.000	14637.73
1.18	1.09	1.86	3.11	1+002.037	14636.48

FACTOR DE ABUNDAMIENTO: 0.70
FACTOR DE COMPACTACIÓN: 1.30
VOLUMEN TOTAL DE CORTE: 21,859.52 m³
VOLUMEN TOTAL DE RELLENO: 7,140.24 m³
VOLUMEN NETO: 14,719.28 m³

DIAGRAMA DE MASA

EH- 1:1000 EV- 1:100000



SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA

ESCALA 1:75

ESTACIÓN	RELACIÓN TALUD CORTE	RELACIÓN TALUD RELLENO
0+000.00 - 0+065.00	1:1	2:1
0+065.00 - 0+188.00	1:2	3:2
0+188.00 - 0+231.00	1:1	2:1
0+231.00 - 0+310.00	1:2	3:2
0+310.00 - 0+38900	1:1	2:1
0+389.00 - 0+748.00	1:2	3:2
0+748.00 - 0+773.00	1:1	2:1
0+773.00 - 0+871.00	1:2	3:2
0+87100 - 0+887.97.00	1:1	2:1
0+921.82.00 - 1+002.04	1:1	2:1

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

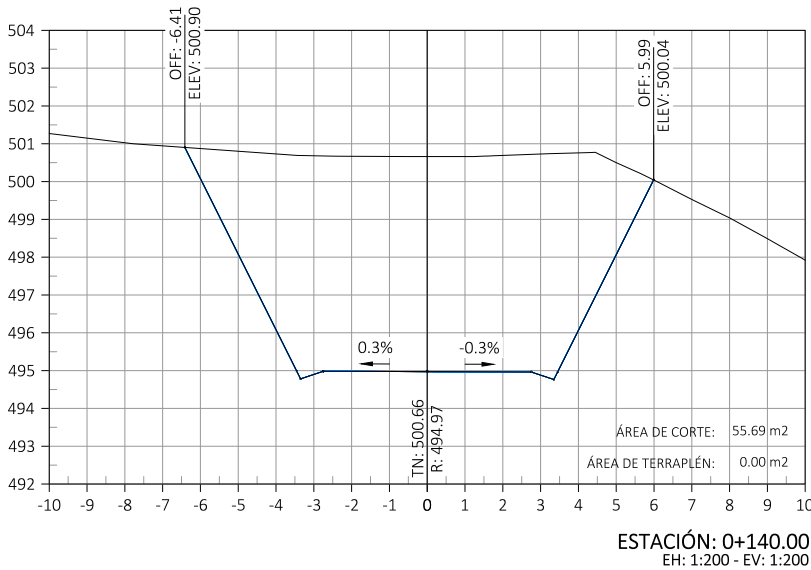
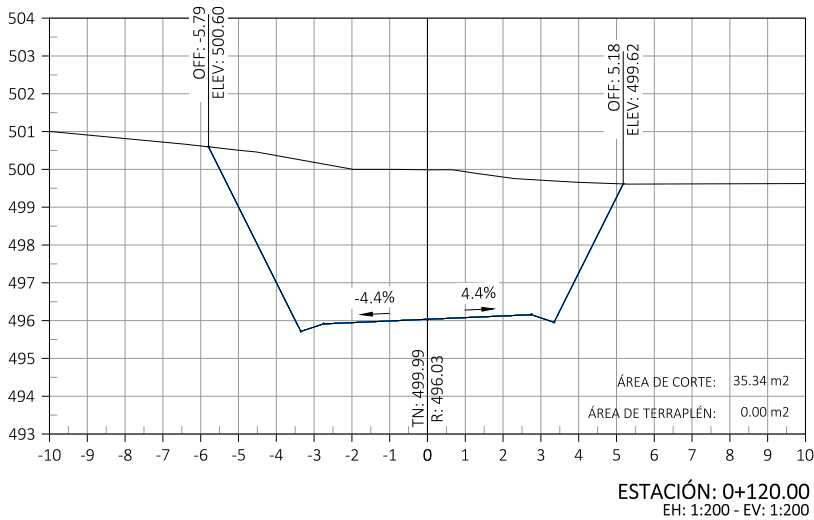
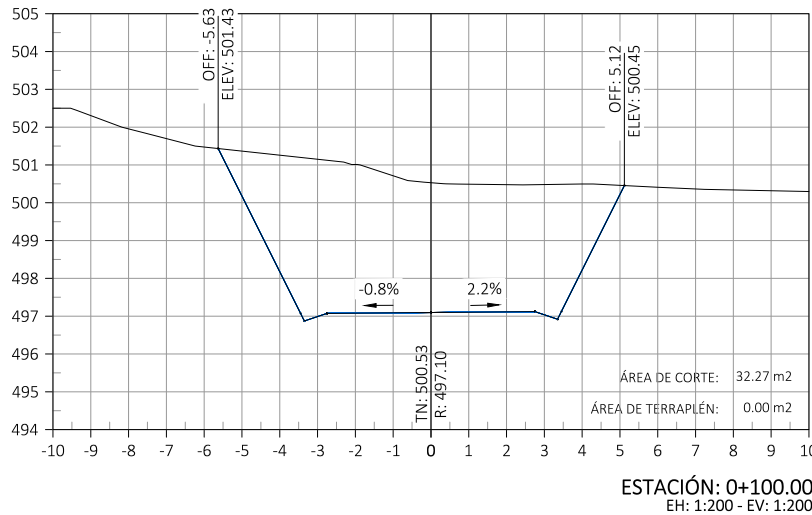
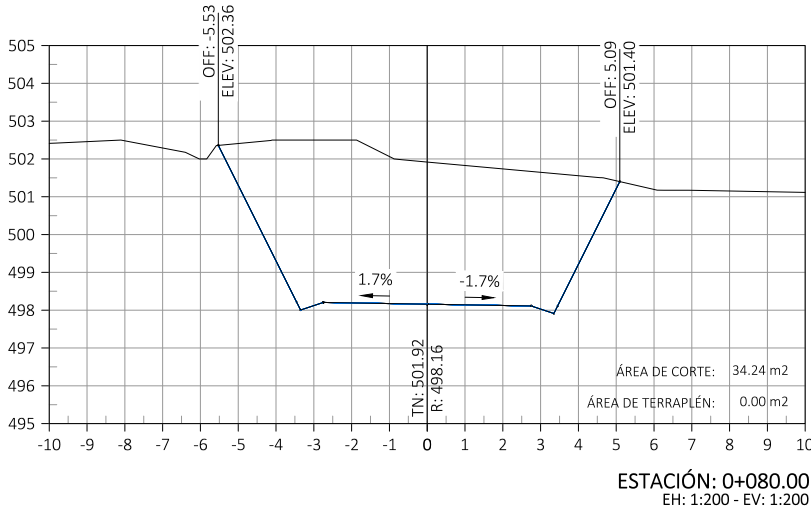
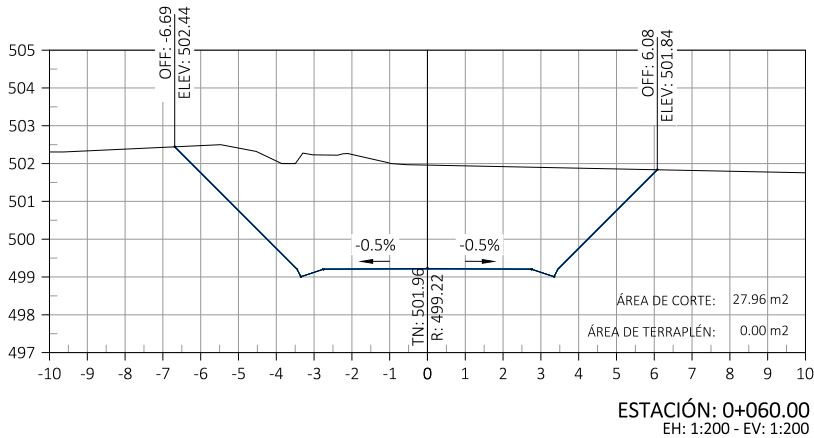
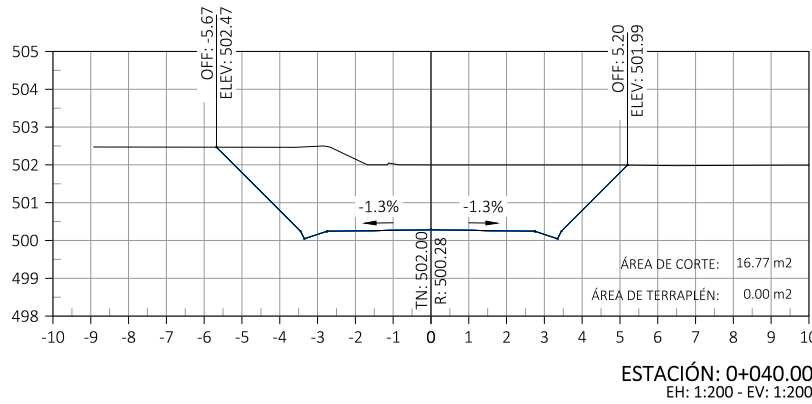
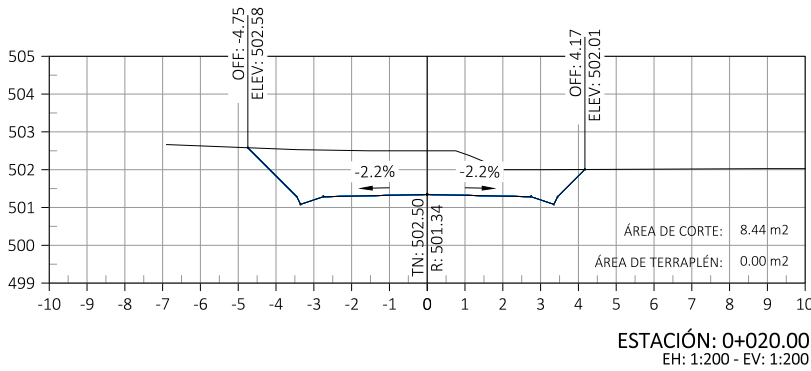
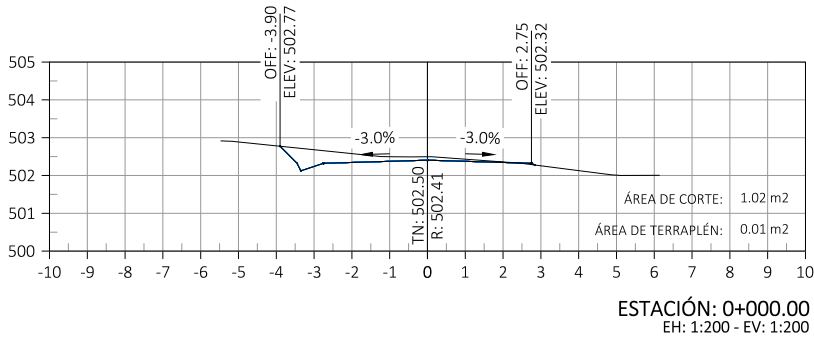
CONTENIDO:
- DIAGRAMA DE MASA
- SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA

ESCALA:
DISEÑO:
FECHA:

INDICADA
KATHERINE CALDERÓN
AGOSTO DE 2021

HOJA:
07
16

V.° B.° ASESOR



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

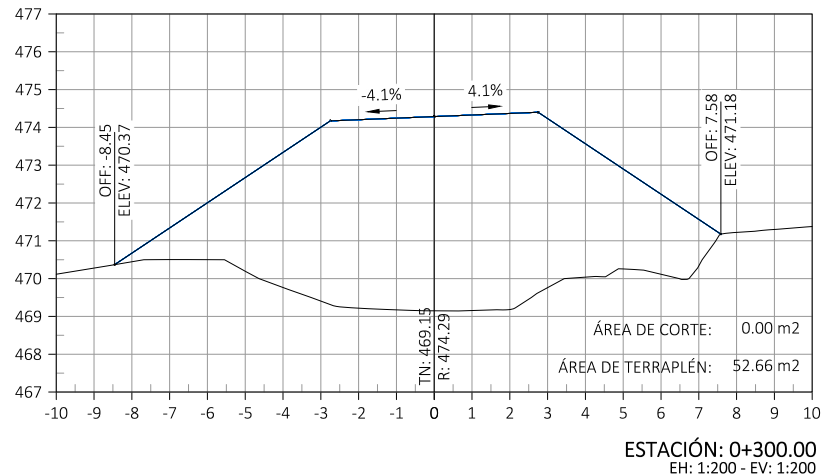
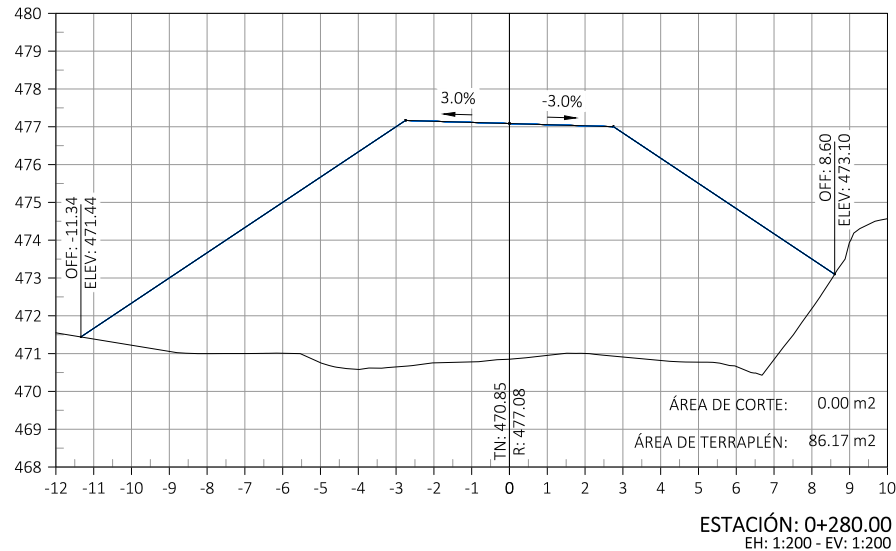
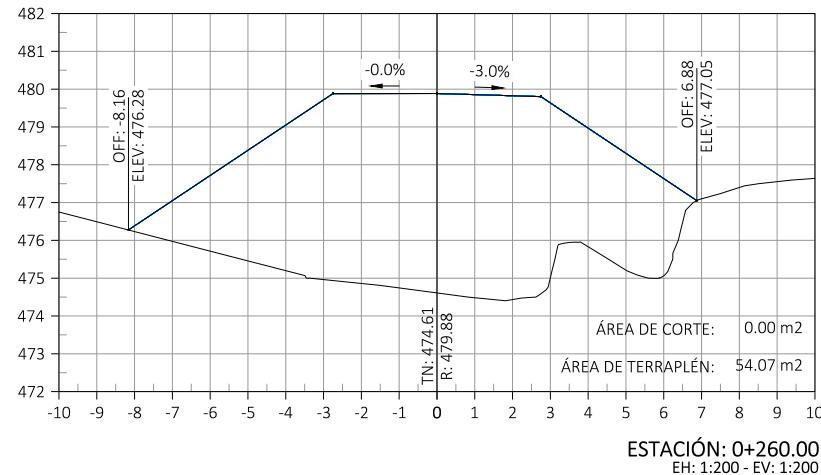
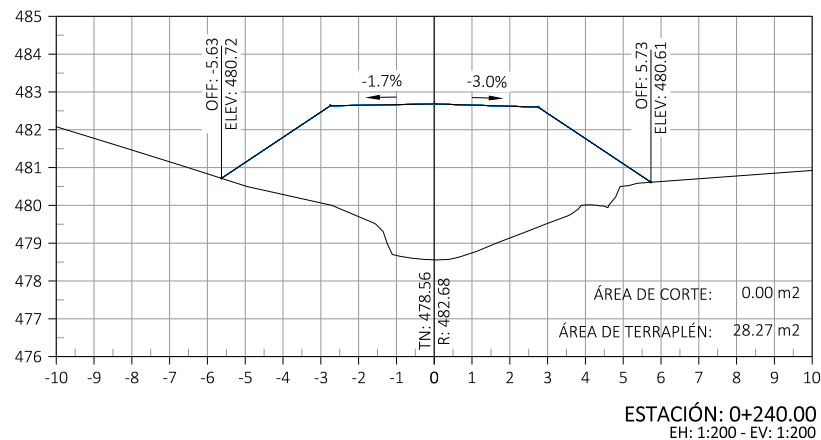
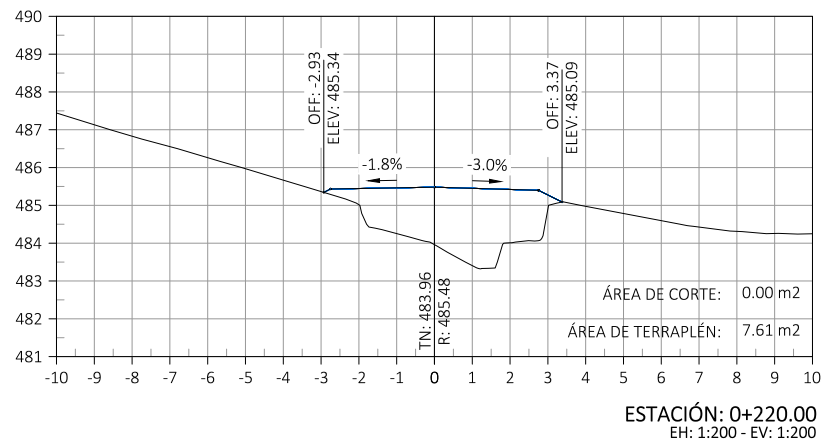
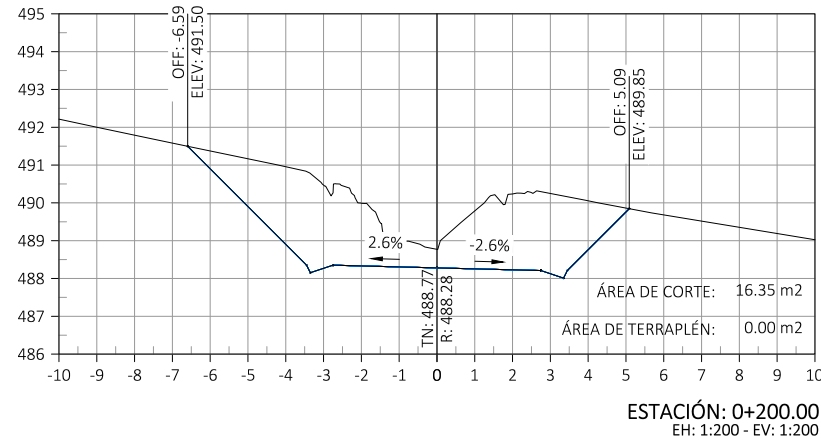
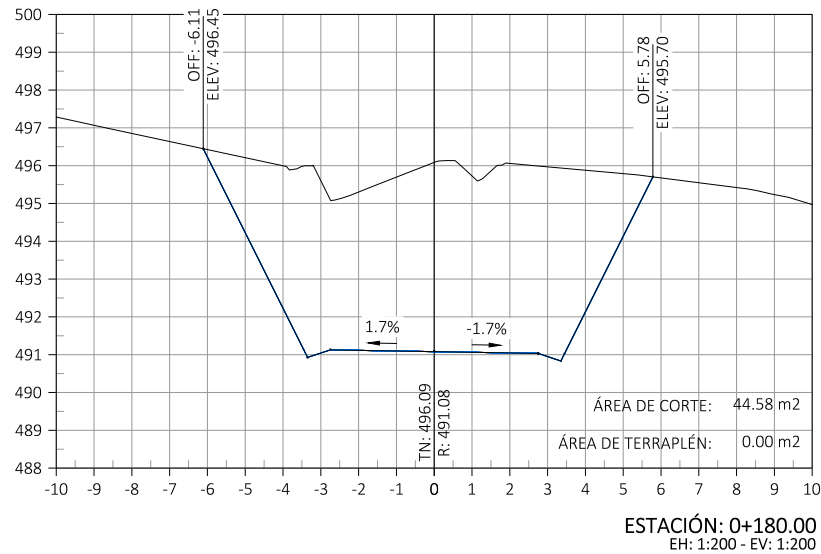
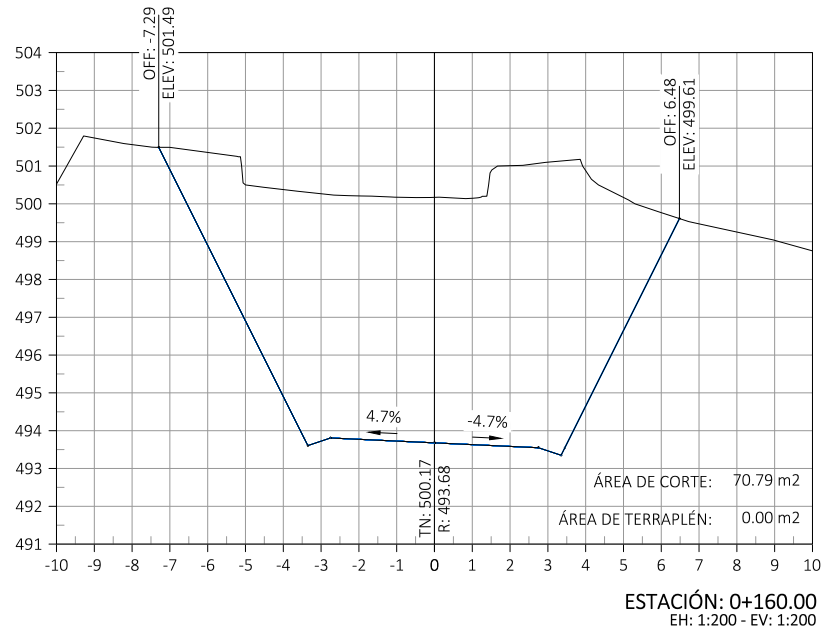
CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+000.00 - 0+140.00

