

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



DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL
ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA
VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA
EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE
ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZÁLEZ

CHIQUIMULA, GUATEMALA, JULIO 2023

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

DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL
ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA
VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA
QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO
DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZÁLEZ

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADO

CHIQUIMULA, GUATEMALA, JULIO 2023

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



**RECTOR
M.A. WALTER RAMIRO MAZARIEGOS BIOLIS**

CONSEJO DIRECTIVO

Presidente:	Lic. Zoot. Merlin Wilfrido Osorio López
Representante de Profesores:	Mtro. Helmuth César Catalán Juárez
Representante de Profesores:	Mtro. José Emerio Guevara Auxume
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:	Licda. Yessica Azucena Oliva Monroy

AUTORIDADES ACADÉMICAS

Coordinador Académico:	Mtro. Carlos Leonel Cerna Ramírez
Coordinador de Carrera:	Ing. Jorge Antonio López Cordon

ORGANISMO COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN

Presidente:	Ing. Jorge Antonio López Cordon
Coordinador EPS:	Ing. Elder Avildo Rivera López
Secretario:	Ing. Luis Antonio Ambrocio Santos

TERNA EVALUADORA

Mtro. Luis Fernando Quijada Beza
Ing. Luis Antonio Ambrocio Santos
Ing. Mario Nephtalí Morales Solís



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



LAAS.01.21

Chiquimula, 24 de enero de 2021.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

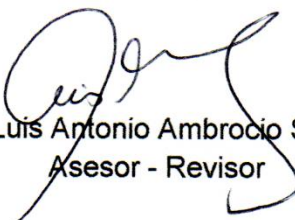
CUNORI – USAC

Respetable Ing. Rivera López:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones al trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por el estudiante **Emerson Alberto Sintuj González**.

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
Asesor - Revisor

c.c. archivo



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



MNMS.02.21

Chiquimula, 22 de julio de 2021.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI – USAC

Respetable Ing. Rivera López:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones al trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por el estudiante **Emerson Alberto Sintuj González**.

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

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

M.A. Mario Nephtalí Morales Solís
Asesor - Revisor

C.c. archivo



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



CEPSIC.01.2022

Chiquimula, 25 de octubre de 2022.

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 TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, elaborado por el estudiante **Emerson Alberto Sintuj González**.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante Emerson Alberto Sintuj González 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 Avildo Rivera López
Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)
Carrera de Ingeniería Civil

c.c. archivo



ALTG.17.22

Chiquimula, 14 de noviembre de 2022.

Maestro en Ciencias

Rolando Darío Chávez Valverth

Coordinador Carreras de Ingeniería

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 TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**; elaborado por el estudiante **Emerson Alberto Sintuj González**.

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



TGEPSIC.02-2023

Chiquimula, 20 de abril de 2023.

Licenciado Zootecnista
Merlin Wilfrido Osorio López
Director
CUNORI - USAC

Respetable Lic. Osorio López:

El coordinador de las carreras de Ingeniería del Centro Universitario de Oriente CUNORI de la Universidad de San Carlos de Guatemala, con base a los avales de aprobación respectivos sobre el informe final del trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, que para optar al título de Ingeniero Civil en el grado académico de Licenciado presenta el estudiante **Emerson Alberto Sintuj González**, aprueba el presente trabajo y solicita la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Ing. Jorge Antonio López Cordon
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 el estudiante **EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZÁLEZ** titulado “**DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**”, trabajo que cuenta con el aval de su Revisor y Coordinador de Trabajos de Graduación, de la carrera de Ingeniería Civil. Por tanto, la Dirección del CUNORI, con base en las facultades que le otorgan 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 **INGENIERO CIVIL**.

Se extiende la presente en la ciudad de Chiquimula, a veinticuatro de mayo de dos mil veintitrés.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Lic. Zoot. Merlin Wilfrido Osorio López

DIRECTOR
CUNORI – USAC



ACTO QUE DEDICO

A Dios

La gloria sea siempre para Él.

A Mis padres

Carlos Enrique Sintuj Guancín (Q.E.P.D.) y Rosa Amalia González Nerio, por su amor, paciencia, comprensión y sin el apoyo de ellos no hubiese podido estudiar y finalizar una carrera universitaria.

A mis hermanos

Carlos Omar Sintuj González e Irving Enrique Sintuj González, por su apoyo incondicionalmente en todo momento.

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Eternamente hacia a él, por las oportunidades que me ha brindado.

A Mis padres

Por su apoyo incondicional, no solo en la vida académica, sino en cada aspecto de mi vida.

A mis hermanos

Me enseñaron a seguir luchando por nuestros seres queridos.

A mis amigos

Por los grandes momentos especiales que hemos compartido, en especial a Nery Bollat, Delia Monroy, Emmy Pineda, Lissy Menéndez, Kevin Paiz, Jorge García, Brian Mayorga, Eddy Montejo, Brian Ramírez, Luis Orozco, Miguel Ramos y Marvin Calderón, por su compañía y sincera amistad durante el recorrido de esta etapa académica.

A mis asesores

Ingenieros: Elder Avildo Rivera López, Luis Antonio Ambrocio Santos y Mario Nephtalí Morales Solís, por compartir sus conocimientos durante mi formación profesional.

**Al Centro
Universitario de
Oriente “CUNORI”**

En especial a los docentes y personal administrativo de las carreras de ingeniería CUNORI, al abrir sus puertas y darme la oportunidad de iniciar un nuevo capítulo en mi vida.

**A la DIDEDUC
Chiquimula**

Al departamento de Planificación Educativa de la DIDEDUC, por aceptarme en su equipo de trabajo y aportarme los valores de integridad, equidad y vocación de servicio.

**A la Municipalidad
de Esquipulas**

Mi sincero agradecimiento a la Dirección Municipal de Planificación -DMP-, quien me dio la oportunidad de pertenecer a su unidad y por permitirme mejorar en mi desarrollo personal, además de valorar mi esfuerzo, alcanzando los objetivos propuestos.

**A compañeros de
la Unidad DMP de
la Municipalidad de
Esquipulas**

Agradecimiento a Laura Mariela Muñoz, Kimberlinee Valenzuela, Manuel Eduardo Méndez, Ana Elisa Guerra, Alejandra Castro, Josué Guerra, Cecil Guerra, Dermi Vega, Edy Recinos, Josseline Martínez, Mayra Ortega, Jimmy Lux y Humberto Acevedo; por compartir su conocimiento y su apoyo incondicional para la realización de este documento.

ÍNDICE

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	I
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS Y SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XXIII
RESUMEN	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
OBJETIVOS	XXXIII
1. MONOGRAFÍA DE LAS COMUNIDADES	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Localización y ubicación	3
1.1.3. Clima	6
1.1.4. Topografía	6
1.1.5. Características demográficas	7
1.1.6. Características socioeconómicas	8
1.1.7. Infraestructura y servicios	9
2. DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	13
2.1. Descripción del proyecto	13

2.2. Especificaciones y normas para el diseño geométrico en Guatemala e internacionales	14
2.3. Estudio de tráfico	16
2.4. Trazo preliminar	17
2.4.1. Selección de ruta	17
2.4.2. Levantamiento topográfico	18
2.4.3. Análisis de pendientes	20
2.4.4. Derecho de vía	20
2.5. Análisis de suelos	21
2.5.1. Análisis granulométrico	22
2.5.2. Límites de Atterberg	23
2.5.3. Ensayo de compactación	25
2.5.4. Ensayo de Razón Soporte California -C.B.R.-	26
2.6. Estudio hidrológico	28
2.6.1. Método racional	28
2.7. Diseño geométrico de carretera	32
2.7.1. Línea de localización	32
2.7.2. Proyección horizontal longitudinal y vertical longitudinal	32
2.7.3. Curvas horizontales	33
2.7.4. Curvas verticales	40
2.7.5. Sección transversal	46
2.8. Movimiento de tierras	51
2.8.1. Diseño de subrasante	52

2.8.2.	Áreas de secciones transversales	56
2.8.3.	Cálculo de volúmenes	62
2.8.4.	Balance de masas	64
2.8.5.	Maquinaria a utilizar	71
2.9.	Drenajes	71
2.9.1.	Localización de drenajes	72
2.9.2.	Drenaje longitudinal	75
2.9.3.	Diseño de drenajes transversales	86
2.10.	Especificaciones técnicas para diseño del tramo carretero	133
2.11.	Planos del proyecto	146
2.12.	Presupuesto	148
2.12.1.	Integración de precios unitarios	148
2.12.2.	Cuantificación de materiales	167
2.12.3.	Cronograma de ejecución físico y financiero	169
2.13.	Evaluación socioeconómica	170
2.13.2.	Valor Actual Neto -VAN-	170
2.13.3.	Tasa Interna de Retorno -TIR-	173
2.14.	Evaluación de impacto ambiental	173
3.	DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	179
3.1.	Información preliminar	179
3.2.	Descripción del proyecto	179

3.3. Levantamiento topográfico	180
3.4. Análisis de suelos	181
3.4.1. Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial	182
3.5. Estudio hidrológico	183
3.5.1. Caudal de diseño	184
3.5.2. Tirante de diseño	188
3.6. Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa	193
3.7. Diseño de la superestructura	194
3.7.1. Predeterminación de la sección de la viga	195
3.7.2. Diseño de la losa	196
3.7.3. Barandal	215
3.7.4. Banqueta	231
3.7.5. Bombeo y drenaje	231
3.7.6. Vigas	232
3.7.7. Diseño de diafragma	268
3.8. Diseño de la subestructura	284
3.8.1. Cortina	284
3.8.2. Viga de apoyo	302
3.8.3. Apoyo elastomérico	305
3.8.4. Estribos	323
3.9. Especificaciones técnicas	356
3.10. Planos del proyecto	366

3.11. Presupuesto	367
3.11.1. Integración de precios unitarios	368
3.11.2. Cuantificación de materiales	393
3.11.3. Cronograma de ejecución físico y financiero	395
3.12. Evaluación socioeconómica	396
3.12.1. Valor Actual Neto –VAN–	396
3.12.2. Tasa Interna de Retorno –TIR–	399
3.13. Evaluación de impacto ambiental	399
 CONCLUSIONES	 405
RECOMENDACIONES	407
REFERENCIAS	409
APÉNDICES	419
ANEXOS	523