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

HOJA:

08 / 16



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

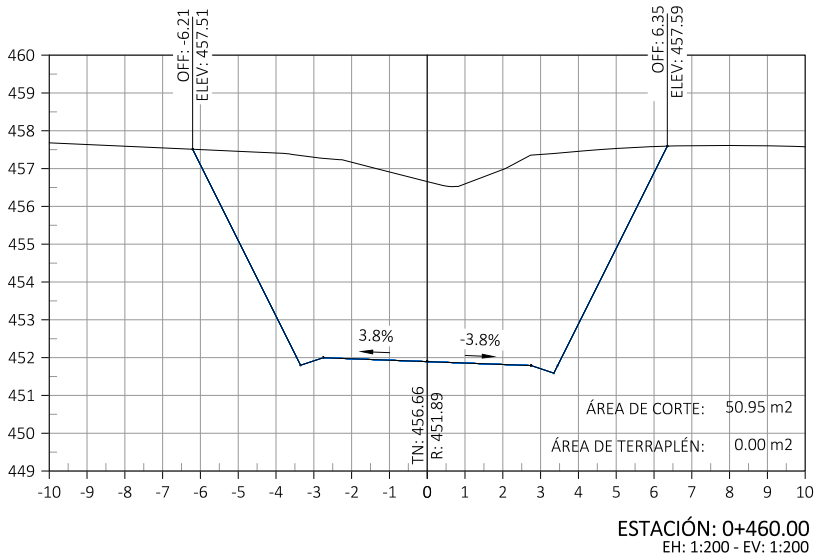
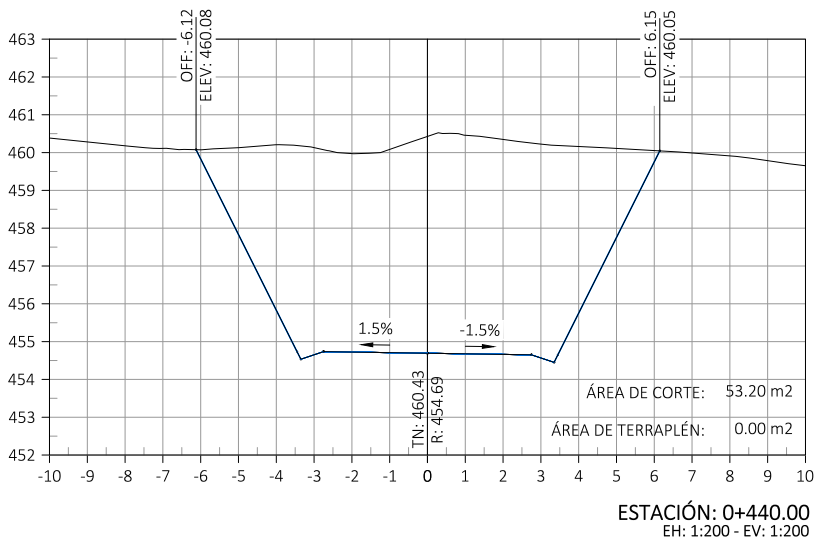
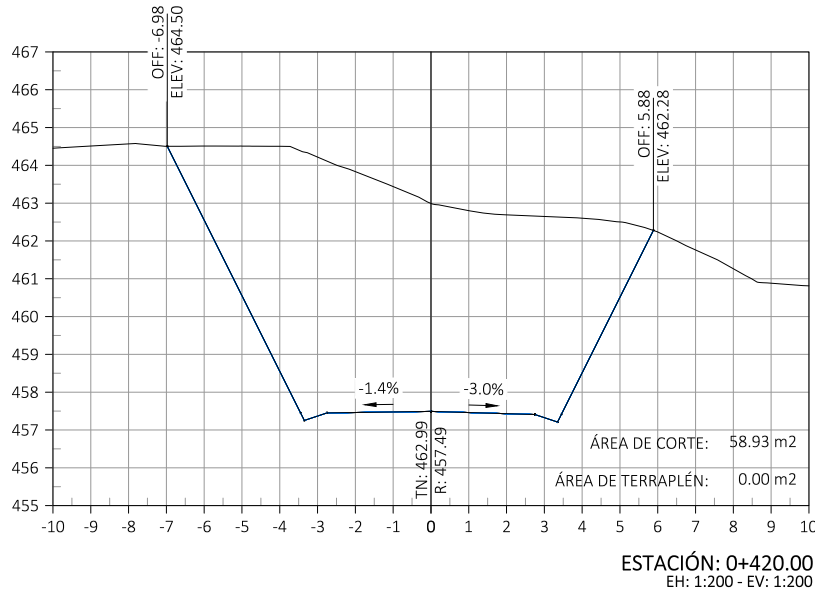
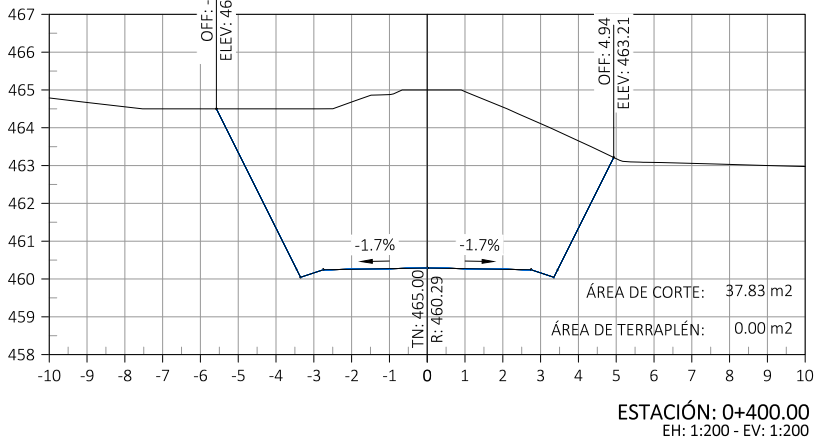
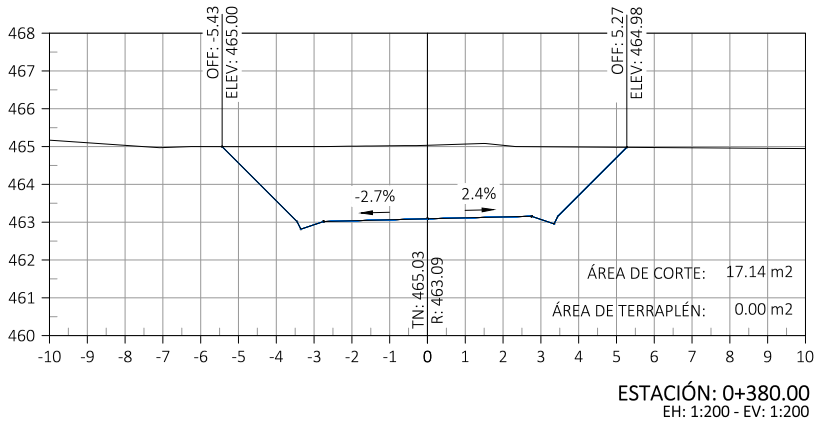
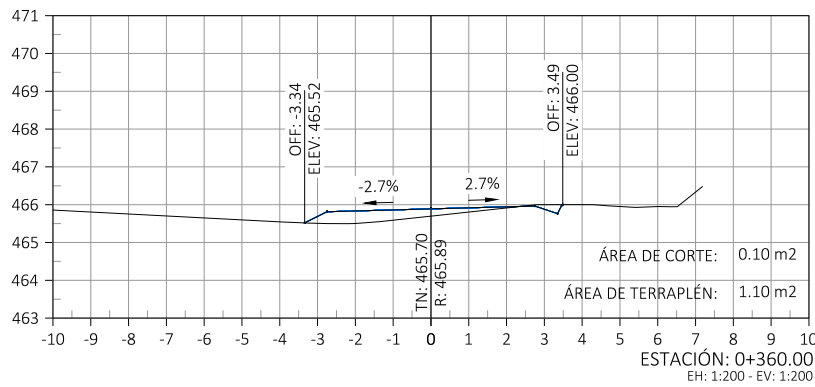
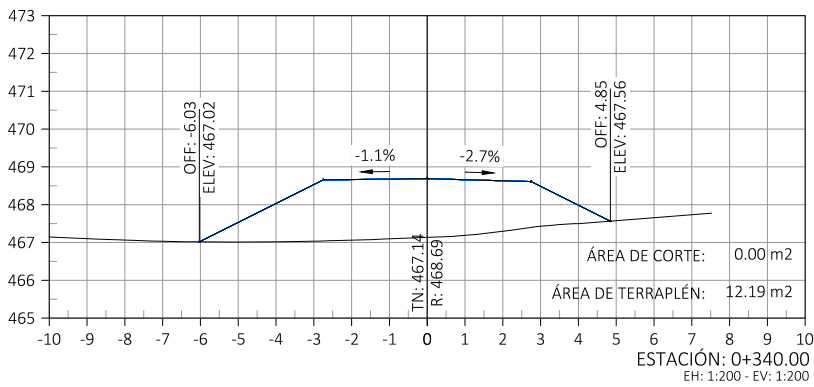
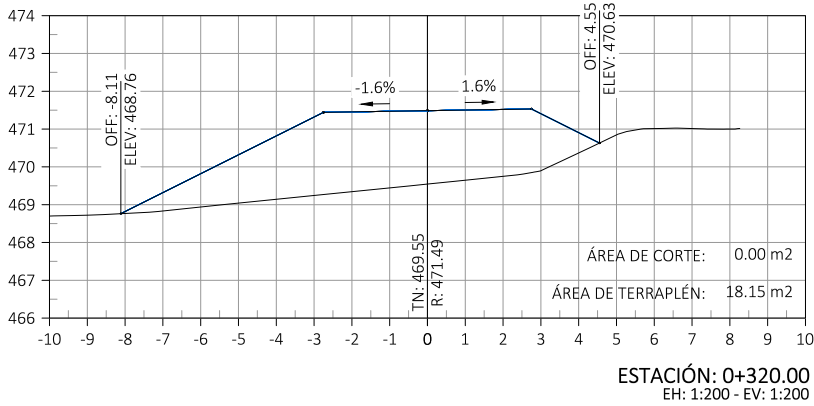
PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+160.00 - 0+300.00

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

HOJA:
09 / 16

V." B." ASESOR



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



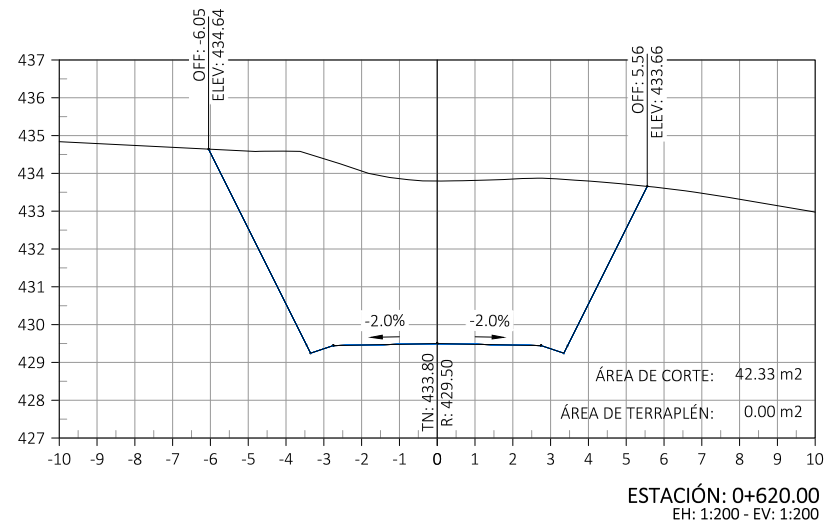
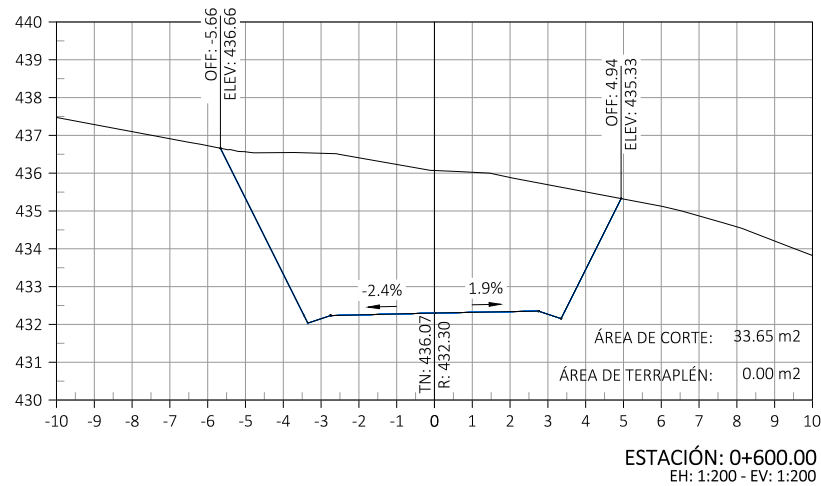
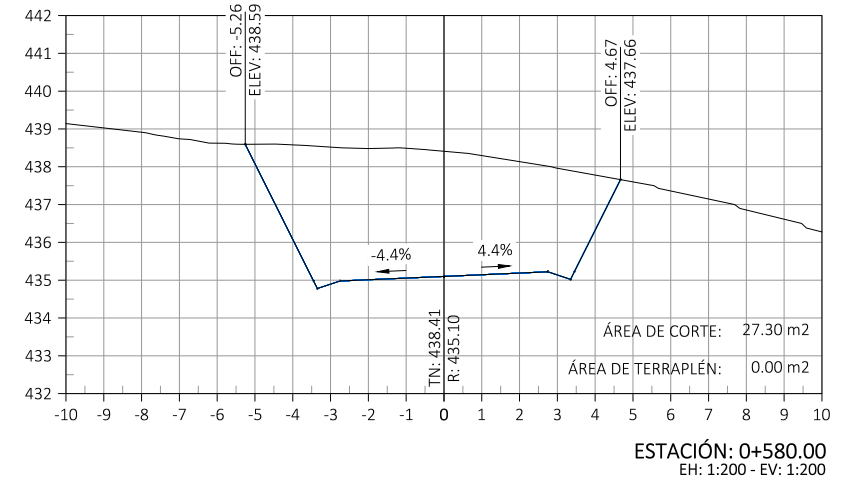
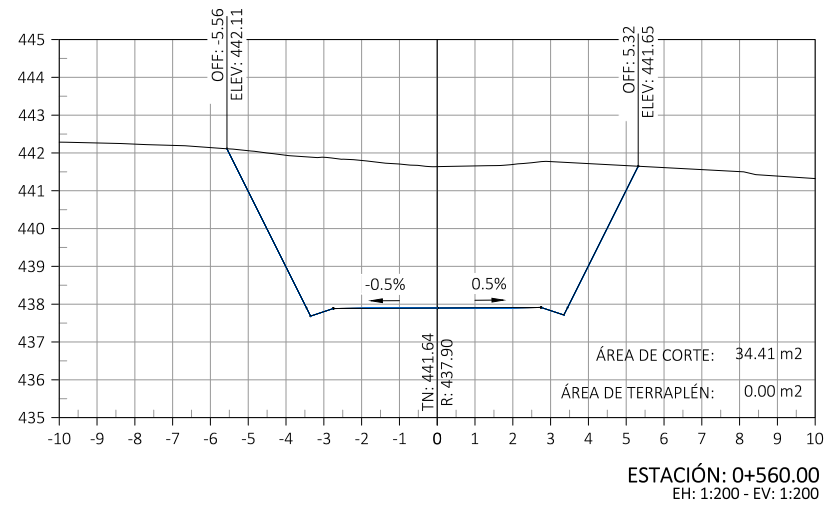
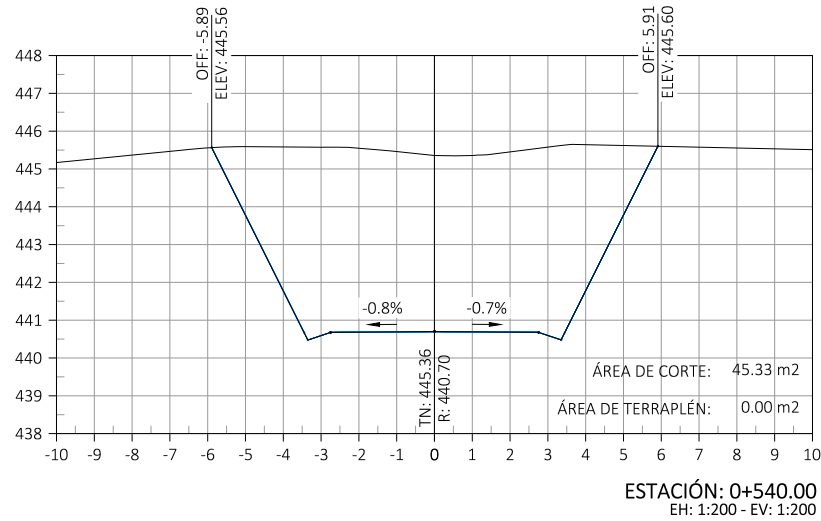
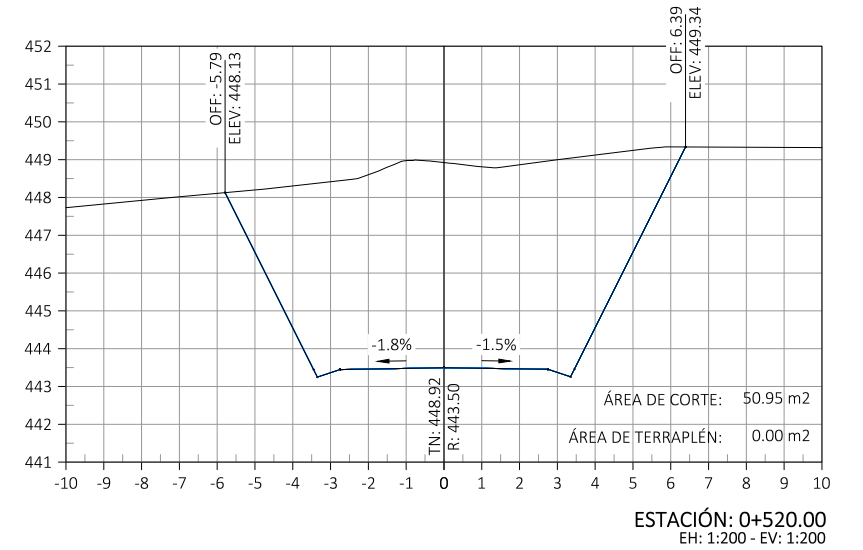
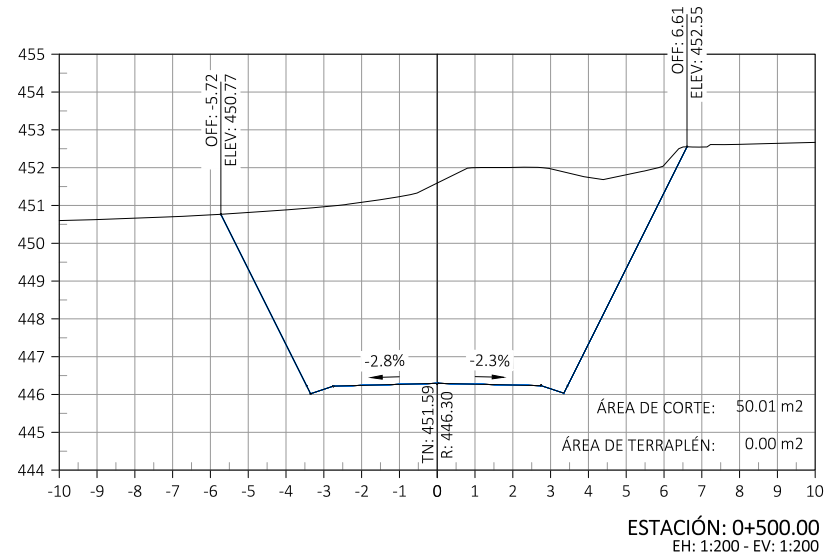
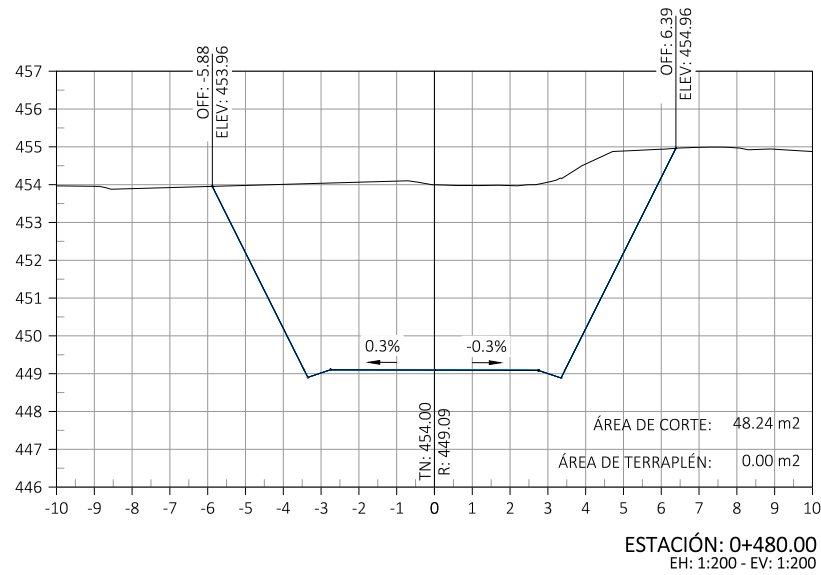
PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+320.00 - 0+460.00

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.º B.º ASESOR

HOJA:
10 / 16



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

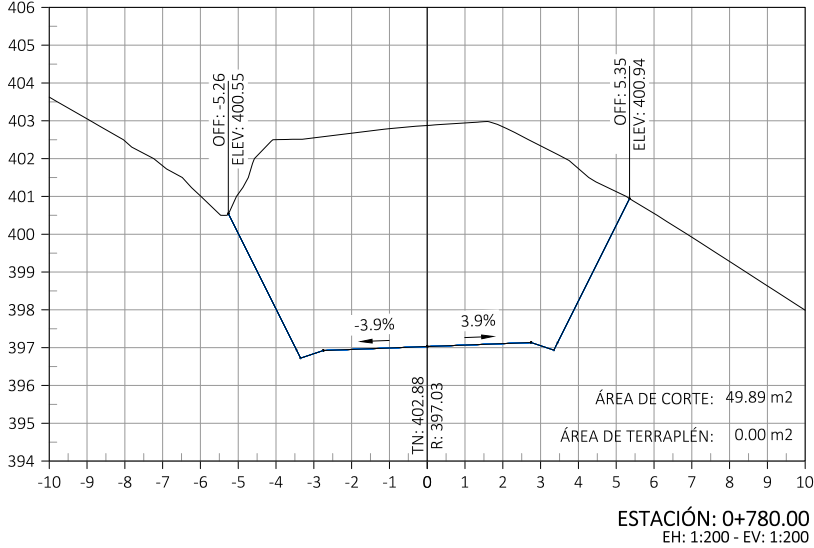
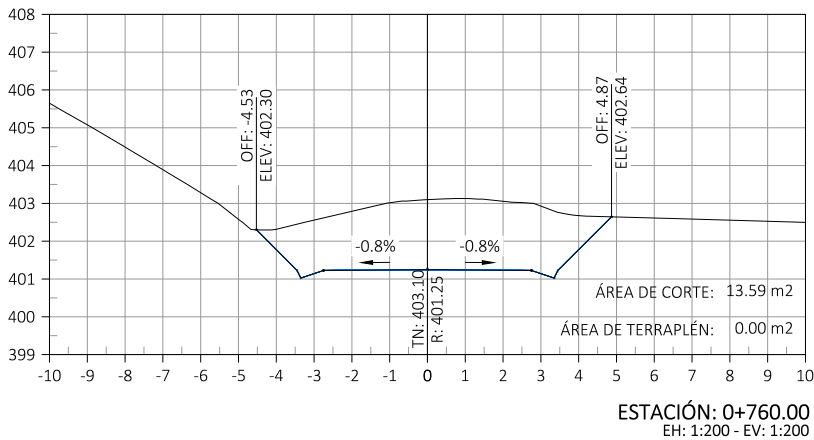
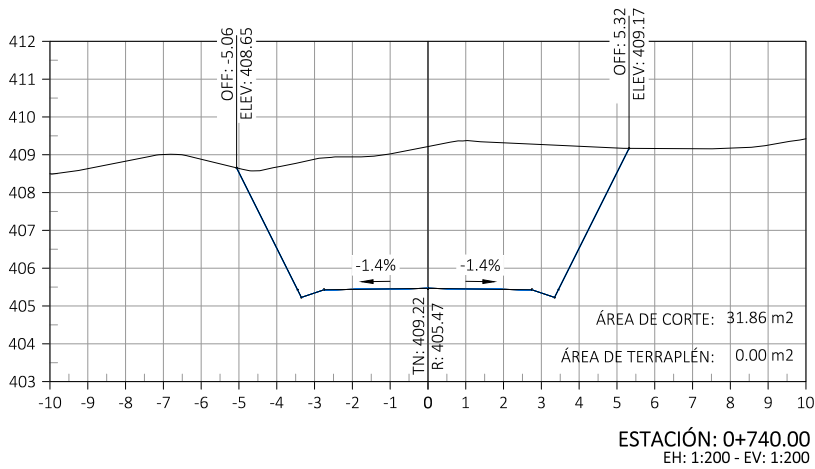
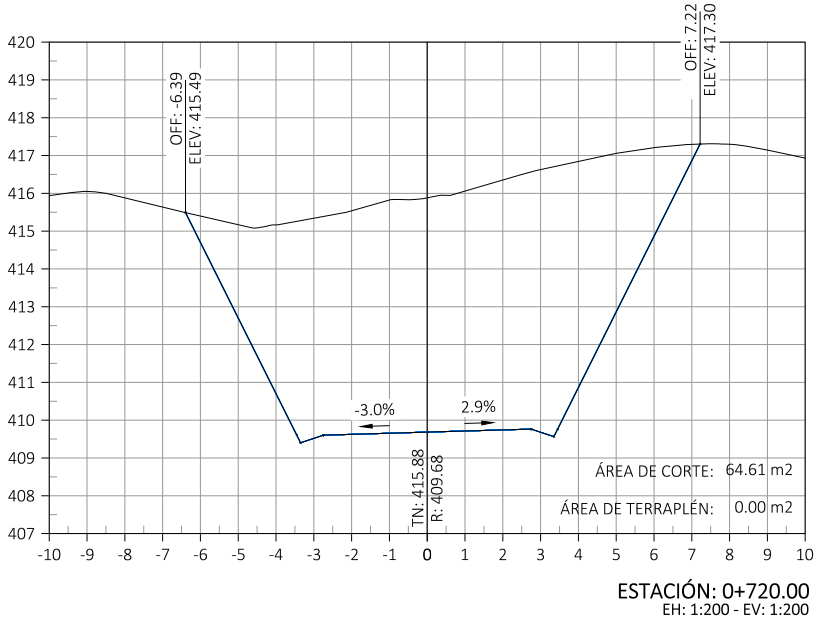
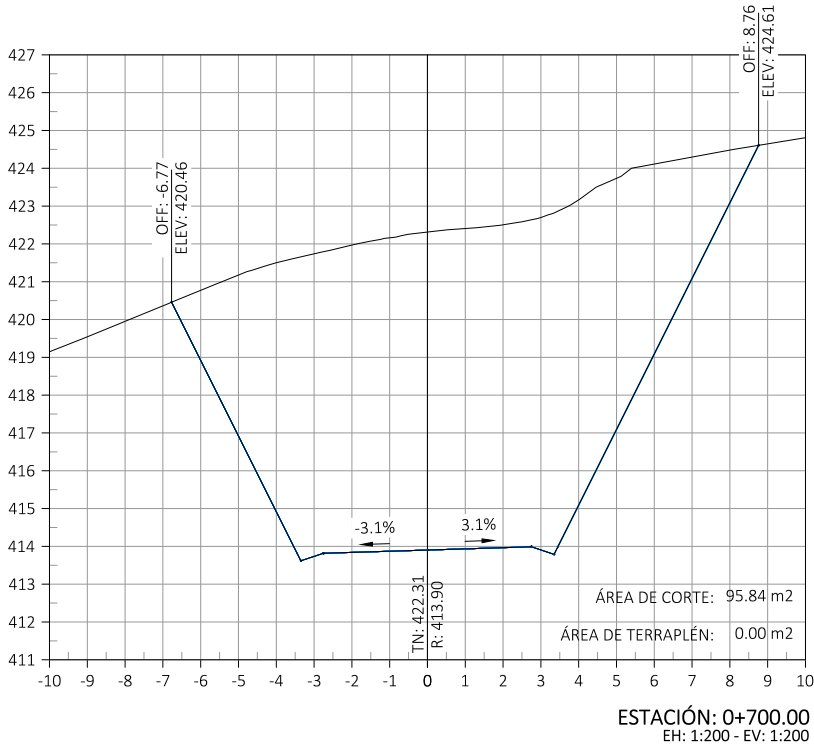
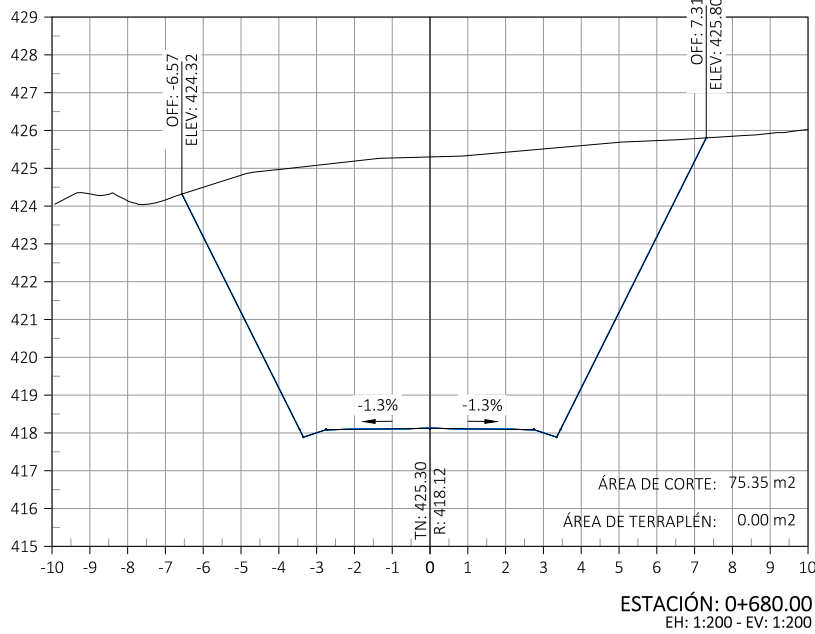
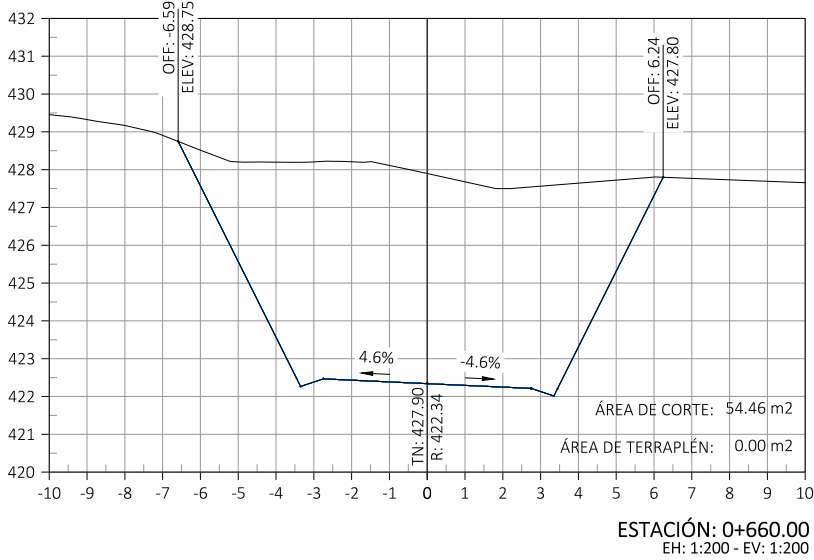
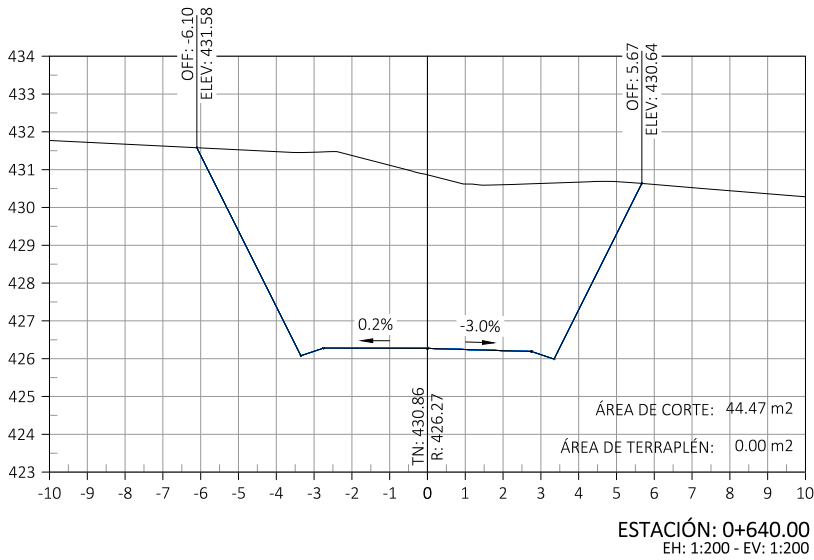
CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+480.00 - 0+620.00