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figuras

1.	Localización geográfica del municipio de Esquipulas	3
2.	Distribución de aldeas del municipio de Esquipulas	4
3.	Distribución de caseríos de aldea Belén y Valle Dolores	5
4.	Definición de grado de curvatura	33
5.	Elementos de curvas circulares	35
6.	Curva horizontal PI-1	38
7.	Elementos calculados de la curva PI-1	40
8.	Tipos de curvas verticales	41
9.	Sección transversal de la sección típica	47
10.	Cortes típicos en ladera	50
11.	Secciones homogéneas	57
12.	Tipos de secciones transversales mixtas	57
13.	Sección transversal 0+000.00 km	59
14.	Sección transversal 0+020.00 km	61
15.	Cálculo del volumen de tierra	62
16.	Volumen de corte y relleno	63
17.	Diagrama masa - 0+000.00 km - 0+100.00 km	70
18.	Clasificación de drenaje aplicado a diseño de carretera	72
19.	Esquema de localización de drenajes	73
20.	Ubicación de drenajes en el diseño de tramo carretero	74
21.	Sección transversal - cuneta y ancho de calzada	76
22.	Relación triángulos semejantes - cunetas	79
23.	Superficies de descarga en cuneta	80
24.	Cuneta - triangular simple	82

25.	Sección de cuneta	86
26.	Relación triángulo semejantes - drenaje transversal	88
27.	Ubicación del drenaje transversal 0+266.77 km	89
28.	Área tributaria del drenaje transversal	91
29.	Sección transversal del drenaje y sus variables	94
30.	Relación de cálculo de área del drenaje transversal	95
31.	Relación del área A3	96
32.	Ángulo alfa en la sección circular del drenaje	97
33.	Diseño de badén triangular	101
34.	Diseño de badén trapezoidal	101
35.	Área de la cuenca del badén	105
36.	Relación triángulo semejantes - baden	108
37.	Diseño en planta del badén	114
38.	Sección transversal de muro de gravedad del badén	115
39.	Tipo de protección para estructuras de badenes o puentes	129
40.	Planta - muro de contención de gaviones	130
41.	Gavión	131
42.	Detalle del alambre que compone la malla del gavión	131
43.	Gavión tipo colchón	132
44.	Dimensiones del vehículo T2-S1	144
45.	Diagrama de flujo del proyecto del tramo carretero	171
46.	Cuenca del proyecto puente vehicular	184
47.	Relación triángulos semejantes - puente vehicular	187
48.	Sección del cauce	192
49.	Sección transversal de la superestructura	197
50.	Diagrama de momentos de carga muerta	200
51.	Armado de losa	215
52.	Cargas sobre el barandal	217
53.	Fuerzas actuantes sobre el poste	222

54.	Medidas del barandal	222
55.	Armado del barandal	230
56.	Armado de banqueteta	231
57.	Dimensión de viga principal	233
58.	Sección del puente vehicular	234
59.	Diagrama de cuerpo libre	235
60.	Áreas calculadas de la sección transversal de superestructura	236
61.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	241
62.	Medidas del camión de diseño	242
63.	Diagrama de cuerpo libre, tramo "A" - "P2"	244
64.	Diagrama del equilibrio resultante P_T	245
65.	Diagrama para esfuerzos cortantes	256
66.	Relación con triángulos semejantes con fuerzas cortantes	260
67.	Armado longitudinal de la viga principal	266
68.	Sección A-A' del armado de la viga principal	267
69.	Sección B-B' del armado de la viga principal	268
70.	Armado del diafragma externo	276
71.	Armado del diafragma interior	283
72.	Dimensiones y fuerzas aplicadas en viga de apoyo y cortina	285
73.	Armado de cortina y viga de apoyo	305
74.	Diseño del apoyo elastomérico	322
75.	Diseño junta de dilatación	323
76.	Dimensiones del estribo y fuerzas aplicadas	325
77.	Cargas del camión de diseño	336
78.	Diagrama de flujo	397
79.	Condición del terreno de la apertura de carretera	520
80.	Levantamiento topográfico	520
81.	Levantamiento topográfico 2	521
82.	Excavación de la muestra para el estudio de suelos	521

83.	Banco de material en colonia Loma Linda	522
84.	Muestras en el Laboratorio Mecánica de Suelos de la USAC	522

Tablas

1.	Clasificación de uso de suelos según valor C.B.R.	27
2.	Valores de "K" según velocidad de diseño	44
3.	Volumen de corte y relleno - 0+000.00 km - 0+100.00 km	66
4.	Resumen final de volúmenes acumulados en estación 0+000.00 km – 0+100.00 km	69
5.	Parámetros generados por INSIVUMEH, Esquipulas, Chiquimula	77
6.	Parámetros generados por INSIVUMEH, La Fragua, Zacapa	78
7.	Tipo de superficie en área tributaria	92
8.	Tipo de superficie en cuenca del badén	109
9.	Momento resistente del muro de gravedad	120
10.	Resumen de drenajes en el diseño de carretera	128
11.	Planos de la apertura del tramo carretero	147
12.	Resumen de renglones	149
13.	Replanteo topográfico	150
14.	Limpia, chapeo y destronque	151
15.	Movimiento de tierras (corte)	152
16.	Movimiento de tierras (relleno)	153
17.	Reacondicionamiento de subrasante	154
18.	Capa balasto	155
19.	Cunetas naturales	156
20.	Drenaje transversal tipo A	157
21.	Drenaje transversal tipo B	159
22.	Badén	161

23.	Muro de gaviones	163
24.	Limpieza final	164
25.	Gastos administrativos	165
26.	Desglose de impuestos	166
27.	Resumen de materiales de construcción	167
28.	Cronograma físico y financiero	169
29.	Medidas de mitigación	174
30.	Plan de contingencia	176
31.	Plan de monitoreo	177
32.	Tipo de superficie en cuenca del puente vehicular	185
33.	Distribución de cargas de ruedas en vigas longitudinales	234
34.	Elementos de la cortina y viga de apoyo	285
35.	Datos para determinar la deformación por compresión	319
36.	Deformaciones por compresión para apoyo elastomérico	320
37.	Momento resistente del estribo	330
38.	Momento actuante de sismo del muro	349
39.	Planos del puente vehicular	367
40.	Resumen de renglones	368
41.	Replanteo topográfico	369
42.	Limpia, chapeo y destronque	370
43.	Trazo y nivelación	371
44.	Excavación	372
45.	Estribos y aletones	373
46.	Cortina y viga de apoyo	375
47.	Apoyo elastomérico	377
48.	Viga principal	378
49.	Diafragma interior	380
50.	Diafragma exterior	382
51.	Losa y banquetta	384

52.	Barandal	386
53.	Relleno y compactación	388
54.	Junta de dilatación	389
55.	Limpieza final	390
56.	Gastos administrativos	391
57.	Desglose de impuestos	392
58.	Resumen de materiales de construcción	393
59.	Cronograma físico y financiero	395
60.	Medidas de mitigación - puente vehicular -	401
61.	Plan de contingencia - puente vehicular -	403
62.	Plan de monitoreo - puente vehicular -	404
63.	Resumen de diseño geométrico curvas horizontales	519
64.	Coeficientes de escorrentía	546
65.	Valores de coeficiente de rugosidad "n", en canales	547
66.	Valores de coeficientes de rugosidad "n", en ríos	548

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS Y SÍMBOLOS

Abreviatura y Símbolo	Significado
A36	Acero A36, norma ASTM A36, acero estructural de carbono más utilizado
$A_{s(long)}$	Acero longitudinal en la losa de la superestructura
Δ_{SH}	Acortamiento de la viga debido a la contracción del concreto
Δ_{PT}	Acortamiento de la viga debido al tensado
h_{sc}	Altura a la que actúa la sobrecarga
H_e	Altura de estribo
H_c	Altura de la cortina
h	Altura de la sección del elemento estructural, columna
H_v	Altura de la viga, sin incluir el espesor de la losa
H_V	Altura de la viga
h	Altura de un elemento estructural
H_{DE}	Altura del diafragma exterior
H_{DI}	Altura del diafragma interior
H_m	Altura del muro
H_{poste}	Altura del poste del barandal
AASHTO	(<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>) Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes
ACI	(<i>American Concrete Institute</i>) Instituto Americano del Concreto

ASTM	<i>(American Society for Testing and Materials)</i> Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
W_{bea}	Ancho del apoyo elastomérico rectangular
I_C	Ancho superficial de la cuneta triangular tipo “L”
a	Ancho útil en la superestructura
Δ	Ángulo de deflexión de la tangente
$\emptyset$	ángulo de fricción interna
A_n	Anualidad, tarifa anual
$A_{s(max)}$	Área de acero máximo
$A_{s(min)}$	Área de acero mínimo
$A_{s(temp)}$	Área de acero por temperatura
$A_{s(req)}$	Área de acero requerido
A_s	Área de acero
$A_{\emptyset}$	Área de una tubería
A_g	Área gruesa de la sección
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
b_V	Base de la viga
b_{DE}	Base del diafragma exterior
b_{DI}	Base del diafragma interior
b	Base del elemento
$B_{estribo}$	Base del estribo
B_i	Base interior de la viga de apoyo
b_u	Base unitaria
r	Brazo del momento
BIM	<i>(Building Information Modeling)</i> Modelado de Información de Construcción
C.B.R.	<i>(California Bearing Ratio)</i> Relación Soporte California

CR	Caminos rurales
q_D	capacidad de carga última
P_u	Carga axial sobre la sección de la columna del barandal
CI	Carga de impacto
P	Carga de rueda de diseño
$P_{relleno}$	Carga lineal de la presión del relleno
$P_{vehicular}$	Carga lineal de la presión vehicular
P_{rc}	Carga lineal del recubrimiento del concreto
W_{CM}	Carga muerta total
P_b	Carga transversal de diseño, según AASHTO en barandal
V_m	Carga vertical total
Q	Caudal
cm^4	Centímetro a la cuarta, unidad de medida en el momento de inercia
cm^3	Centímetro cúbico, medida de volumen
cm^2	Centímetro cuadrado, medida de área
cm	Centímetro, unidad de longitud, segundo submúltiplo del metro y equivale a la centésima parte de él
CG	Centro de gravedad
CUNORI	Centro Universitario de Oriente
$FS_{(deslizamiento)}$	Revisión contra deslizamiento
F_{sv}	Revisión contra volteo
PVC	Cloruro de polivinilo, también policloruro de vinilo
$coef$	Coeficiente de contracción
n	Coeficiente de rugosidad de Manning
C'	Cohesión del suelo –ton/m ² –
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
COCODE	Consejos Comunitarios de Desarrollo Urbano y Rural

CD	(<i>Consolidated – Drained</i>) consolidado – drenado
CU	(<i>Consolidated – Undrained</i>) consolidado – no drenado
K	Constante que depende de la velocidad de diseño
V_u	Corte último de diseño
C_T	Corte
$\cos(\theta)$	Coseno, razón entre el cateto contiguo y la hipotenusa de un triángulo
$\cot(\theta)$	Cotangente, razón trigonométrica, equivalente a la inversa de la tangente del mismo ángulo
2	Cuadrada, el superíndice “2”, representa la operación algebraica de multiplicar un número “n” por sí mismo, equivale a “n x n”. Simboliza la unidad del área superficial de una figura
ρ_b	Cuantía de acero balanceado
ρ	Cuantía de acero
ρ_{min}	Cuantía mínima de refuerzo por temperatura
3	Cubo, el superíndice “3”, representa a la operación algebraica de multiplicar un número “n”, tres veces por sí mismo, equivale a “n x n x n”. Simboliza la unidad del volumen de una figura
CM	Cuerda máxima
δ	Deflexión
ϵ	Deformación
w	Densidad del flujo equivalente
a_{CR}	Desviación de carga
$D_\emptyset$	Diámetro de tubería
$\emptyset$	Diámetro de un elemento circular
A_{CV}	Diferencia algebraica de pendientes
H_a	Diferencia de altura

W_o	Dimensión del plano del apoyo paralelo al eje de rotación considerado
L_o	Dimensión del plano del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado
DGC	Dirección General de Caminos
D	Distancia de la banquetta transversalmente
b_1	Distancia del brazo 1
b_2	Distancia del brazo 2
b_3	Distancia del brazo 3
d_v	Distancia donde se aplica la fuerza, sección de la columna
d_H	Distancia donde se aplica la fuerza, sobre la elevación de la sección
L_1	Distancia entre eje de la viga al aborde del voladizo
L_{PP}	Distancia entre eje posterior y parte frontal
L_2	Distancia entre ejes de vigas de la superestructura
c	Distancia máxima desde la superficie neutra hasta la superficie superior o inferior del elemento
DIF	Duración-Intensidad-Frecuencia
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado
E_{sc}	Empuje debido a la sobrecarga
E_s	Empuje debido al suelo
E_T	Empuje del suelo
C	Escorrentía
EORM	Escuela Oficial Rural Mixta
σ_s	Esfuerzo de compresión promedio debido a la carga de total de las combinaciones de carga de servicio
σ_D	esfuerzo de compresión promedio debido a la carga muerta

σ_L	Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva
σ_{s-n}	Esfuerzo de compresión
σ_s	Esfuerzo de compresión
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
$f'c$	Esfuerzo máximo de compresión del concreto
σ	Esfuerzo normal combinado
t_a	Espesor de la banquetta
h_{ri}	Espesor de la capa interna
t_c	Espesor de la cortina
h_{re}	Espesor de las capas exteriores
t	Espesor de losa de la superestructura
rec	Espesor de recubrimiento de concreto
t_a	Espesor de viga de apoyo
t_p	Espesor del pavimento de la superestructura
h_{rt}	Espesor requerido de elastómero
t_V	Espesor total de la viga
t_{DE}	Espesor total del diafragma exterior
t_{DI}	Espesor total del diafragma interior
e	Exponencial, excentricidad
E	External
$N'c$	factor de capacidad de carga debido a la cohesión
$N'q$	factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
$N'w$	factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
γ_s	Factor de carga según tabla 3.4.1-1 de la AASHTO LRFD (2014)
FD	Factor de distribución
S_i	Factor de forma

h_s	Factor de forma de las capas interiores
f	Factor de fricción lateral
λ	Factor de modificación, según ACI 318S-14
Φ	Factor de reducción de resistencia
$F.L.$	Factor de refuerzo longitudinal
F_r	Factor de resistencia
FS	Factor de seguridad
V_c	Fuerza cortante resistente del concreto
EQ	Fuerza del sismo
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
V_s	Fuerza que resiste el acero
GPS	(<i>Global Positioning System</i>) Sistema de Posicionamiento Global
G	Grado de curvatura
$^{\circ}$	Grado, utilizado para representar ángulos o temperatura
Ha	Hectárea o hectómetro cuadrado, medida de superficie equivalente a 100 áreas ² o 10,000.00 m ²
HL-93	HL-93, es un tipo de carga vehicular teórico propuesto por la AASHTO
hrs	Hora, unidad de tiempo, equivalente a 60 minutos
IP	Índice de plasticidad
$I_{cilindro}$	Inercia del cilindro
INEB	Instituto Nacional de Educación Básica
INE	Instituto Nacional de Estadística
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala
I	Intensidad de precipitación
P_o	Inversión inicial

kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado, unidad de resistencia
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico, unidad del sistema internacional de unidades, empleada para medir la densidad
kg/m	Kilogramo por metro
kg	Kilogramo, unidad de masa del sistema internacional, equivale a 1000 gramos. Utilizado también como unidad de fuerza, indica el peso de una masa de 1 kilogramo en la superficie terrestre.
km²	Kilómetro cuadrado, medida de superficie, que es igual a 1 millón de metros cuadrados.
km	Kilómetro, unidad de longitud, tercer múltiple del metro, equivalente a 1000.00 m.
K.P.H.	Kilómetros por hora
kn/m	Kilonewton por metro
KN	Kilonewton, unidad de medida de fuerza del sistema internacional de unidades, equivalente a 1000.00 Newton.
kips	Unidad de fuerza, es igual a 1000.00 libras de presión, medida habitual en EE.UU.
PSI	Libra de fuerza por pulgada cuadrada, unidad de presión perteneciente al sistema anglosajón de unidades.
lb/pie³	Libra por pie cúbico, medida de densidad del sistema inglés.
Lb/ft	Libra por pie
Lb	Unidad de fuerza, ejercida sobre una masa de 1 libra sobre una idealizada superficie de la Tierra.

LIDAR	<i>(Light Detection and Ranging / Laser Imaging Detection and Ranging)</i> Detección y rango de luz / detección y rango de imágenes láser.
LC	Límite de contracción
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
MH	Limos de alto límite líquido
ML	Limos de bajo límite líquido
L	Litros, unidad de volumen del sistema métrico decimal, igual a 1000.00 cm ³ .
LRFD	<i>(Load and Resistance Factor Design)</i> Diseño por factores de carga y resistencia.
LC	Longitud de curva circular
L_{bea-n}	Longitud del apoyo elastomérico rectangular
L_c	Longitud del cauce
L_{CV}	Longitud mínima de la curva vertical
L_{puente}	Longitud total del puente
L_T	Luz del tramo del puente
S_V	Luz libre entre vigas
$f''c$	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concepto a compresión.
$\pm$	Más/menos, símbolo matemático que se emplea para indicar la precisión de una aproximación.
Δ_s	Máxima deformación total de corte.
ΔT	Máximo cambio de temperatura
$>$	Mayor que, símbolo matemático que denota la desigualdad entre dos valores.
MPa	Megapascal, esto es 10 ⁶ Pascales, equivale a 1,000,000.00 N/m ² .

<	Menor que, símbolo matemático que denota la desigualdad entre dos valores.
m²	Metro cuadrado, área dentro de una figura geométrica, cuyos lados que lo conforman sus medidas están dadas en metros.
m³	Metro cúbico, unidad de volumen.
MKS	Metro, kilogramo y segundo. Sistema de unidades que fundo las bases del sistema internacional de unidades.
m	Metro, unidad de longitud del Sistema Internacional de Unidades. Equivale a 100.00 cm.
m/s	Metros por segundo, medición de velocidad y rapidez.
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar, unidad de medida estándar del sistema métrico decimal para describir la elevación de un lugar del planeta Tierra, con respecto a nivel medio del mar en ese lugar.
mm/h	Milímetro por hora, unida de velocidad
Mm	Milímetro, unidad de longitud, tercer submúltiplo del metro y equivale a la milésima parte de él.
MARN	Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.
CIV	Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda.
'	Minuto ('), unidad de tiempo en el sistema internacional de unidades, equivale a la sexagésima parte de una hora. También utilizado para representar la unidad de longitud, denominada como pie, equivalente a 30.48 cm.
MED	Modelos de elevación digital.
G_c	Módulo de corte, según AASHTO LRFD.
E_s	Módulo de elasticidad
M_{act}	Momento actuante total del suelo

M_{CM}	Momento de carga muerta
M_{CV}	Momento de carga viva
M_{Esc}	Momento debido a la sobrecarga
M_{Es}	Momento debido al suelo
M_{CM-VOL}	Momento en voladizo
$M_{CM-VIGAS}$	Momento entre vigas
M_R	Momento resistente
M_{Neto}	Momento sobre la cimentación
M_U	Momento último
N/m^2	Newton por metro cuadrado
N/mm	Newton por milímetro
N	Newton, unidad de medida de fuerza
NSE	Normas de seguridad estructural
Σ	Notación sigma, indica sumatoria
n_c	Número de carriles
n_t	Número de períodos de interés: años, meses, días.
OM	Ordenada media.
K	Parámetro del diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular.
R	Parámetro del diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular.
a, b, N	Parámetros del INSIVUMEH
S	Pendiente de la sección
d	Peralte efectivo
P_e	Peralte máximo asociado su velocidad de diseño.
P_m	Perímetro mojado
W	Peso de un elemento estructural, según lo indique su subíndice.

P_{DE}	Peso del diafragma exterior
P_{DI}	Peso del diafragma interior
γ	Peso específico del material, según lo indique su subíndice.
γ'_s	Peso específico del suelo
Q_{ag}	Peso teórico del tubo de acero galvanizado.
π	Pi, número irracional, equivale a 3.14159265 ...
pie^3	Pie cúbico, unidad de volumen
Pt	Pie tabla, unidad de volumen, utilizado para medir la madera aserrada.
P	Porcentaje de pendiente del cauce
$\%$	Porcentaje, símbolo matemático, que representa una cantidad dada como una fracción en 100 partes iguales.
P_T	Presión de carga total
q_{max}	Presión máxima
q_{min}	Presión mínima
PC	Principio de curva
PT	Principio de tangente
Z	Profundidad de la excavación realizada.
pulg^4	Pulgada a la cuarta, unidad de medida en el momento de inercia.
PI	Punto de intersección
Q	Quetzal, unidad monetaria de uso legal en Guatemala.
R	Radio de la curva circular
R_H	Radio hidráulico
R_A	Reacción en el punto “A” de la viga
R_B	Reacción en el punto “B” de la viga

α	Relación de corte o relleno del talud, ángulo, coeficiente térmico del concreto de densidad normal.
Z_b	Relación de la altura del triángulo rectángulo “b”.
Z_a	Relación de la base del triángulo rectángulo “a”.
R_T	Relleno
A	Representación de área, ya sea en términos de m ² , km ² , ha, etc.
σ_f	Resistencia del tubo de acero galvanizado
f^*c	Resistencia nominal del concreto a compresión
CA	Rutas centroamericanas
RD	Rutas departamentales
RN	Rutas nacionales
SIECA	Secretaría de Integración Económica Centroamericana.
SEGEPLAN	Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia de la República de Guatemala.
”	Segundo (”), unidad de tiempo en el Sistema Internacional de Unidades, equivalente a una sesentava parte de un minuto. También utilizado como unidad de longitud, denominada como pulgada, equivalente a 25.4 mm.
sen(θ)	Seno, razón entre el cateto opuesto a dicho ángulo y la hipotenusa.
a_D	Separación de los diafragmas
s	Separación entre estribos de acero
L_p	Separación entre postes del barandal
-	Símbolo negativo, representa el número cuyo valor es menor que cero “0”.
+	Símbolo positivo, representa el número real positivo, si no es cero “0” y ni un número negativo.

SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SIG	Sistemas de información digital
S_a	Sobreancho
W_b	Sobrecarga de diseño, según AASHTO en barandal
St	Subtangente
$\tan(\theta)$	Tangente, función periódica de periodo π
i	Tasa de interés o tasa de retorno por período
TIR	Tasa interna de retorno
θ	Theta, ángulo interior de sección circular
t_c	Tiempo de concentración
h_c	Tirante de agua de la cuneta
y_{max}	Tirante máximo
Ton/m^2	Tonelada por metro cuadrado
Ton	Tonelada, unidad de masa del sistema internacional, que es igual a 1000.00 kg.
ΔF_{TH}	Umbral de fatiga de amplitud constante para categoría A.
UU	(<i>Unconsolidated – Undrained</i>) no consolidado – no drenado.
COVIAL	Unidad Ejecutora de Conservación Vial
ksi	Unidad de presión, equivalente a 1000.00 PSI
$\frac{kg - m}{m}$	Unidad del momento resistente
VAB	Valor actual de los beneficios
VAC	Valor actual de los costos
VAN	Valor actual neto
β_1	Valor de distribución rectangular según tabla 22.2.2.4.3 del normativo ACI 318-14 (2014)
VPN	Valor presente neto

VS_{suelo}	Valor soporte del suelo
V_D	Velocidad de diseño
V	Velocidad promedio del fluido

GLOSARIO

Álcalis	Conjunto de sustancias producidas a partir de los metales alcalinos.
Arcilla	Tierra constituida por agregados de silicatos de aluminio hidratados; es de color blanco en estado puro, y mezclada con el agua forma una materia muy plástica que se endurece al cocinarla.
Balasto	Material clasificado que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, con el objeto de protegerla y de que sirva de superficie de rodadura.
Banco de material	Lugar aprobado por DGC o Municipalidad de la localidad, para la extracción de materiales naturales satisfactorios, a usarse en la construcción.
BIM	Metodología de trabajo colaborativa para la creación y gestión de un proyecto de construcción.
Carga muerta	Son aquellas que se mantienen constantes en magnitudes y fijas en su posición durante la vida de la estructura.

Carga viva	Se define como cargas de ocupación en edificaciones y cargas de tráfico. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presente, y pueden cambiar de ubicación.
Cauce	Concavidad del terreno, natural o artificial, por donde corre un río, un canal o cualquier tipo de corriente de agua.
Centro de gravedad	Punto imaginario de aplicación de la resultante de todas las fuerzas de gravedad que actúan sobre las distintas porciones materiales de un cuerpo.
Cohesión	Unión entre moléculas de un cuerpo, debido a la fuerza de atracción molecular.
Corrosión	Deterioro de un material a consecuencia de un ataque electroquímico por su entorno.
Cuantía	Relación entre el acero por partes de hormigón.
Densidad	Magnitud escalar referida a la cantidad de masa en un determinado volumen de una sustancia o un objeto sólido.
Elastómero	Polímero que presenta propiedades elásticas.

Empalme	Mecanismo que permite la transición de esfuerzos entre dos barras orientadas en una misma dirección.
Encauzar	Abrir un cauce para que discurra por él una corriente o masa de agua, o conducir una corriente por un cauce.
Escorrentía	Escorrentía o escurrimiento a la corriente de agua que se vierte al rebasar su depósito o cauce naturales o artificiales.
Eslabón	Elemento de acero que incrementa la resistencia al corte, además confina y amarra las barras en compresión para evitar su pandeo prematuro.
Estribo	En armadura estructural, son barras de acero dobladas formando un polígono que se utilizan para resistir los esfuerzos de corte. En subestructura el puente, es un muro donde se apoya el tablero de la superestructura del puente.
Fraguado	Proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del hormigón, producido por la desecación y recristalización de los hidróxidos metálicos, procedentes de la reacción química del agua de amasado, con los óxidos metálicos

presentes en el clinker que compone el cemento.

Gneis	Roca metamórfica compuesta por los mismos minerales que el granito, pero con orientación definida en bandas, con capas alternas de minerales claros y oscuros.
Grava	Material que es acumulado por fragmentos de rocas sueltas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas.
Ígnea	Se aplica a las rocas volcánicas que proceden de la masa en fusión del interior de la Tierra.
In situ	Expresión latina, que significa “en el sitio” o “en el lugar”.
Interés	Manifestación del valor del dinero en el tiempo. Diferencia entre una cantidad final de dinero y la cantidad original.
LIDAR	Técnica de teledetección óptica que utiliza la luz de láser para obtener una muestra densa de la superficie de la tierra produciendo mediciones exactas de “x”, “y”, y “z”.

Limos	Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad.
Mampostería	Sistema tradicional de construcción que consiste en erigir muros, para diversos fines, mediante la colocación de los elementos o los materiales que los componen (denominados mampuestos) que pueden ser ladrillos, bloques de cemento prefabricados, piedras talladas en formas regulares o no, entre otros.
MED	Modelo de elevación digital, o sus siglas en inglés DEM, es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo.
Momento (fuerza)	Producto vectorial del vector de posición del punto de aplicación de la fuerza por el vector fuerza.
Muestra alterada	Muestra representativa del suelo, que no aguarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede.

Muestra inalterada	Porción de suelo extraído con fines de estudio de laboratorio en donde requiera que se conserve en estado real o natural, para realizarle pruebas especiales y determinas las propiedades mecánicas del estrato estudiado.
Óxido	Producto de la exposición del agua o humedad sobre superficies metálicas.
Precipitación	Cualquier agua meteórica recogida sobre la superficie terrestre, incluye: lluvia, nieve y granizo.
Sinuosidad	Concavidad o superficie curva que tiene su parte más deprimida en el centro. Característica principal que tiene ondulaciones.
Subbase	Capa de materiales pétreos que se colocan sobre la subrasante.
Tirante	En hidráulica, es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre del agua.
Transitabilidad	Posibilidad de trasladarse de un lugar a otro a lo largo de vías terrestres.

RESUMEN

La carretera es una vía de uso público, proyectada y construida para mejorar las condiciones de tránsito vehicular. Además, este tipo de infraestructuras contribuyen al desarrollo y crecimiento económico, mejorando los siguientes aspectos: mayor alcance en los negocios, amplía las oportunidades de producción, distribución y consumo; competitividad laboral, cuando el transporte es eficiente existe un mejor mercado; calidad de producto y las buenas rutas terrestres dan acceso a un menor costo de transporte.

El estudio se desarrolló bajo una metodología de investigación de tipo cualitativa, ya que permite una recolección de datos sin valor numérico y puntos de vista de los participantes; esta acción indagatoria se mueve de manera dinámica, explorando los procesos sociales, detallando las situaciones, eventos, conductas y manifestaciones de las interacciones humanas. Facilitando la recolección de datos a base de entrevistas personales.

El proyecto consiste en la planificación de una carretera tipo “F”, conectando los caseríos El Zapote y Los Vados de aldea Belén y Valle Dolores, el diseño geométrico se adecuó con el Manual Centroamericano Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales -SIECA- y especificaciones técnicas dadas por la Dirección General de Caminos (DGC) y Unidad Ejecutora de Conservación Vial (COVIAL). También, se consideró la preparación de planos constructivos, presupuesto y especificaciones técnicas de un puente vehicular de un carril con una longitud de 25 m de un carril de 3.60 de ancho, ubicado dentro del proyecto antes mencionado sobre la quebrada El Zapote de aldea Valle Dolores, diseñado bajo las normas de construcción: AASHTO LRFD, AASHTO

Standard, *American Concrete Institute* 318S-14 y criterios por el AGIES. Además, se contempló la ejecución de levantamiento topográfico, análisis de suelos, estudio hidrológico, de tráfico y de impacto ambiental, para la elaboración del mismo.

INTRODUCCIÓN

El objetivo de la carrera de ingeniería civil es formar egresados que desarrollen proyectos con compromiso ético y social, fortaleciendo el progreso de la sociedad. La carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente (CUNORI), apoya a la sociedad, con ayuda técnica a través del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), donde el estudiante brinda su servicio técnico-profesional universitario, para resolver problemas relativos a su profesión y de esta manera prestan un servicio a la sociedad.

El EPS fue realizado en el departamento de la Dirección Municipal de Planificación –DMP– de la Municipalidad de Esquipulas, departamento de Chiquimula, la cual tiene jurisdicción de coordinar y consolidar los análisis, planes, programas y priorización de proyectos en el desarrollo del municipio. Con la asistencia del personal de la DMP y supervisor de EPS, se realizó un diagnóstico comunitario para determinar problemáticas que radican en la zona y catalogar el grado de la necesidad, para elegir dos proyectos: “Diseño apertura tramo carretero de caserío El Zapote, aldea Belén hacia caserío Los Vados, aldea Valle Dolores” y “Diseño puente vehicular sobre la quebrada El Zapote, aldea Valle Dolores”, ambos ubicados en el municipio de Esquipulas, Chiquimula.

El diseño apertura tramo carretero de los caseríos El Zapote y Los Vados, surge con la habilitación de una nueva ruta de comunicación para disminuir tiempo de conducción entre ambas comunidades y evitar la saturación de vehículos. El diseño del puente vehicular sobre la quebrada El Zapote, aldea Valle Dolores, nace como medio para conectar y garantizar un traslado seguro en el proyecto antes mencionado.

Este documento se divide en tres capítulos, en el primero describe la monografía de las comunidades beneficiadas directamente por los proyectos; segundo define el diseño del tramo carretero, el cual contiene los estudios de suelos, hidrológicos, tráfico e impacto ambiental; el tercero contempla la planificación del puente vehicular, con los respectivos estudios ya mencionados. Además, cada capítulo cuenta con planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuesto de la obra.