ESCALA:
DISEÑO:
FECHA:

INDICADA
KATHERINE CALDERÓN
AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

HOJA:
11 / 16



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

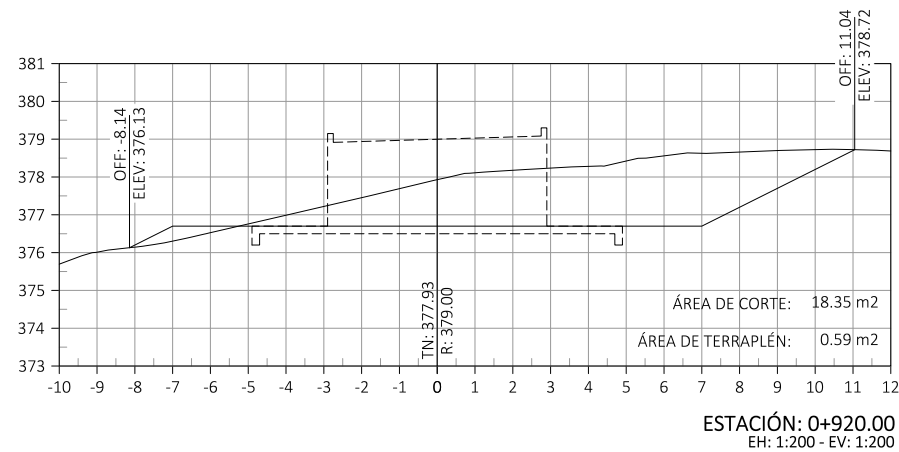
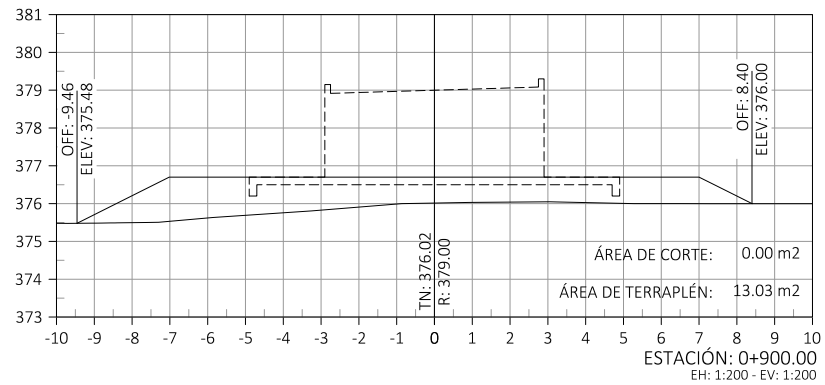
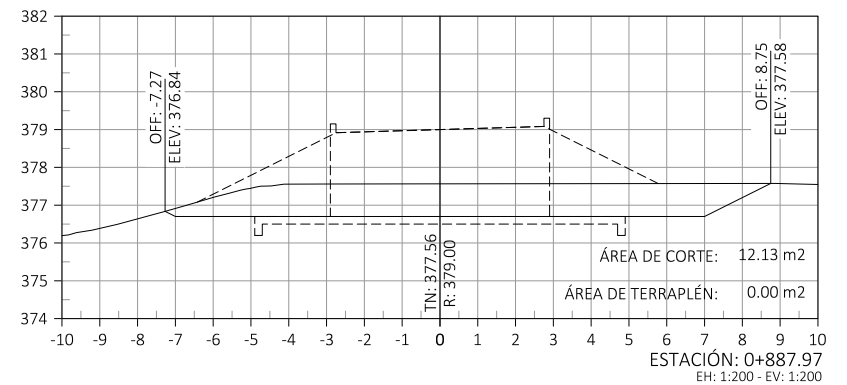
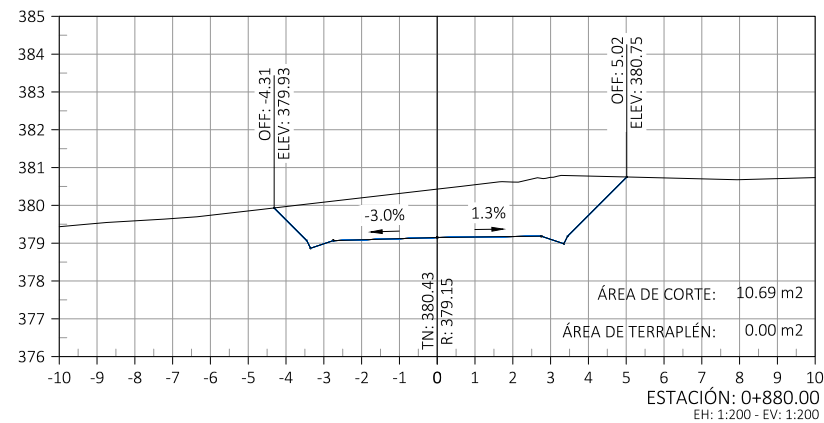
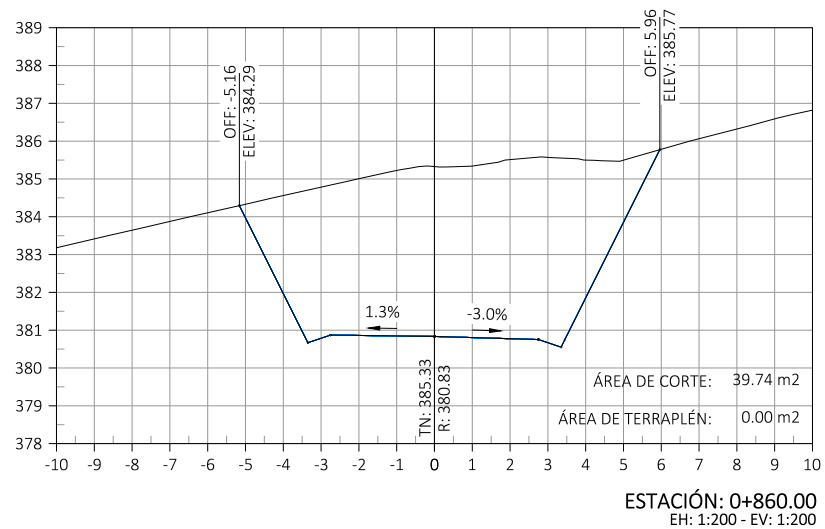
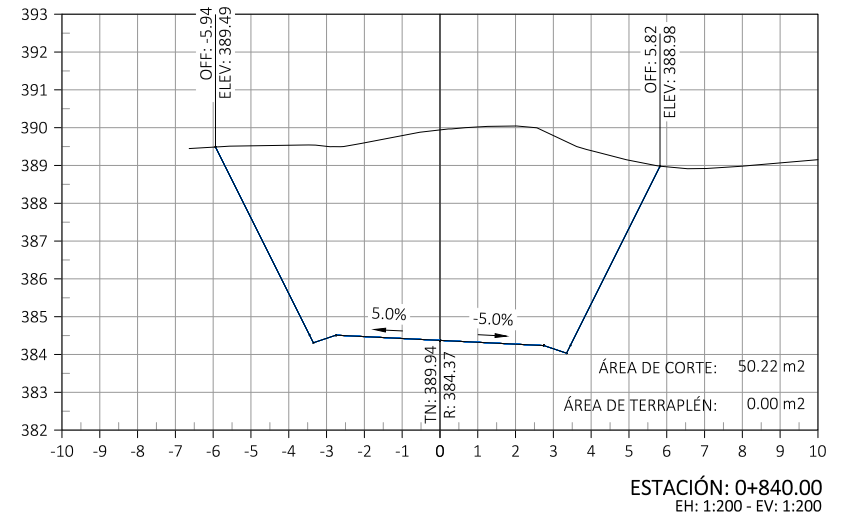
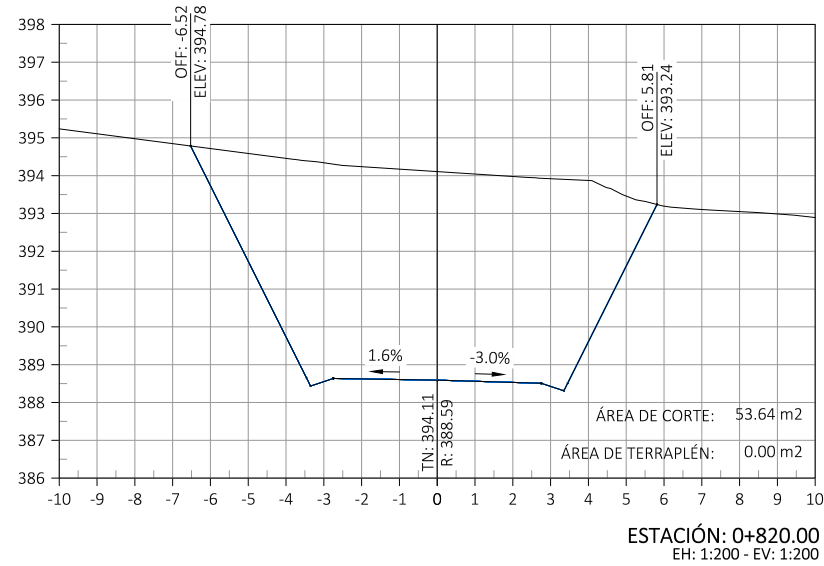
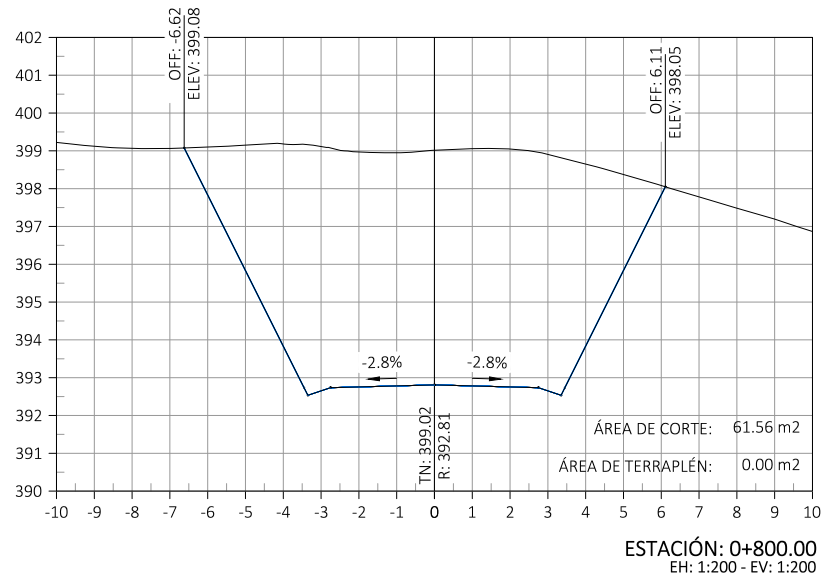
CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+640.00 - 0+780.00

ESCALA:
DISEÑO:
FECHA:

INDICADA
KATHERINE CALDERÓN
AGOSTO DE 2021

V." B." ASESOR

HOJA:
12 / 16



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

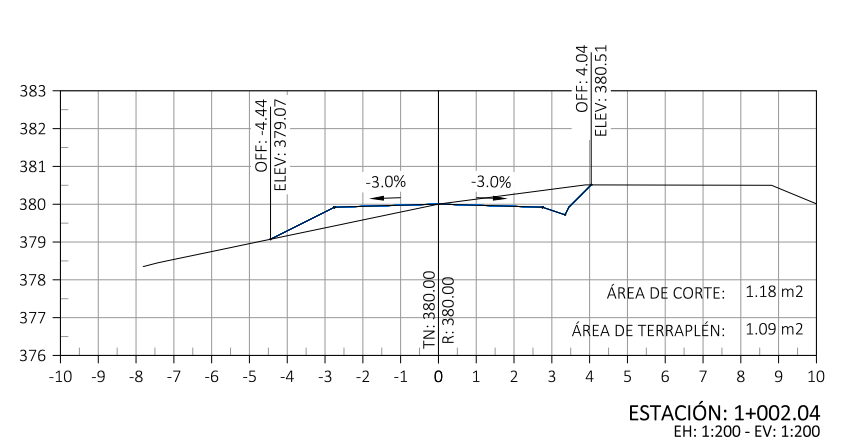
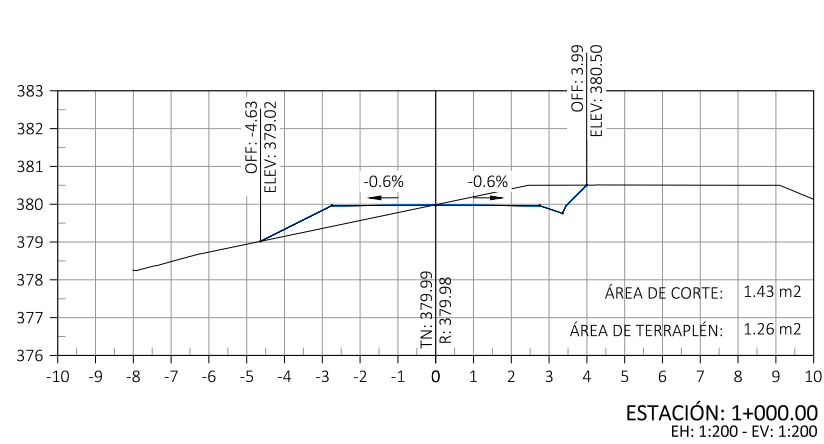
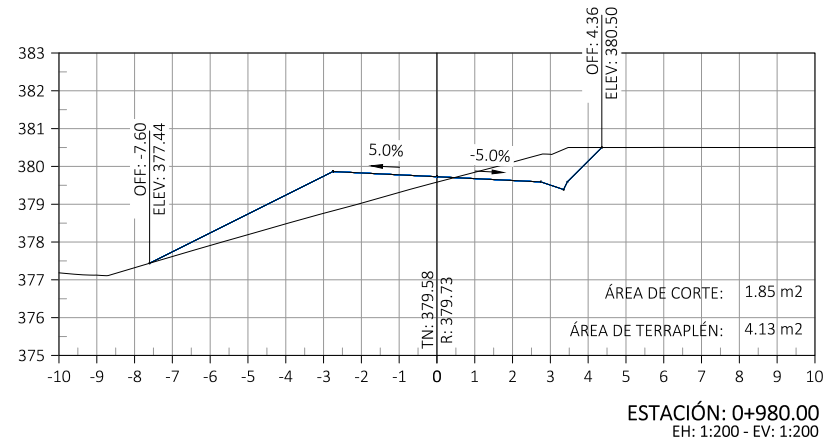
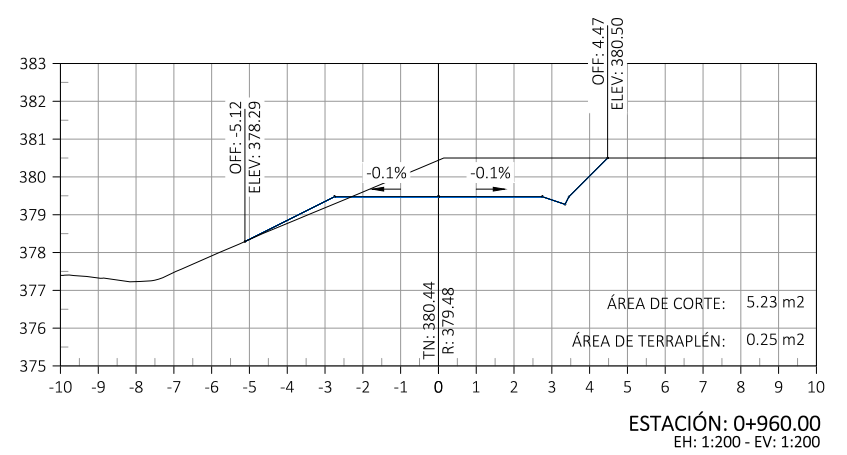
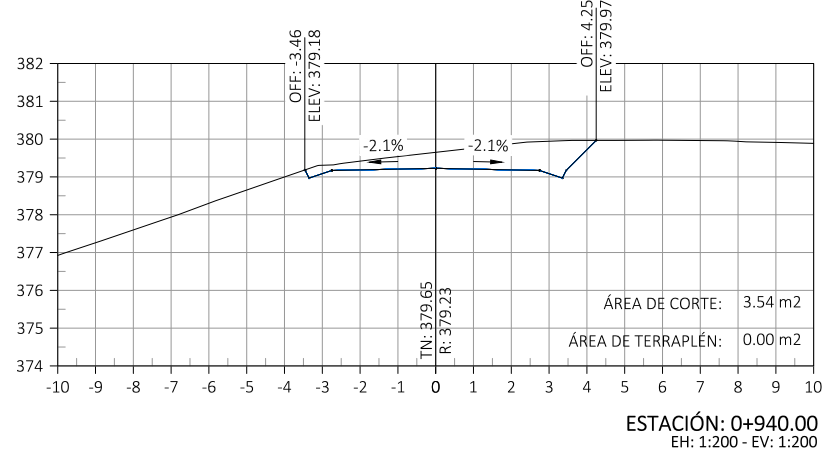
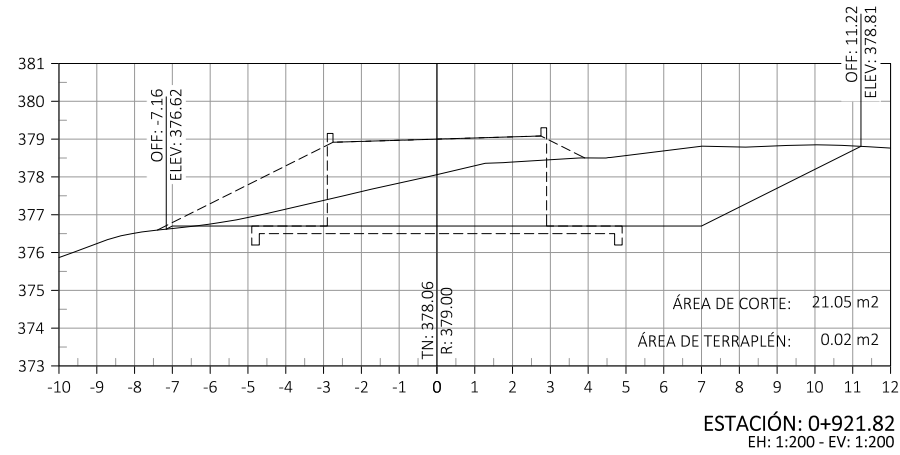
PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+800.00 - 0+920.00