OBJETIVOS

Objetivo general

Plantear la mejora del tránsito vehicular entre los caseríos El Zapote y Los Vados de aldea Belén y Valle Dolores, respectivamente, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Objetivos específicos

1. Diseñar la apertura de tramo carretero en los caseríos El Zapote y Los Vados de aldea Belén y Valle Dolores, respectivamente, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.
2. Desarrollar la planificación del puente vehicular sobre la quebrada el Zapote, aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.
3. Proyectar el Centro Universitario de Oriente –CUNORI– hacia a la población esquipulteca, por medio del Ejercicio Profesional Supervisado –EPS– de la carrera de Ingeniería Civil.

1. MONOGRAFÍA DE LAS COMUNIDADES

1.1. Generalidades

El departamento de Chiquimula, cuya cabecera lleva el mismo nombre, colinda al norte con Zacapa, al este con la República de Honduras, al sur con la República de El Salvador y el departamento de Jutiapa y al oeste con Jalapa.

Los municipios que conforman el departamento de Chiquimula son: Camotán, Concepción Las Minas, Chiquimula, Esquipulas, Ipala, Jocotán, Olopa, Quezaltepeque, San Jacinto, San Juan Ermita y San José la Arada.

1.1.1. Reseña histórica

Durante la época de 1525, Don Pedro de Alvarado envió a los capitanes Juan Pérez Dardón, Sancho de Barahona y Bartolomé Becerra al oriente del país denominada como Ysquipulas, los cuales allanaron el lugar, para su debida conquista. En 1530, hubo necesidad que los Capitanes Pedro de Amalín y Hernándo de Chávez, a reconquistar a Ysquipulas, debido a las revueltas por parte de los pobladores en contra de la autoridad del Rey. Entre los años 1560 y 1570, fue fundada la Villa de Esquipulas, por los españoles quienes comenzaron a convivir con los Chortís, habitantes del lugar (Cabrera Morales, 1999, p. 33).

En 1821, tras la independencia de Centroamérica, se oficializó el nombre de Esquipulas, como municipio provincia de Guatemala de las Provincias Unidas del Centro de América. En el año de 1968, aumenta la producción de café y debido al incremento del comercio en la zona, aumenta la extensión poblacional de Esquipulas, siendo la villa elevada a categoría de ciudad, el 11 de octubre de ese mismo año (Cabrera Morales, 1999, p. 37).

Por su importancia turística y religiosa a nivel región centroamericana, ser sede de varios acontecimientos especiales, la ciudad de Esquipulas ostenta varios títulos como: capital de la fe centroamericana, sede del triffinio y puerta abierta hacia la paz.

- Historia de las comunidades

Los datos por parte del presidente del COCODE de El Zapote, Sr. Saúl Jacinto Díaz, comentó que el caserío se fundó aproximadamente en el año 1980-1990, mismo período cuando se iniciaba el proyecto del servicio de agua a las comunidades del norte de Esquipulas, denominando al caserío con el mismo nombre de la quebrada que suministra a la población.

Por parte del Sr. José Manuel Lucero Carranza, expresidente del COCODE del caserío de Los Vados, expresó que los primeros pobladores se asentaron en el período de 1990, debido a las facilidades que permite el clima, en la siembra del producto del café y los ríos que se encuentran en sus alrededores, de esta manera, formaron parte de los pobladores de aldea Valle Dolores.

1.1.2. Localización y ubicación

El municipio de Esquipulas está situado en la parte suroriental del departamento de Chiquimula, ubicado en la región 3 /Nororiental de la República de Guatemala. En el área denominada triffinio, líneas divisorias entre las repúblicas de El Salvador, Honduras y Guatemala. Las coordenadas geográficas de la ciudad de Esquipulas (frente al edificio de la Municipalidad de Esquipulas), son longitud: 89°21'20.11"O y latitud: 14°34'13.06"N. Cuenta con una extensión territorial de 532.00 km². En la figura 1, se visualiza la localización del municipio de Esquipulas (Unidad de Participación Ciudadana de la Municipalidad de Esquipulas, 2019, p. 35).

Figura 1. Localización geográfica del municipio de Esquipulas

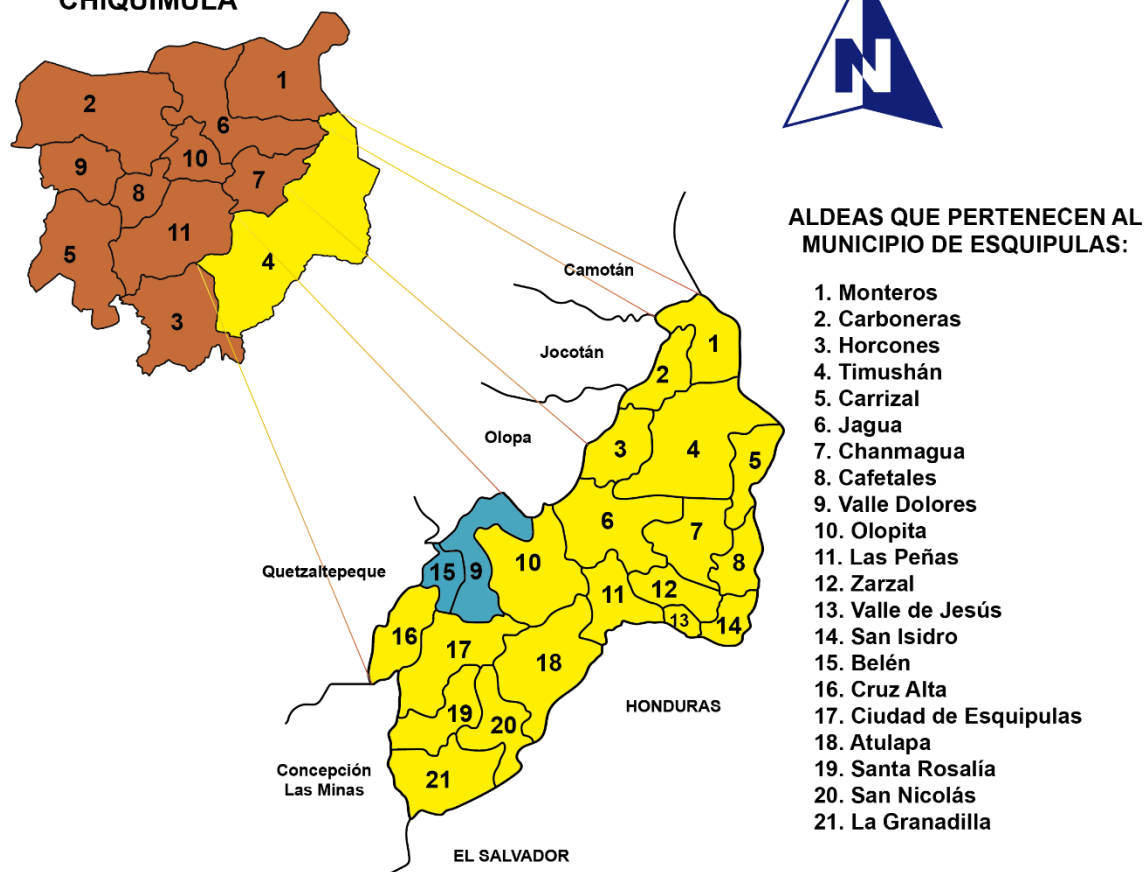


Fuente: USAID. 2018. p. 113.

El municipio de Esquipulas colinda al noroeste con Olopa y Camotán, norte con Camotán, este y noreste con la República de Honduras, oeste con Quezaltepeque y Olopa, suroeste con Concepción Las Minas, sur y sureste con la República de El Salvador. El municipio de Esquipulas, está compuesto por una ciudad, 20 aldeas y 118 caseríos. La figura 2 muestra la distribución de las aldeas del municipio de Esquipulas.

Figura 2. **Distribución de aldeas del municipio de Esquipulas**

**DEPARTAMENTO DE
CHIQUMULA**



Fuente: USAID. 2018. p. 130.

La aldea Belén, está situada al norte de la ciudad de Esquipulas, con una extensión territorial de 10.00 Km² aproximadamente y se encuentra a una altitud de aproximadamente 1341.00 m.s.n.m., plantea datos proporcionados por la Municipalidad. Cuenta con cinco caseríos, tales como: Belén, Agua Zarca, El Zapote, La Ruda y Chiramay; basándose en referencias investigadas y aportadas por el COCODE de la localidad.

La aldea Valle Dolores, también se encuentra al norte de la ciudad de Esquipulas, con una extensión territorial de 33.00 Km² aproximadamente y se encuentra a una altitud de 1097.00 m.s.n.m., a partir de datos proporcionados por la Municipalidad. Cuenta con cinco caseríos, tales como: Los Chorros, Los Vados, Piedra Redonda, Los Chagüites y Nejapa; de acuerdo a la información dada por el COCODE de la aldea. En la figura 3 se aprecia la distribución de los caseríos de ambas aldeas.

Figura 3. **Distribución de caseríos de aldea Belén y Valle Dolores**



Fuente: USAID. 2018. p. 142.

La Unidad de Participación Ciudadana de la Municipalidad de Esquipulas (2019), indica lo siguiente:

El caserío El Zapote de aldea Belén, se encuentra ubicado en 14°36.1440'N latitud y 89°21.6660'O longitud, el cual se sitúa en la Escuela Oficial Rural Mixta de la localidad, a una altura de 1088.90 m.s.n.m. Y los Vados de Valle Dolores, se encuentra ubicado en coordenada Y: 14°35.7570'N y coordenada X: 89°20.5500'O, el cual se sitúa en el oratorio de la localidad, a una altura de 919.10 m.s.n.m.. (p. 42)

1.1.3. Clima

SEGEPLAN (2010), menciona que el municipio de Esquipulas tiene un clima muy variable, cálido templado seco, su temperatura promedio es de 25 grados centígrados, bajando hasta 10 grados ocasionalmente. Además, tiene un ambiente boscoso con un invierno benigno, especialmente en las estribaciones de sus montañas. Los meses donde aumentan las temperaturas a climas cálidas son en marzo y abril, la época de lluvia es de mayo a octubre y los más fríos son en noviembre, diciembre y enero.

1.1.4. Topografía

La ciudad de Esquipulas está ubicada en un valle amplio rodeado de montañas, las más altas alcanzan una altura de 2418.00 m.s.n.m. Es el municipio más grande del departamento de Chiquimula, en este se encuentra la reserva de

la biosfera transfronteriza Trifinio-Fraternidad que ocupa 221 km² de extensión superficial, fue creado en 1987 con el propósito de proteger el bosque del macizo Montecristo y su flora y fauna, la topografía es sumamente montañosa, con más de 75% de los terrenos con pendientes mayores del 25%.

1.1.5. Características demográficas

El INE (2014) realizó una investigación para determinar características demográficas a nivel nacional y en el municipio de Esquipulas se determinó los siguientes datos: tasa bruta de natalidad de 27.1, tasa de criminalidad de 312.8, tasa de homicidios de 163.5, tasa de denuncias de violencia intrafamiliar de 0.7, índice de analfabetismo de 22.6 y una tasa de pobreza de 0.78.

a. Población

El INE, a través de un censo realizado en el año 2013, determinó que la población en Esquipulas ascendió a un estimado de 56,258 habitantes, está dividida con un 52% de población femenina y un 48% de población masculina, la mayoría perteneciente al grupo ladino.

El censo del año 2019, realizado por la Unidad de Participación Ciudadana de la Municipalidad de Esquipulas, habitan 1508 personas, 320 familias y 408 viviendas en aldea Belén; y en Valle Dolores habitan 1230 personas, 278 familias y 282 viviendas.

1.1.6. Características socioeconómicas

a. Actividades económicas y productivas

La agricultura es el principal sector de producción, entre los principales productos agrícolas, podemos mencionar el café, puesto que es producido en más de un setenta por ciento en su territorio, también se debe de considerar el tomate, chile dulce, maíz, frijol, bananos, entre los más sobresalientes. De acuerdo con SEGEPLAN (2010), el municipio de Esquipulas es conocido como por su producción de café, ya que exporta a quince países, entre ellos están: Japón, Corea del Sur, Estados y Taiwán, el café cosechado en la región compite en calidad con el café que se produce en Colombia y Brasil.

El caserío Chiramay de aldea Belén, es considerado uno de los grandes productores de café, entre las fincas más famosas de la localidad destaca el Vivero Café, además, cuenta con un área recreativa y se dedica al cultivo del maíz y frijol, pero a menor escala.

El turismo genera fuertes ingresos económicos, debido a las visitas religiosas en la Basílica de Esquipulas, la variedad de áreas de vida silvestres, flora, fauna y recursos forestales. El sector secundario se centra en las artesanías de Esquipulas, el motivo principal es el fervor religioso al cristo negro, imágenes y cuadros de santos de la iglesia católica.

El sector terciario se centra en el comercio dedicado a la hotelería o alimentación, mediante una investigación del INE (2014), “reporta que el 32% de

la población económica activa trabaja por cuenta propia, otro 32% trabaja en el sector privados y el 15% son patronos” (p. 36).

b. Organización comunitaria

Tanto el caserío El Zapote, como Los Vados de aldea Belén y Valle Dolores, respectivamente, se encuentran organizadas por un COCODE, integrando los cargos de presidente, vicepresidente, secretario, tesorero, vocal primero y segundo.

1.1.7. Infraestructura y servicios

a. Vías de acceso

La red vial del municipio de Esquipulas, cuenta con una carretera principal que comunica la ciudad de Guatemala con una distancia de 222 kilómetros por la ruta CA-9 y CA-10, continua con la ruta CA-12 a la frontera con la República de Honduras. El resto del municipio cuenta con carreteras y municipios sin asfalto que conducen con aldeas y caseríos, estos caminos de terracería son accesibles en la mayor parte del tiempo, contando con 20.00 km de carretera asfaltada de Esquipulas a aldea Chanmagua.

Para acceder al caserío El Zapote, aldea Belén, se toma la ruta RN-18 de la ciudad Esquipulas rumbo al municipio de Quezaltepeque, en una distancia de

3.60 km hay una desvío del camino hacia la izquierda, el cual es el ingreso al caserío.

Para acceder al caserío Los Vados, se dirige sobre la primera calle de la ciudad de Esquipulas hacia Residenciales del Valle al norte, siguiendo esa misma dirección en una distancia de 2.20 km llega a aldea Valle Dolores, girando a la izquierda en el desvío que se encuentra en el oratorio de la localidad y a un trayecto de 4.00 km aproximadamente de esa intersección se localiza la comunidad, haciendo un total 6.60 km del recorrido para llegar al destino.

b. Transporte

Debido a que ambas rutas de acceso hacia las respectivas comunidades son de tipo terracería, solo permite el ingreso de vehículos de doble tracción en temporada de invierno, sin embargo, en verano es transitable incluso en motocicleta.

c. Comunicaciones

El principal servicio de transporte que usa el ciudadano esquipulteco, es el mototaxi, sin embargo, este tipo de vehículo no presta dicho servicio a las aldeas de Belén y Valle Dolores, ya que ambas rutas no se encuentran pavimentadas, el único medio de transporte son buses que se movilizan en un horario de 8:00 hrs a 17:00 hrs, de conformidad con los datos proporcionados por la PMT de la Municipalidad de Esquipulas.

d. Servicios

Los servicios básicos que gozan los caseríos El Zapote y Valle Dolores son: agua, sistema de alcantarillado sanitario, energía eléctrica, educación de nivel primario. Ambas comunidades carecen de los siguientes sistemas: enseñanza de secundaria y diversificado, puesto de salud y centro de convergencia.

2. DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto inicia en el kilómetro 222+487.00 de la carretera RN-18 de Esquipulas hacia Quezaltepeque y finaliza en un camino rural de la aldea Valle Dolores a caserío Los Vados, como se visualiza en el apéndice “B”. La razón de proyecto es comunicar las comunidades de los caseríos El Zapote y Los Vados de las aldeas de Belén y Valle Dolores, respectivamente, con el propósito de disminuir recorrido y tiempo de transporte, además, actualmente el único acceso hacia las comunidades antes mencionadas, es por un tramo de aproximadamente de 7.00 km, mientras que por el tramo propuesto será de 1.19 km.

Este proyecto consiste en la remoción y eliminación de toda clase vegetación en el paso de herradura que están dentro de los límites del derecho de vía, con una longitud de 1.19 km y 5.50 m de ancho, debido a sus características será tipo “F” según clasificación de la Dirección General de Caminos, con revestimiento de balastro y cunetas naturales. Con una condición topográfica ondulada y una velocidad de diseño de 30 km/h, diseñada bajo normativos regionales. Además, se contempla la realización de estudios preliminares para determinar distribución y circulación del trayecto del agua dentro de la cuenca hidrográfica y la situación del suelo.

2.2. Especificaciones y normas para el diseño geométrico en Guatemala e internacionales

- Normas de diseño

De conformidad con el anexo “A”, indica parámetros de diseño acorde a las condiciones que presenta el terreno y recomendado por la Dirección General de Caminos del CIV, el tipo de carretera a diseñar será tipo “F”, debido a su ancho, flujo vehicular y condición topográfica.

Criterios de diseño, conforme a las disposiciones dadas por el Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (2007):

Tipo de ruta:	Terciaria departamental
Promedio:	100 – 50 (Vehículos/día)
Carretera tipo:	F
Llana	40 km/h
Ondulada	30 km/h
Montañosa	20 km/h
Ancho de calzada	5.50 m
Ancho de hombro	0.50 m

Ancho de terracería

Corte	9.50 m
Relleno	8.50 m

Radio mínimo

Llana	47.00 m
Ondulada	30.00 m
Montañosa	18.00 m

Pendiente máxima

Llana	10%
Ondulada	12%
Montañoso	14%

Distancia de visibilidad de paradas

Mínima

Llana	45.00 m
Ondulada	35.00 m
Montañoso	20.00 m

Recomendada

Llana	50.00 m
Ondulada	40.00 m
Montañosa	25.00 m

Distancia visible de paso

Mínima

Llana	200.00 m
-------	----------

Ondulada	125.00 m
Montañosa	100.00 m
Recomendado	
Llana	250.00 m
Ondulada	200.00 m
Montañosa	150.00 m

2.3. Estudio de tráfico

La selección del vehículo del proyecto, se debe de tomar en cuenta la composición del tránsito promedio, obtenida sobre la base del estudio de tráfico, se puede tratar de dos situaciones: el caso de los estudios para carreteras existentes y el caso para carreteras nuevas, es decir que no existe actualmente. El primero, podrá efectuarse mediante procesos de conteo diario en un plazo de tiempo corto, sin embargo, el segundo requiere de un estudio más profundo, mediante el crecimiento de tránsito proyectado, debido a un aumento en el número de usuarios y el desarrollo económico por la apertura de la ruta. Por este motivo, se realizó el cálculo de un aforo vehicular en un período de un año, con apoyo de la unidad de red vial de la Municipalidad de Esquipulas (anexo “C”).

El anexo “C”, consiste en un aforo vehicular total de los tramos que unirá el proyecto, por lo tanto, el promedio de tránsito diario durante el período de estudio es de 73 vehículos/día de vehículos liviano (entre ellos pick up, camionetas y motocicletas) y 20 vehículos/día de tipo pesado (camiones de 3 ejes).

2.4. Trazo preliminar

Es una de las etapas de diseño de una vía, donde se marca el recorrido de distintas posibles alternativas de tramos, sin embargo, para este proyecto es importante seguir el trazo ya marcado por personal de la DMP de la Municipalidad de Esquipulas, aprovechando que el paso de herradura que existe actualmente es vía pública.

2.4.1. Selección de ruta

Cárdenas Grisales (2013), explica que ruta “es aquella franja de terreno, de ancho variable, comprendida entre dos puntos obligados extremos y que pasa a lo largo de puntos obligados intermedios, dentro de la cual es factible realizar la localización del trazo preliminar” (p. 18).

La selección de ruta consiste en un alineamiento horizontal que forma el trazo preliminar, determinando los niveles de los puntos seleccionados y el reconocimiento o exploración del terreno. Para obtener la trayectoria de la carretera, se realizan las acciones de caminamiento y levantamiento con GPS, estableciendo y geoposicionando el punto de partida, rutas alternativas y puntos de culminación. Es recomendable marcar los puntos de mayor importancia en un mapa de escala 1: 50000, el cual dará mayor entendimiento de la magnitud del proyecto.

a. Caminamiento

El caminamiento se encuentra definido por la trayectoria de su recorrido a lo largo de la poligonal abierta. Dicha acción se realizó por toda la zona, para conocer la situación geográfica que presenta en la actualidad, además de ubicar puntos estratégicos de linderos, accidentes geográficos, entre los más relevantes.

b. Levantamiento con GPS

El sistema GPS, es una herramienta que permite fijar la posición de un objeto sobre cualquier parte de la superficie terrestre. En este caso, se utiliza el navegador convencional debido a la facilidad de uso y traslado, con el propósito de ubicar las coordenadas de los puntos que conforman el trazo preliminar.