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

HOJA:
13 / 16



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



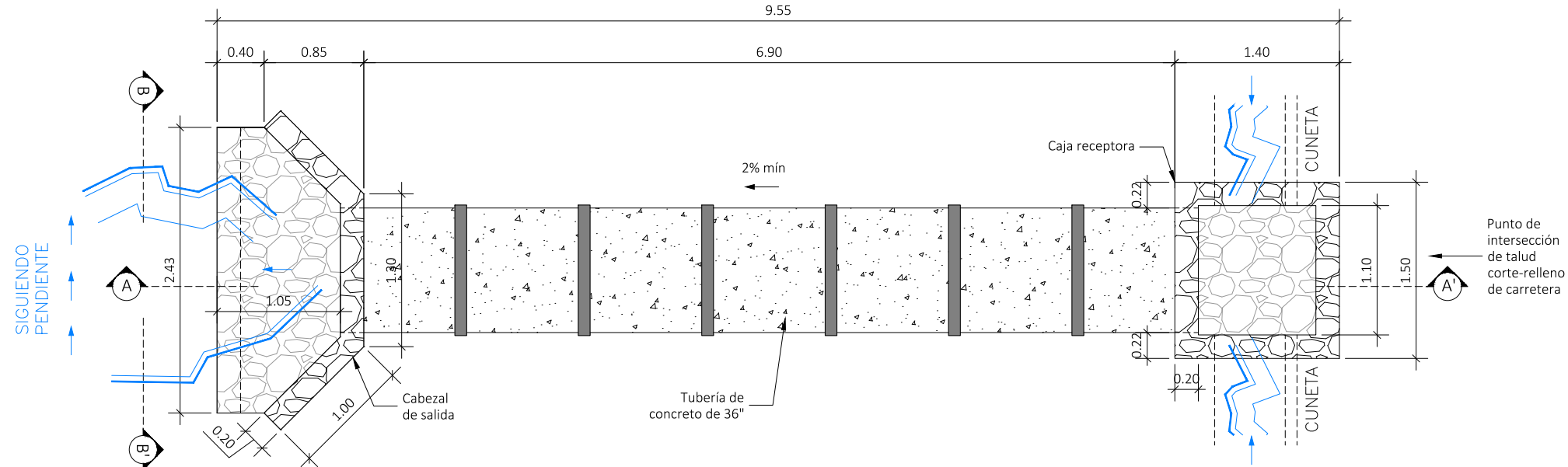
PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- SECCIONES TRANSVERSALES 0+921.82 - 1+002.04

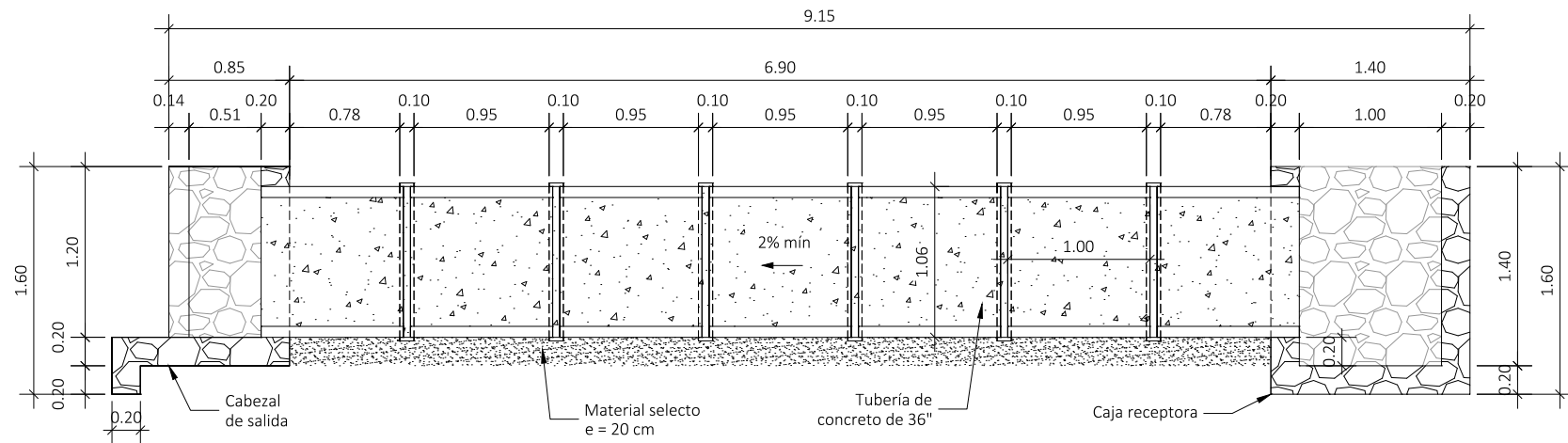
ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

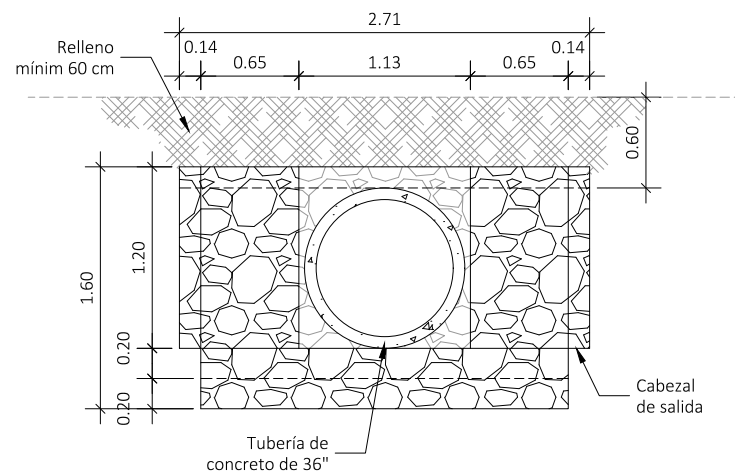
HOJA:
14 / 16



PLANTA DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA 1:50



SECCIÓN A-A'
ESCALA 1:50



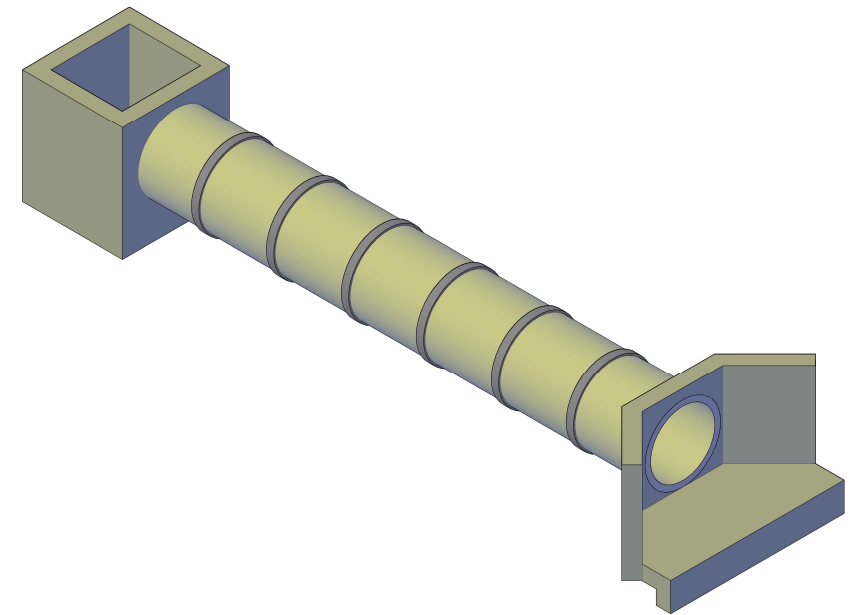
SECCIÓN B-B'
ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES

- La construcción de cabezales y caja receptora con concreto ciclópeo será en proporción 60% de piedra bola y 40% de concreto.
- La tubería del drenaje transversal será de concreto de 36", colocada sobre un colchón de material selecto con espesor de 20 cm.
- El relleno mínimo sobre la tubería será de 60 cm.
- La pendiente mínima para la evacuación del agua será del 2%.

Condiciones de los materiales:

- Concreto: proporción 1:2:3
- Mortero: proporción 1:2
- Piedra bola: entre 10 y 30 cm, en buenas condiciones
- Agregados: libre de impurezas y materia orgánica
- Tubos de concreto: cumplimiento de la norma ASTM C 76



ISOMÉTRICO
ESCALA 1:75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:
DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

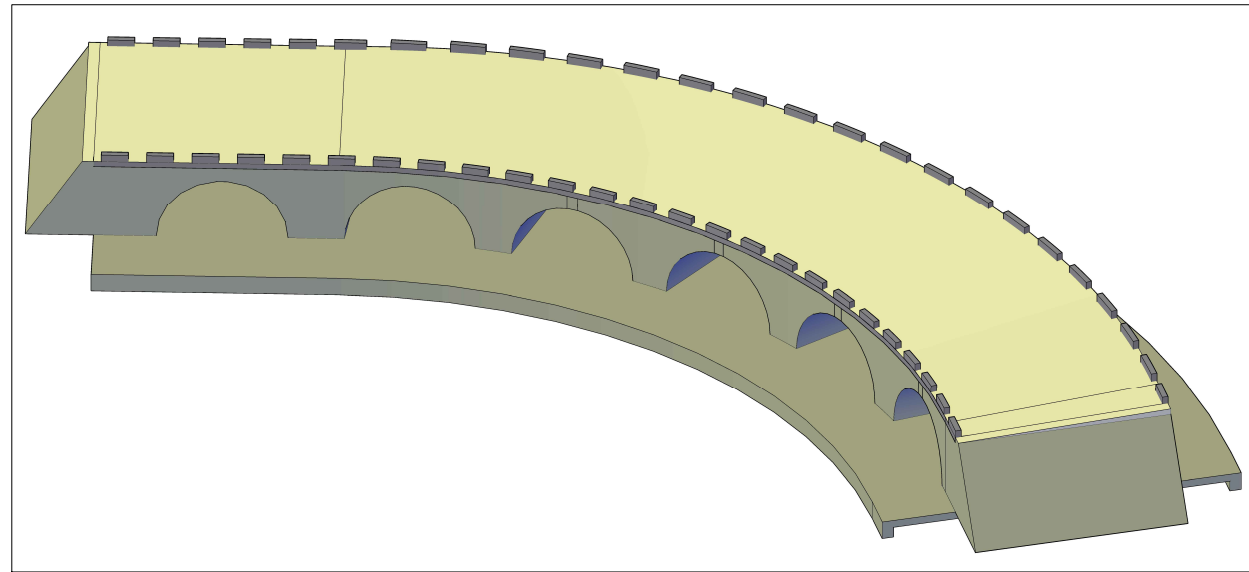
CONTENIDO:
- DETALLE DRENAJE TRANSVERSAL

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

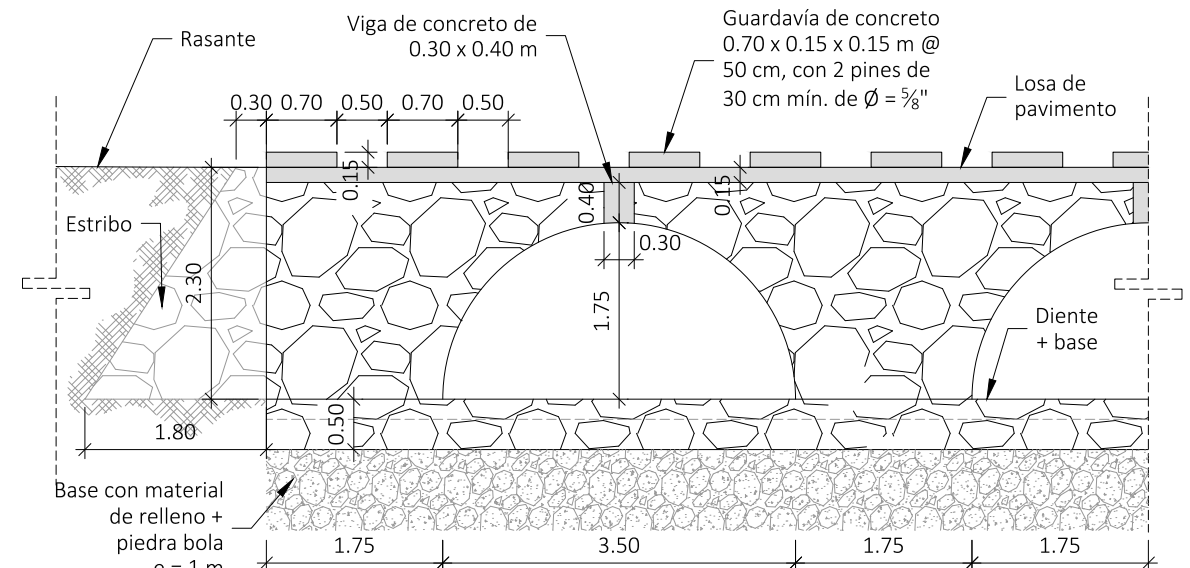
V. B. ASESOR

HOJA:

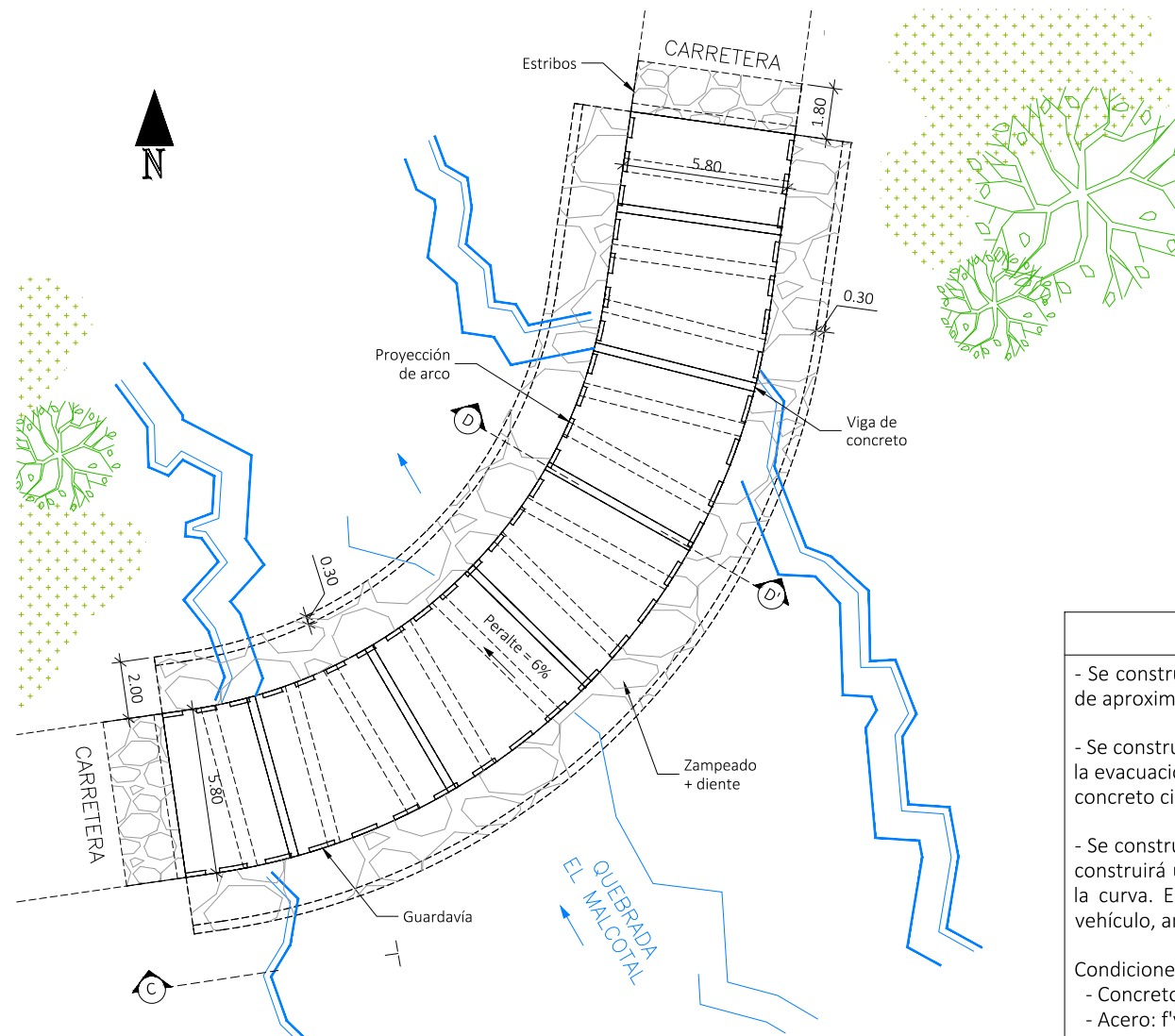
15 / 16



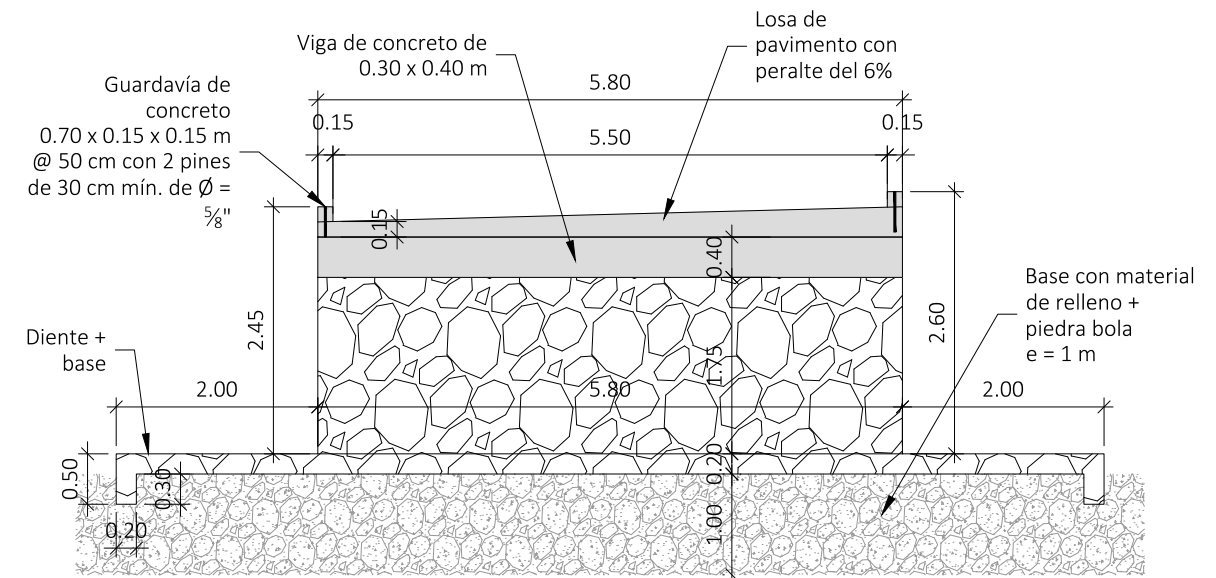
ISOMÉTRICO
ESCALA 1:200



SECCIÓN C
ESCALA 1:100



PLANTA BADÉN
ESCALA 1:250



SECCIÓN D-D'
ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES

- Se construirá el badén sobre una base mejorada con piedra bola y material de relleno, de aproximadamente 1 m.
- Se construirá una estructura de concreto ciclópeo con 6 arcos de 1.75 m de radio para la evacuación del agua de la quebrada. En los extremos se construirán estribos de concreto ciclópeo en proporción 60% de piedra bola y 40% de concreto.
- Se construirá una viga de concreto en el extremo inmediato entre arco y pavimento. Se construirá un pavimento de 15 cm de espesor, con un peralte del 6% correspondiente a la curva. En las orillas se construirán guardavías como seguridad de la transición del vehículo, anclados al pavimento con dos pines de 30 cm, con varilla de 5/8".

Condiciones de los materiales:

- Concreto: $f'_c = 4000$ PSI
- Acero: $f_y = 2810$ kg/cm²
- Piedra bola: entre 10 y 30 cm, en buenas condiciones
- Agregados: libre de impurezas y materia orgánica
- Tubos de concreto: cumplimiento de norma ASTM C 76

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:
**DISEÑO APERTURA DEL TRAMO CARRETERO QUE UNE AL CASERÍO EL PEDREGAL,
ALDEA CHANMAGUA, CON EL CASERÍO EL MALCOTAL, ALDEA EL ZARZAL, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUMULA**

CONTENIDO:
- DETALLE DE BADÉN

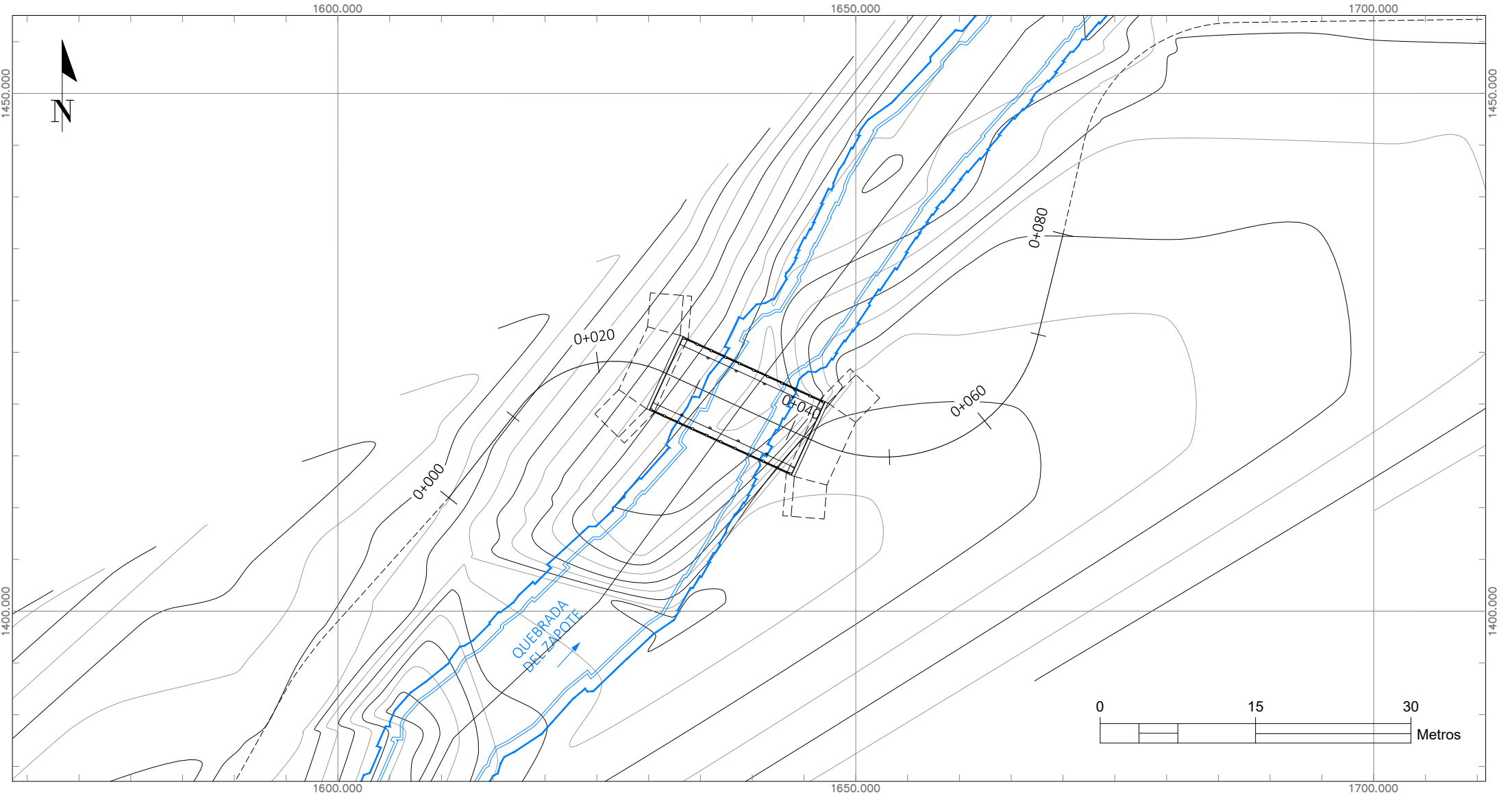
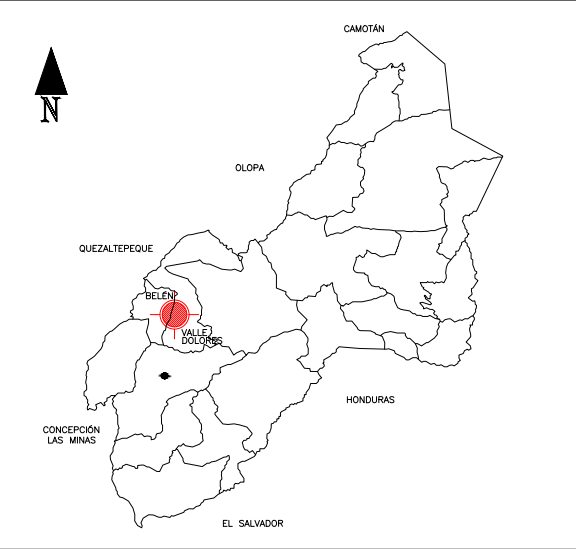
ESCALA: **INDICADA**
DISEÑO: **KATHERINE CALDERÓN**
FECHA: **AGOSTO DE 2021**

V.° B.° ASESOR

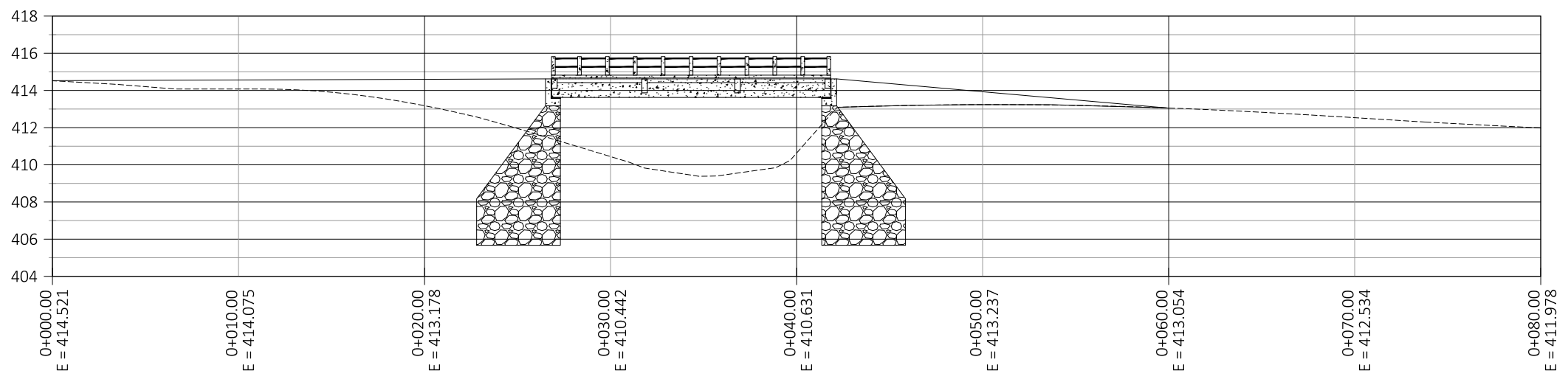
HOJA:
16 / 16

Apéndice D

Planos constructivos diseño puente vehicular No. 2 en tramo de ruta RN-18 a aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula



PLANTA GENERAL
ESCALA 1:500



PERFIL DE UBICACIÓN
EH- 1:300 EV- 1:300

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA**
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

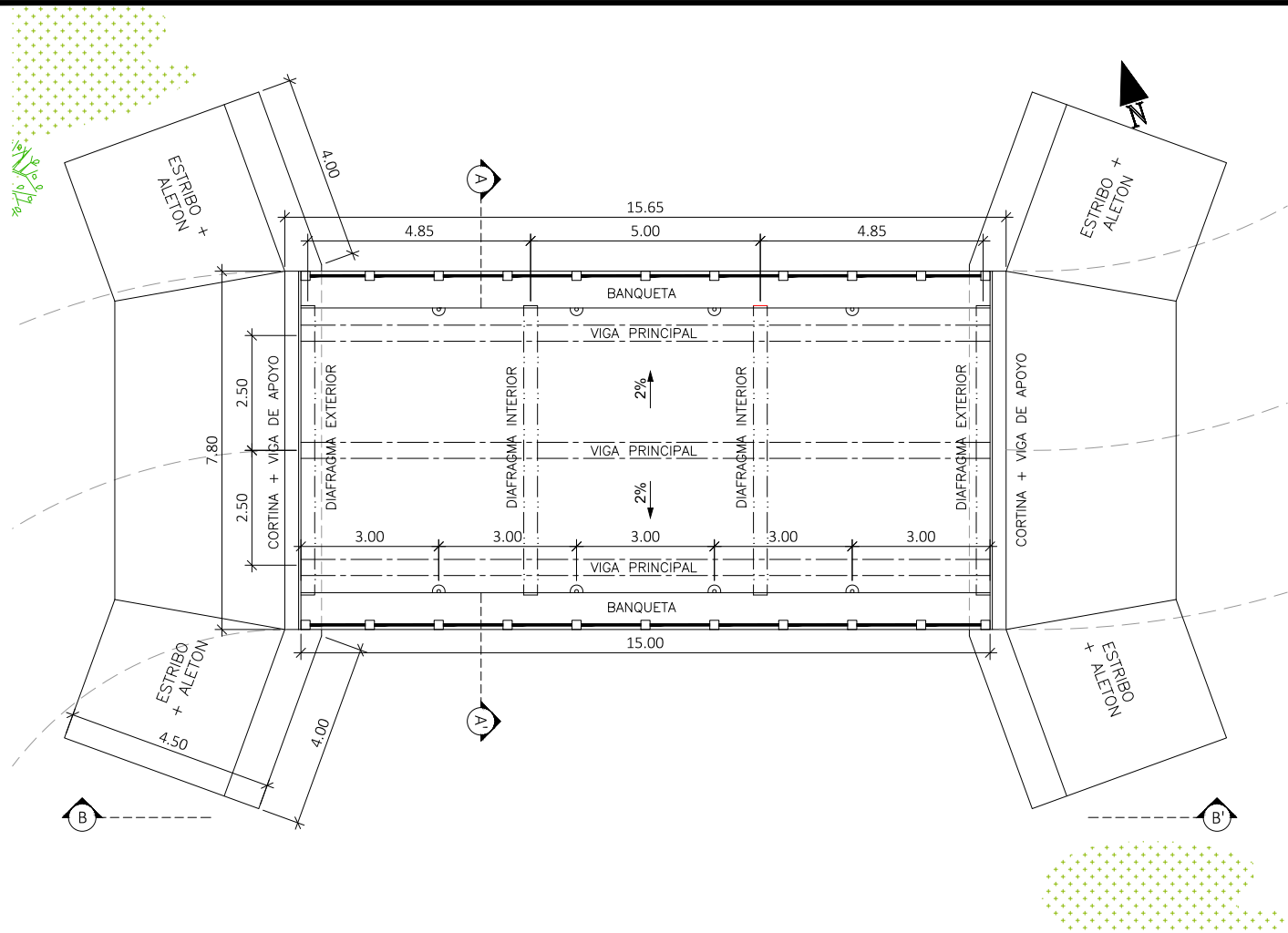
PROYECTO:
**DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