2.4.2. Levantamiento topográfico

La topografía es una ciencia aplicada que, a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite graficar las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también la posición relativa o absoluta de puntos sobre la tierra (Jiménez Cleves, 2007, p. 2).

El procedimiento destinado a lograr la representación gráfica se denomina como levantamiento topográfico y al producto se le conoce como plano, el cual

contiene la proyección de los puntos de un terreno en el eje “X” y “Y”. La topografía se divide en dos ciencias, denominadas como: planimetría y altimetría.

Para la realización del levantamiento topográfico, se utilizó una estación total, cinta métrica, pintura, marcadores, prismas de precisión y ayuda por parte de ambas comunidades para poder chapear y limpiar el área. El aparato topográfico permite generar altimetría y planimetría de los puntos observados, de esta manera, se disminuye los errores de cálculo, ofreciendo un producto de gran precisión.

a. Planimetría

García Márquez (1994) define la planimetría de la siguiente manera: “conjunto de los trabajos efectuados para tomar en el campo los datos geométricos necesarios que permitan construir una figura semejante al terreno, proyectada sobre un plano horizontal” (p. 9).

b. Altimetría

García Márquez (1994) plantea la altimetría como el “conjunto de los trabajos que suministran los elementos para conocer las alturas y forma del terreno en sentido vertical” (p. 245).

2.4.3. Análisis de pendientes

Las condiciones topográficas de la región se determinan en tres tipos y la Dirección General de Caminos de Guatemala los clasifica de la siguiente manera: terreno llano, ondulado y montañoso. La extensión territorial donde se encuentra el proyecto tiene pendientes dominantes del 17%, dicho valor no supera el parámetro de 45%, de tal modo, se clasifica como un terreno ondulado.

2.4.4. Derecho de vía

La Dirección General de Caminos (2001) lo explica en el libro las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, como “el área de terreno que suministra el Estado para ser usada en la construcción de carreteras, estructuras complementarias y futuras ampliaciones” (p. 101-3).

El artículo 1 del reglamento sobre el derecho de vía del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (1942), menciona la clasificación de las carreteras, las cuales son: “carreteras nacionales o de primer orden, departamentales o de segundo orden, municipales o de tercer orden y caminos vecinales, que son utilizados para el tránsito de ganado, personas y vehículos” (p. 1).

El artículo 3 del reglamento ya mencionado, dictamina los siguientes anchos requeridos para cada tipo de carretera.

Carreteras nacionales	12.50 m por lado
Carreteras departamentales	10.00 m por lado
Carreteras municipales	7.50 m por lado
Caminos vecinales	3.00 m por lado

Para este proyecto corresponde a la categoría de un camino vecinal, ya que enlaza aldeas o comunidades, y por lo general, este tipo de proyecto será construido por el municipio.

2.5. Análisis de suelos

Este análisis contribuye para determinar las distintas propiedades del suelo. Los ensayos que se llevaron a cabo cumplen con las siguientes funciones: clasificación por peso del material de acuerdo a características físicas, establecer la resistencia y control de construcción.

Se extrajo una muestra alterada de la subrasante del proyecto, en un área representativa de acuerdo a las características del suelo observado a mediciones del tramo carretero, excavando 50.00 cm por debajo del terreno natural; también se obtuvo una prueba similar al anterior del banco de material, el cual está siendo explotado. Dichas muestras fueron evaluadas por el laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

2.5.1. Análisis granulométrico

La granulometría se define como la determinación de la cantidad de porcentaje de distintos tamaños de partículas del suelo.

Y el análisis, se define como la distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; la separación de las fracciones se realiza por el método mecánico, que consiste medir las partículas por mallas de distintas aberturas, utilizando una serie de tamices apilados, reteniendo las partículas y clasificándolas en grupos (Del Castillo, 2005, p. 24).

El análisis granulométrico se realizó de acuerdo a la norma ASTM D6913-04 y las partículas de suelos se catalogaron al sistema de clasificación de la AASHTO y SUCS, como se aprecia en los anexos “G” y “H”.

Los resultados obtenidos del laboratorio, el material destinado para la subbase se clasifica de la siguiente manera: 7.70% de grava, 49.44% de arena y 42.86% de finos, describiéndolo como un suelo arena limosa (“anexo D-1”).

El análisis de la muestra por parte del banco de material, arrojó los siguientes resultados de su clasificación: 59.06% de grava, 32.03% de arena y 8.90% de finos, describiéndolo como grava mal graduada con presencia de arena limosa (anexo “E-1”).

2.5.2. Límites de Atterberg

“Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo” (Hernández Canales, 2008, p. 47).

Para determinar la capacidad de deformación sin llegar a la ruptura de la estructura del suelo en un plano y Atterberg las clasifica en tres límites: Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP) y Límite de Contracción (LC); los cuáles separan los cuatro estados de consistencia, tales como: líquido, semilíquido, semisólido y sólido, respectivamente en ese orden.

- Límite líquido (LL)

“Se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico” (Crespo Villalaz, 2004, p. 70).

- Límite plástico (LP)

“Se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secado al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico” (Crespo Villalaz, 2004, p. 78).

- Límite de contracción (LC)

“Se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo” (Crespo Villalaz, 2004, p. 81).

- Índice de plasticidad (IP)

La diferencia entre los valores del límite líquido (LL) y límite plástico (LP), da el llamado índice de plasticidad del suelo. El límite líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, en consecuencia, representa la cantidad de arcilla, ya que tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

La siguiente clasificación, muestra un mejor entendimiento del rango que puede tener un suelo acerca del índice de plasticidad:

Atterberg revela que cuando un suelo tiene un índice plástico (IP), igual a cero el suelo es no plástico, cuando el IP es menor de 7, el suelo presenta baja plasticidad; cuando el IP está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un IP mayor de 17 se dice que es altamente plástico (Crespo Villalaz, 2004, p. 70).

Se realizó el ensayo de límites de Atterberg acorde a las normas AASHTO T-89 y T-90. De conformidad con los resultados obtenidos del laboratorio, el material de subbase tiene un límite líquido 44.66% y un índice de plasticidad de 9.69%, clasificándolo como limos de bajo límite líquido (ML) (“anexo D-2”).

El análisis de la muestra por parte del banco de material, determinó que tiene un límite líquido de 50.59% y un índice de plasticidad de 16.57%, clasificándolo como limos de alto límite líquido (MH) (anexo “E-2”). De manera que, es un suelo medianamente plástico, las especificaciones técnicas por parte DGC, indica que el IP debe estar en un rango de 5.00% y 11.00%, por este motivo, se recomienda mezclar con un material que contenga menos cantidad de arcilla, utilizando una proporción 1/3 y 2/3 del material del banco de material.

2.5.3. Ensayo de compactación

El ensayo “determina el peso volumétrico seco máximo que pueda alcanzar un material, así como la humedad óptima que deberá hacerse la compactación, define el grado alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentre construido la infraestructura” (Crespo Villalaz, 2004, p. 102).

Es conveniente compactar un suelo para:

- Aumentar la resistencia al corte y, por consiguiente, mejorar la estabilidad y la capacidad de carga de cimentaciones y pavimentos.
- Disminuir la compresibilidad y reducir asentamientos.

- Disminuir la relación de vacíos y, por consiguiente, reducir la permeabilidad.
- Reducir el potencial de expansión, contracción o expansión por congelamiento.

Se realizó el ensayo de compactación acorde a la norma AASHTO T-180. A partir los resultados obtenidos del laboratorio, el material de subbase tiene una densidad seca máxima de 1541.12 kg/m³ y una humedad óptima de 23.50% (“anexo D-3”).

El análisis de la muestra por parte del banco de material, señala que tiene una densidad seca máxima de 1986.48 kg/m³ y una humedad óptima de 10.60%, en efecto, el material para balasto no necesita de mucha humedad, para alcanzar una buena compactación (anexo “E-3”).

2.5.4. Ensayo de Razón Soporte California -C.B.R.-

Crespo Villalaz (2004) puntualiza el ensayo C.B.R. como un “índice de su resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad” (p. 112).

El ensayo del C.B.R. cumple básicamente con los dos siguientes objetivos:

- Brindar la información acerca de la expansión esperada del suelo, bajo estructuras de pavimento, cuando el suelo se satura. Esta información es de vital importancia si se tiene una base de un suelo arcilloso.
- Brindar información de la pérdida de resistencia debida a la saturación del campo.

El valor de C.B.R., se utiliza principalmente para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos, con fines de uso en base, subbases y subrasantes. La tabla 1, muestra los valores mínimos para cada uso.

Tabla 1. **Clasificación de uso de suelos según valor C.B.R.**

No.	% C.B.R.	Clasificación general	Usos
1	0-3	Muy pobre	Subrasante
2	3-7	Pobre a regular	Subrasante
3	7-20	Regular	Subbase
4	20-50	Bueno	Base, subbase
5	0>50	Excelente	Base

Fuente: Bowles. 1981. p. 191.

Se realizó el ensayo de C.B.R. acorde a la norma AASHTO T-193. Los resultados obtenidos del laboratorio, verifican que el material de subbase tiene un valor de C.B.R. de 14.41% al 98.5% de compactación (“anexo D-4”), conforme a las disposiciones dadas por Bowles, clasifica como una subbase.

2.6. Estudio hidrológico

Se realiza un estudio hidrológico para determinar el caudal y tirante máximo. Este tipo de pronóstico se calcula en base a las precipitaciones dadas por el INSIVUMEH, la escorrentía depende del tipo de superficie de la cuenca y se obtienen mediante una hoja cartográfica.

2.6.1. Método racional

Este método supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración, tan pronto que esto ocurra, toda la cuenca contribuya con el caudal en el punto de desfogue.

Expuesto lo anterior, el caudal máximo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q	=	caudal de crecida máxima	(m ³ /s)
C	=	coeficiente de escorrentía	(adimensional)
I	=	intensidad de lluvia	(mm/h)
A	=	área de la cuenca	(ha)

a. Intensidad de lluvia

“Es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo” (Béjar, 2004, p. 87). Lo que interesa particularmente en cada tormenta, es la intensidad máxima y en Guatemala se calcula a través de las curvas de duración-intensidad-frecuencia (DIF) para 23 estaciones de INSIVUMEH, distribuidas por todo el país. Esta metodología permite determinar la intensidad de precipitación para una duración y período de retorno determinados.

La intensidad se expresa usando la siguiente fórmula:

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

Donde:

I	=	intensidad de precipitación	(mm/h)
t_c	=	tiempo de concentración	(minutos)
a, b, N	=	parámetros de ajuste según el período de retorno	

- Tiempo de concentración

“Tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe” (Chereque Morán, 1989, p. 124).