CONTENIDO:
- UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN
DEL PROYECTO
- PLANTA GENERAL
- PERFIL DE UBICACIÓN

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

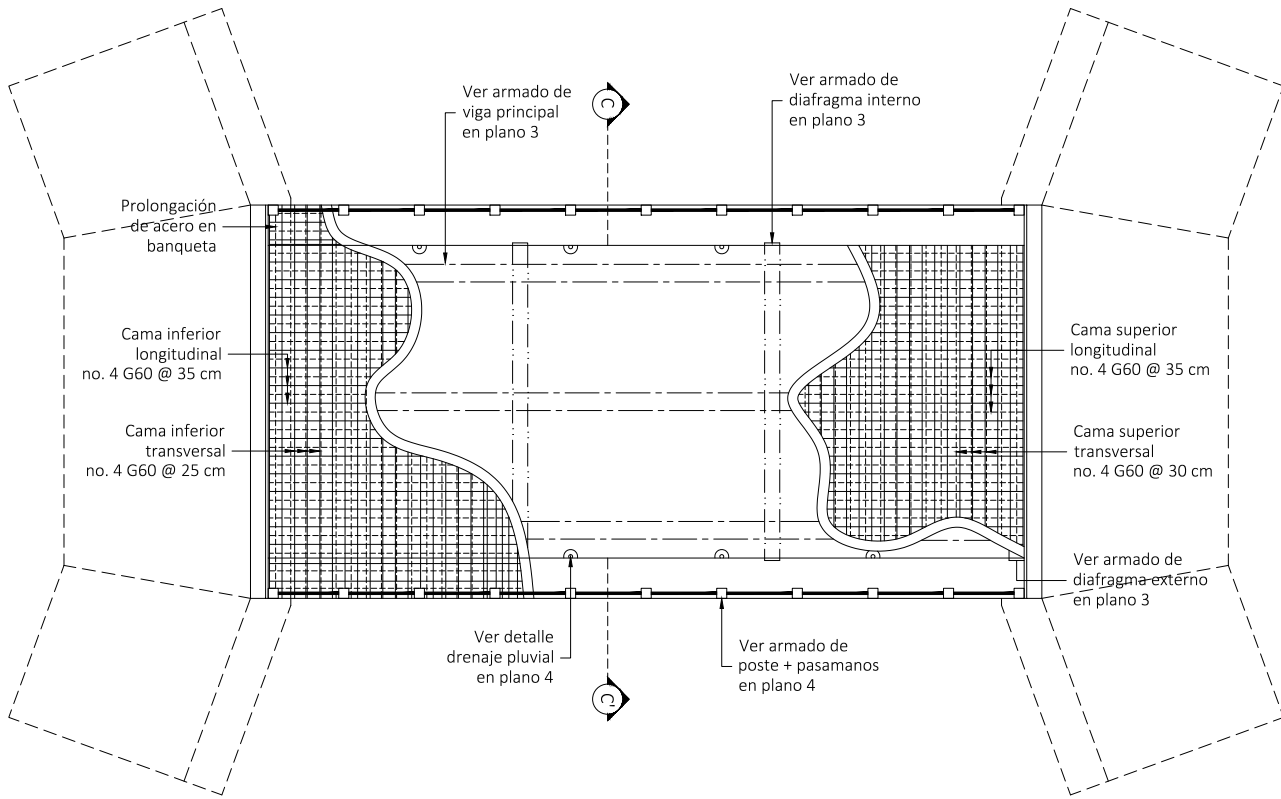
HOJA:
01
05

V. B. ASESOR



PLANTA GENERAL

ESCALA 1:150



ARMADO DE REFUERZO EN LOSA

ESCALA 1:150

ESPECIFICACIONES

NORMAS:

- Diseño de puente vehicular no. 2 en el caminamiento 0+918.65 del tramo que une la ruta RN-18 con aldea Valle Dolores, sobre la quebrada El Zapote, de 2 vías y 15 metros de largo.
- Diseño basado en la norma Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 2002), utilizando una carga viva equivalente a 18.14 T (40,000 lb) del vehículo tipo H 20-44.
- El recubrimiento para los elementos estructurales será de: 5 cm para vigas y diafragmas, 5 cm en parte superior de losa y 2.5 cm en parte inferior y 8 cm para elementos en contacto directo con el suelo (cortina y viga de apoyo).
- Los dobleces serán hechos en frío con un equivalente a 6 veces el diámetro para un dobléz de 180° y 12 veces el diámetros para un dobléz de 90°.

MATERIALES:

- El concreto utilizado tendrá una resistencia mínima a la compresión de $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$ (4000 PSI) a los 28 días, para todos los elementos, exceptuando los estribos, utilizando un concreto con resistencia mínima de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ (2500 PSI).
- El acero de refuerzo serán varillas corrugadas con un grado de influencia determinado en cada uno de los detalles de los elementos estructurales; deberán estar libres de óxido o cualquier tipo de material que repercuta en la adherencia con el concreto.
- Para la elaboración del concreto ciclópeo se utilizará piedra bola con un diámetro entre 10 y 30 cm, lavada, sólida, sin fracturas internas, en proporción 60% de piedra bola y 40% de concreto.
- Los agregados utilizados en la elaboración del concreto deberán estar libre de impurezas y materia orgánica para lograr la resistencia deseada del concreto.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



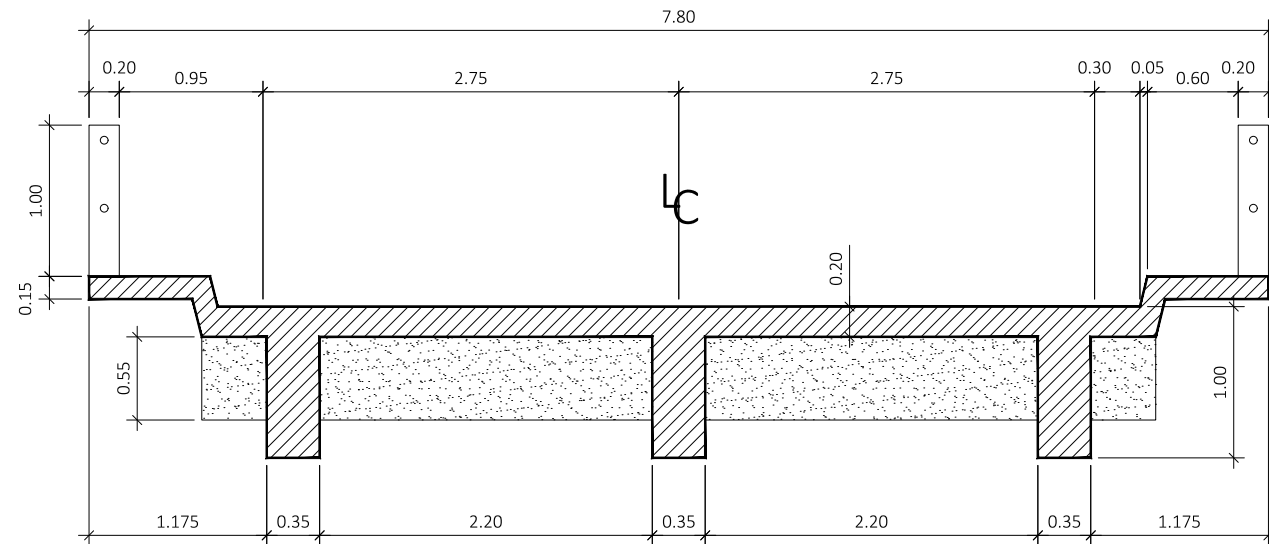
PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- PLANTA GENERAL
- ARMADO DE REFUERZO EN LOSA

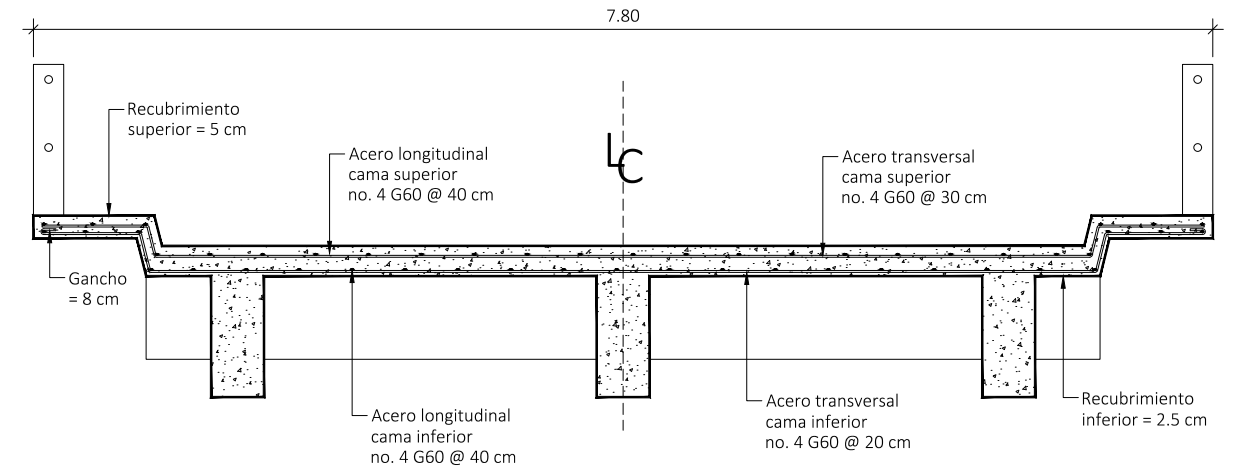
ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

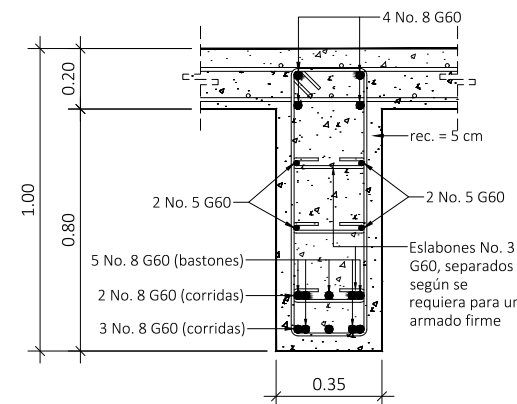
HOJA:
02 / 05



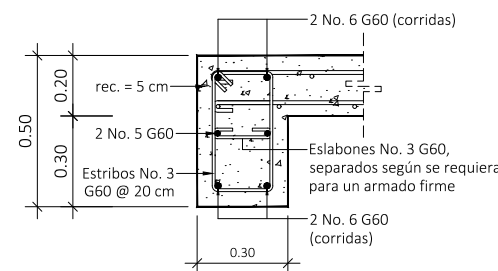
SECCIÓN A-A'
ESCALA 1:50



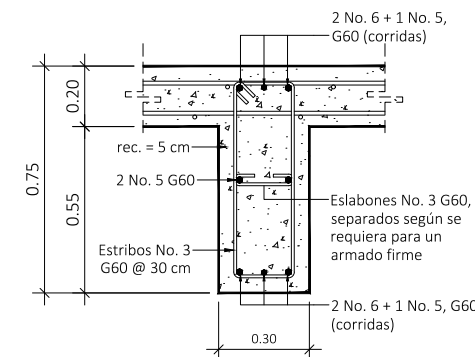
SECCIÓN C-C'
ESCALA 1:50



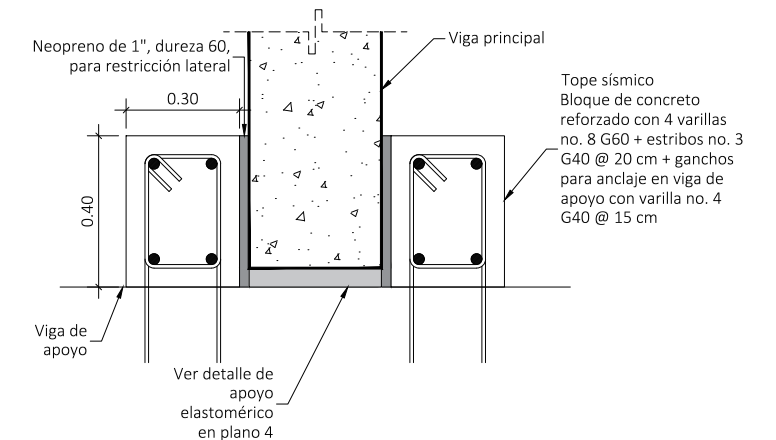
VIGA PRINCIPAL
ESCALA 1:25



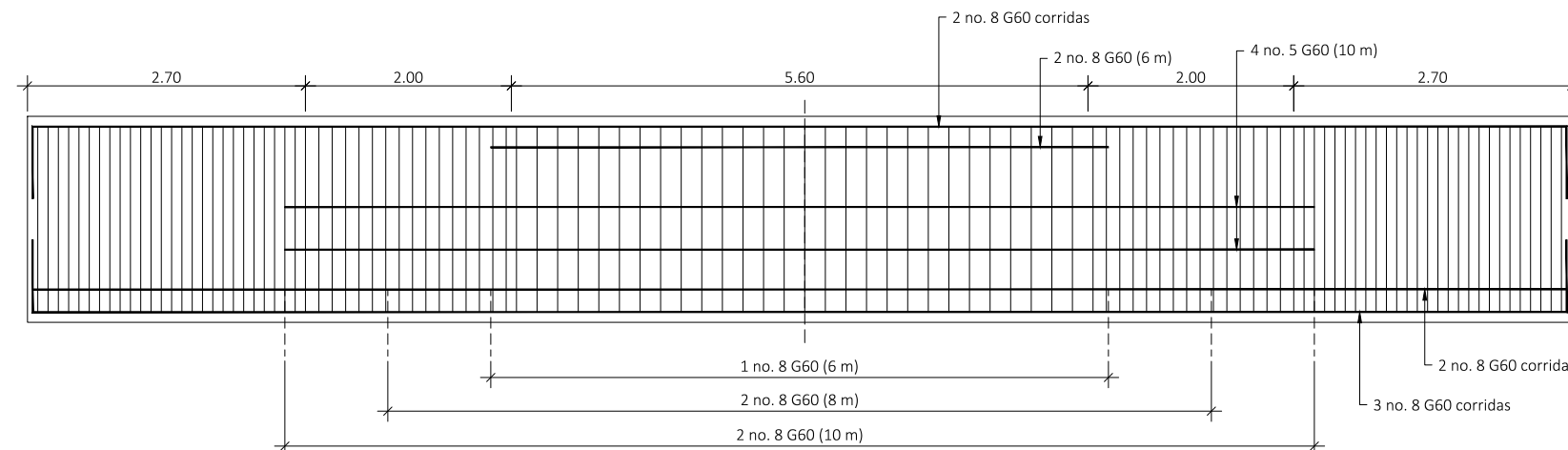
DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1:25



DIAFRAGMA INTERIOR
ESCALA 1:25



TOPE SÍSMICO
ESCALA 1:20



ELEVACIÓN DE ARMADO EN VIGA PRINCIPAL
EH-1:70 EV-1:35

ARMADO DE REFUERZO EN VIGA PRINCIPAL
-REFUERZO LONGITUDINAL-

SUPERIOR	Distribución
Acero requerido	2 no. 8 corridas
4 no. 8 G60	2 no. 8 en bastón de 6 m
INFERIOR	Distribución
Acero requerido	3 no. 8 corridas (1era. cama)
10 no. 8 G60	2 no. 8 en bastón de 10 m (1era. cama)
	2 no. 8 corridas (2da. cama)
	2 no. 8 en bastón de 8 m (2da. cama, extremos)
	1 no. 8 en bastón de 6 m (2da. cama, interno)

-REFUERZO A CORTE DEL ROSTRO AL CENTRO DE LA VIGA-

CONFINAMIENTO	Distribución
Acero requerido	A 5 cm del rostro de la viga
1er. estribo	@ 10 cm en 2.70 m (ambos lados)
Estribo no. 3 G60	@ 13 cm en 2.00 m (ambos lados)
Estribo no. 3 G60	
ÁREA NO CONFINADA	Distribución
Acero requerido	@ 20 cm en 5.60 m
Estribo no. 3 G60	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:

DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:

- SECCIONES
- DETALLES ESTRUCTURALES

ESCALA:

INDICADA

DISEÑO:

KATHERINE CALDERÓN

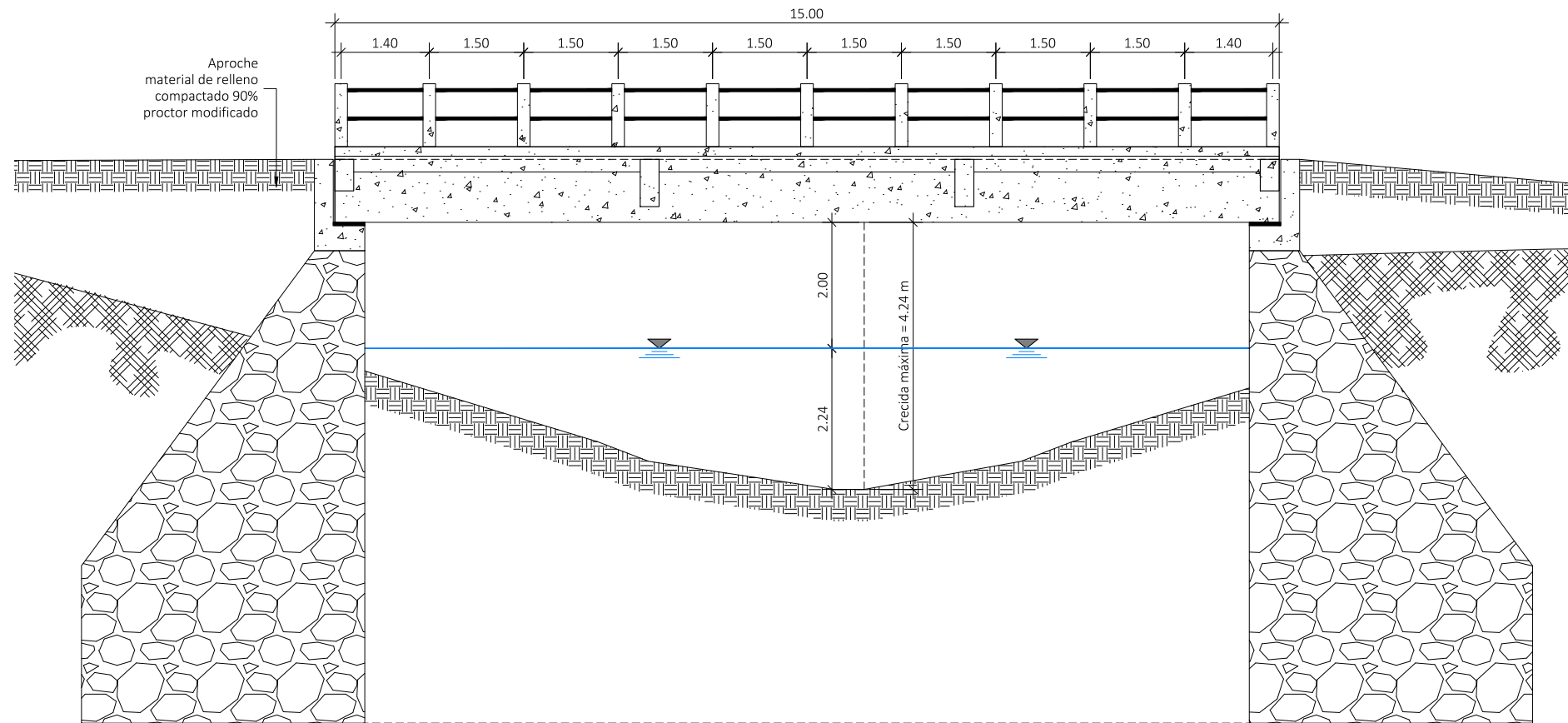
FECHA:

AGOSTO DE 2021

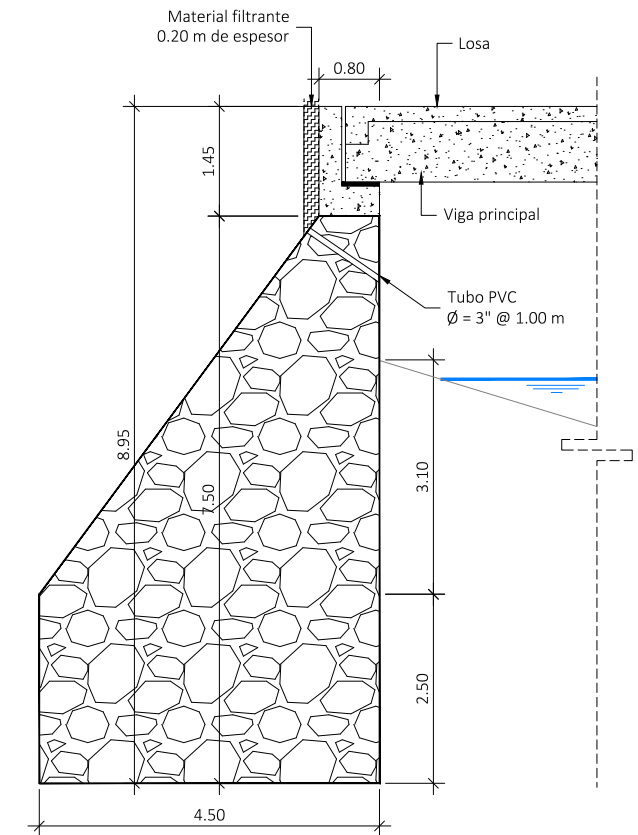
V.° B.° ASESOR

HOJA:

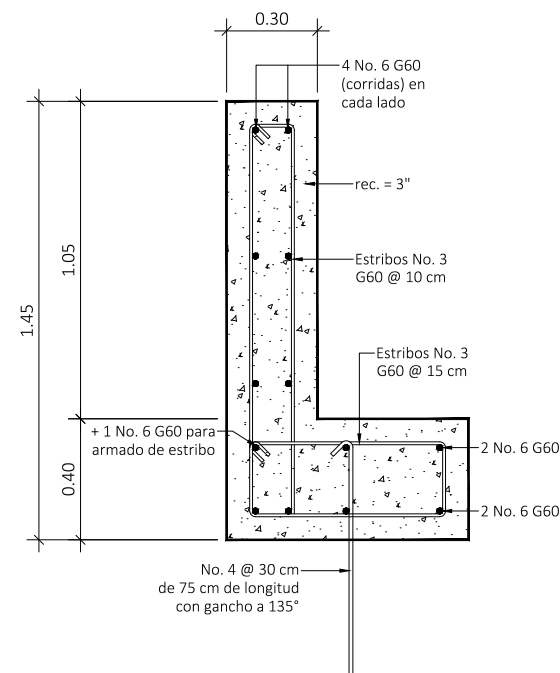
03 / 05



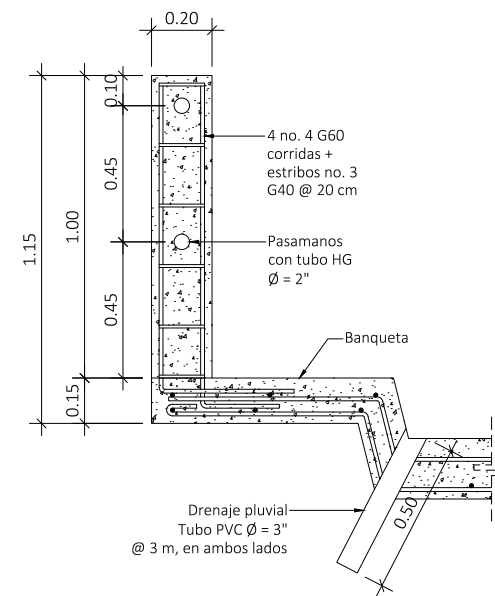
SECCIÓN B-B'
ESCALA 1:100



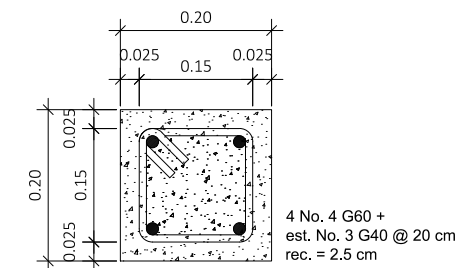
SECCIÓN DE ESTRIBO
ESCALA 1:100



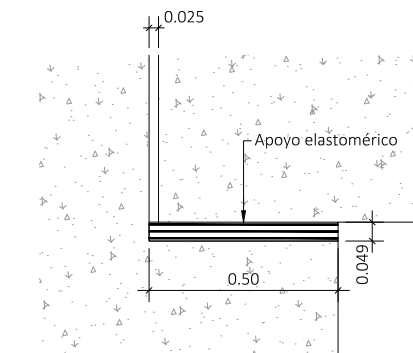
SECCIÓN CORTINA + VIGA DE APOYO
ESCALA 1:25



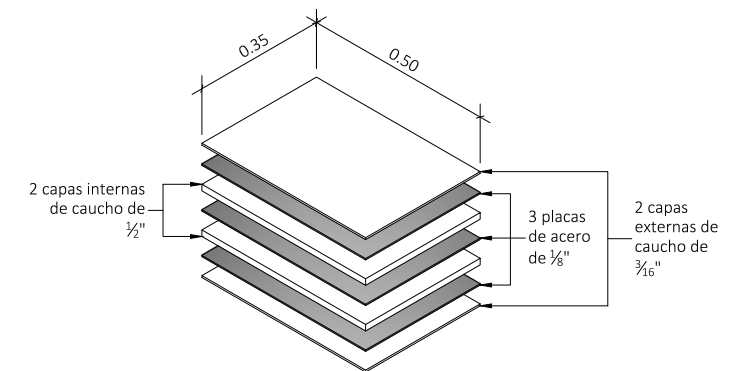
BARANDAL + DRENAJE
ESCALA 1:25



SECCIÓN DE POSTE
ESCALA 1:10



UBICACIÓN DE APOYO
ESCALA 1:20



DETALLE DE APOYO ELASTOMÉRICO
ESCALA 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



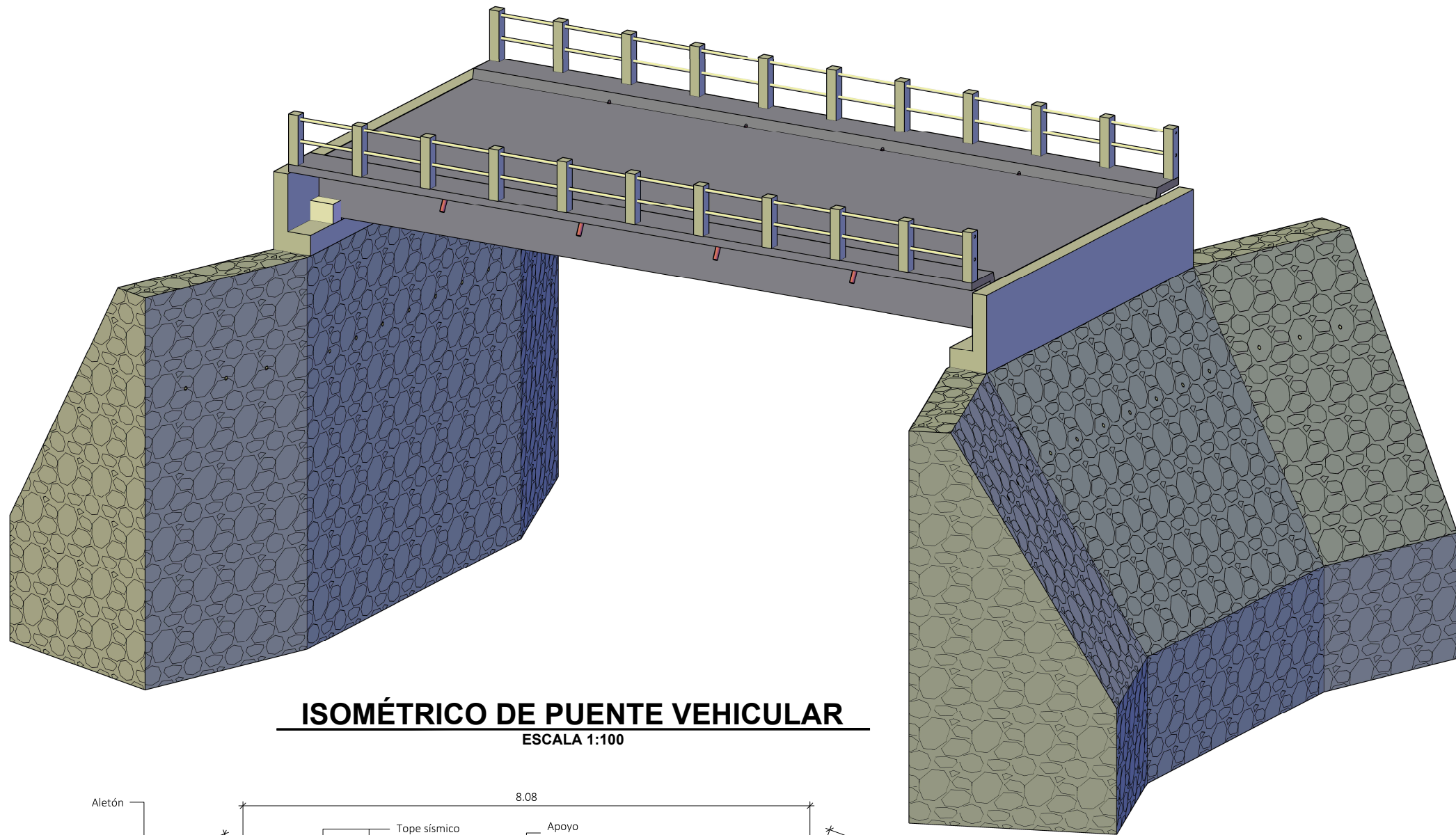
PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
- SECCIONES
- DETALLES ESTRUCTURALES

ESCALA: INDICADA
DISEÑO: KATHERINE CALDERÓN
FECHA: AGOSTO DE 2021

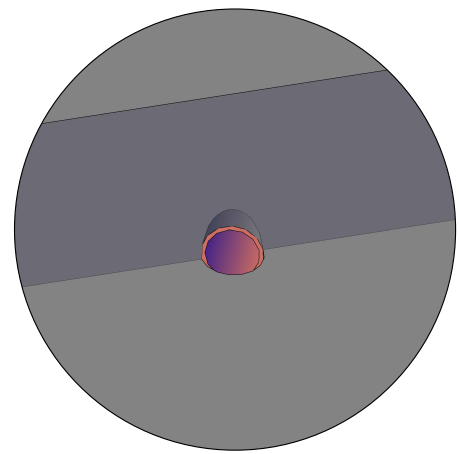
V. B. ASESOR

HOJA:
04 / 05

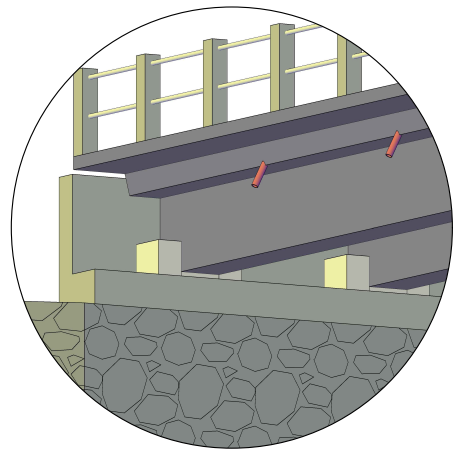


ISOMÉTRICO DE PUENTE VEHICULAR

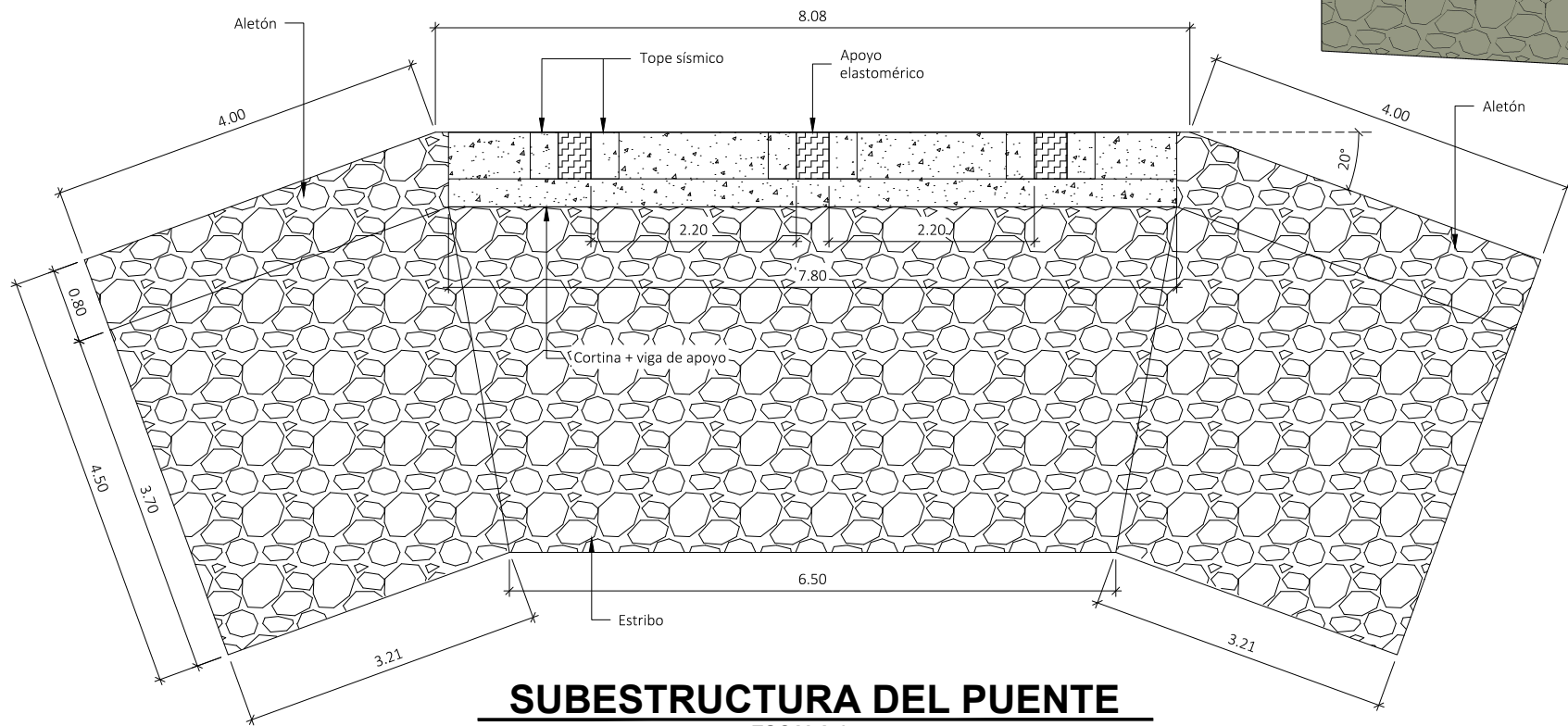
ESCALA 1:100



DETALLE 1- Colocación de tubería PVC de 3" @ 3 m, a ambos lados del puente para evacuación de agua pluvial.



DETALLE 2- Colocación de viga principal sobre apoyo elastomérico, entre topes sísmicos anclados al estribo.



SUBESTRUCTURA DEL PUENTE

ESCALA 1:75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO:

DISEÑO PUENTE VEHICULAR No. 2 EN TRAMO DE RUTA RN-18 A ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:

- DETALLES ESTRUCTURALES

ESCALA:

INDICADA

DISEÑO:

KATHERINE CALDERÓN

FECHA:

AGOSTO DE 2021

V.° B.° ASESOR

HOJA:

05 / 05