- Fórmula de Kirpich

Para el cálculo del tiempo de concentración, se utiliza la fórmula empírica de Kirpich.

$$t_c = 0.0195 \times \left(\frac{L_c^3}{H_a} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (minutos)

L_c = longitud del cauce del río (m)

H_a = diferencia de altura (m)

Cuando el tiempo de concentración es mayor a los estándares básicos, se sugiere utilizar un valor de $t_c = 12 \text{ min.}$

b. Coeficiente de escorrentía

Béjar (2004), declara que la escorrentía es “el agua proveniente de la precipitación, que circula sobre o bajo la superficie terrestre, y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca” (p. 135).

c. Área de la cuenca

Se define cuenca, “el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua” (Chereque Morán, 1989, p. 28).

Basándose en la explicación de Chereque Morán (1989), “el método racional debe emplearse para cuencas mayores de 50 ha y menores 500 ha” (p. 124). El SIECA (2016) en el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, hace mención del método racional, se limita a cuencas con superficies de hasta 20 km². En ambos casos, el proyecto cumple con los rangos de área.

Para delimitar el área de la cuenca se realiza con el apoyo de una hoja cartográfica a una escala de 1:50,000, se traza una línea divisoria, siguiendo los siguientes criterios: debe seguir las altas cumbres, cortar ortogonalmente las curvas de nivel y no seccionar ninguno de los cauces de la red de drenajes.

d. Caudal de crecidas

La fórmula del método racional permite hacer estimaciones de los caudales e intensidades máximos de la precipitación. Básicamente, se formula que el caudal de mayor auge, es directamente proporcional a la intensidad de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración y al área de la cuenca.

2.7. Diseño geométrico de carretera

“Es el proceso de correlacionar los elementos físicos de la vía con las condiciones de operación de los vehículos y las características del terreno” (Chocontá Rojas, 2004, p. 19).

2.7.1. Línea de localización

El objetivo de esta fase consiste en el diseño del alineamiento horizontal del proyecto, tomando en consideración las especificaciones técnicas de diseño.

2.7.2. Proyección horizontal longitudinal y vertical longitudinal

Los elementos principales del diseño geométrico de una carretera son la proyección horizontal y vertical, ya que ellas definen los demás partes que componen la sección de la vía.

La proyección horizontal es la representación en planta del eje de la vía, y está constituido por rectas o alineamientos rectos que se conectan entre sí generalmente por medio de curvas circulares que proporcionan el correspondiente cambio de dirección que mejor se acomode al correcto funcionamiento de la vía (Chocontá Rojas, 2004, p. 75).

La proyección vertical es la representación del eje de la vía visto de perfil, también está formado por una sucesión de tramos rectos y curvas que los

empalman. Estos tramos rectos, como tales, son líneas de pendiente constante, y las curvas verticales permiten el cambio suave de la pendiente para pasar de una a otra (Chocontá Rojas, 2004, p. 137).

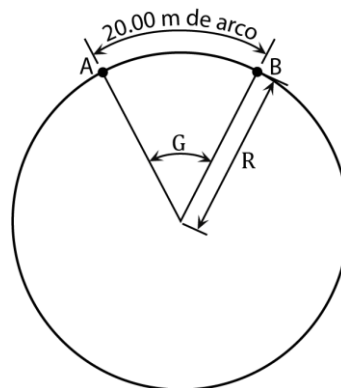
2.7.3. Curvas horizontales

“Es un arco de curva circular de radio constante que une dos colindantes. La línea continua que inicia el elemento se le denomina tangente de entrada y a la que le precede de salida” (Barrios Ambrosy, 1978, p. 15).

- Grado de curvatura

“Es el ángulo subtendido por un arco de 20.00 m y se representa con la letra “G”” (Valladares, 2001, p. 3). En la figura 4, se visualiza como se determina la relación de la siguiente fórmula.

Figura 4. Definición de grado de curvatura



Fuente: Barrios Ambrosy. 1978. p. 16.

$$G:360 :: 20:2\pi R$$

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

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

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

- Radio de la curvatura

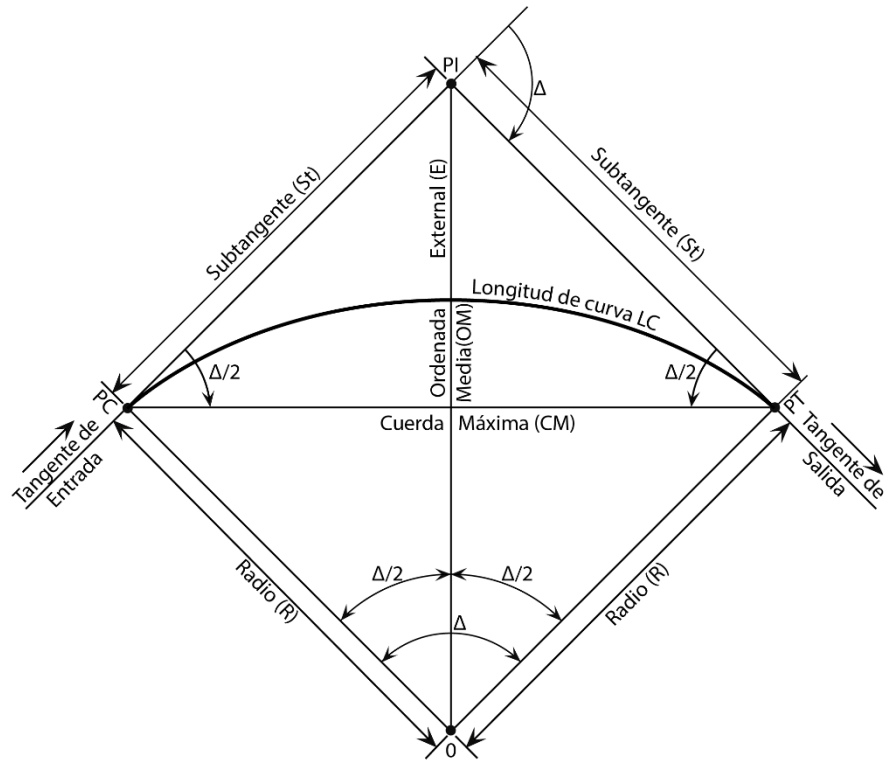
Es el radio de la curva circular. Se simboliza con la letra “R” y se obtiene de la expresión anterior.

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

- Elementos geométricos de las curvas

Las curvas circulares tienen los siguientes elementos que se visualizan en la figura 5.

Figura 5. **Elementos de curvas circulares**



Fuente: Barrios Ambrosy.1978. p. 17.

Donde:

- PI = punto de intersección de la prolongación de las tangentes
- PC= punto en donde comienza la curva simple
- PT= punto en donde termina la curva simple
- R = radio de la curva simple
- O = centro de la curva simple
- Δ = ángulo de deflexión de la tangente
- St = subtangente
- E = external
- OM= ordenada media
- CM= cuerda máxima

LC= longitud de la curva circular

- Ángulo central

Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza con la letra del alfabeto griego " Δ ". En las curvas simples es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre tangentes.

- Longitud de curva

Es la distancia desde el PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20.00 m y se representa como "LC".

- Subtangente

Es la distancia entre PI y el PC o PT, medida sobre la prolongación de las tangentes y se figura con las letras "St".

$$St = R \times \tan \Delta/2$$

- External

Es la distancia mínima entre el PI y la curva, además utiliza la letra "E" como variable.

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

- Ordenada media

Es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva y se simboliza con las letras “OM”.

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

- Cuerda máxima

Es la distancia en línea recta desde el PC al PT y se designa con las letras “CM”.

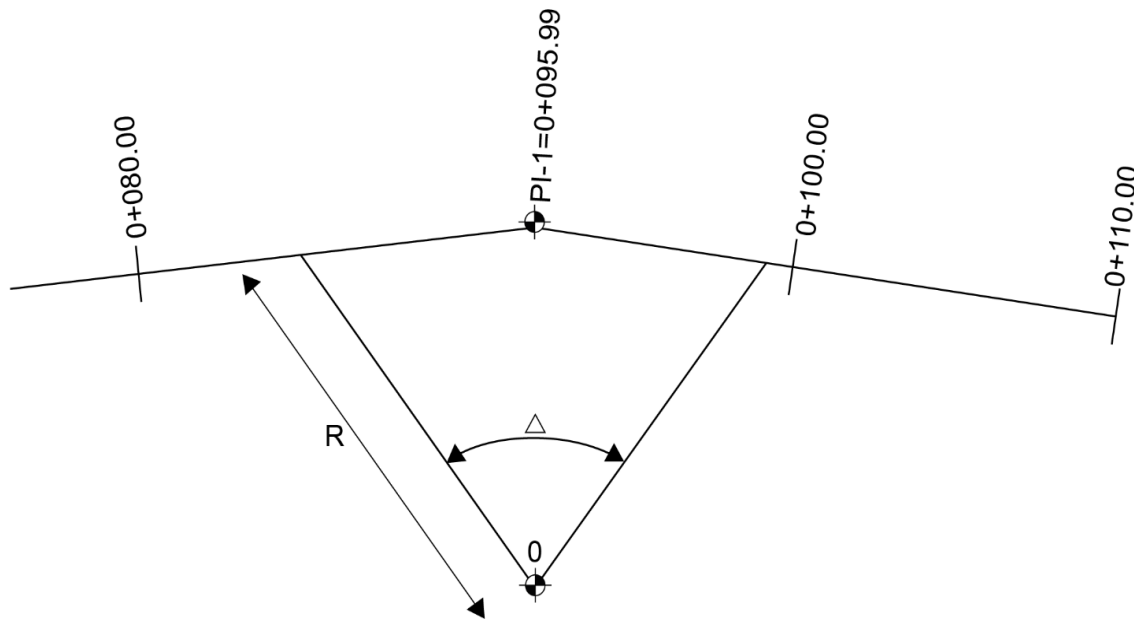
$$CM = 2 \times R \times \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

Se agrega un ejemplo del cálculo “PI-1”, además en el apéndice “G”, se visualiza la tabla 63, que contiene los valores de cada uno de los elementos que componen cada una de las curvas horizontales, calculado mediante las fórmulas expuestas anteriormente y enumeradas conforme al número de punto de intersección.

- Cálculo de curva horizontal PI-1

Se utiliza la figura 6, como guía para el cálculo de los elementos que componen la curva horizontal.

Figura 6. **Curva horizontal PI-1**



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de ángulo de deflexión de la tangente

$$\Delta = 360^\circ - 346^\circ 10' 50'' = 13^\circ 49' 10''$$

- Grado de curvatura (G)

$$G = \frac{1145.9156}{30} = 38^{\circ}11'49.87''$$

- Longitud de curva (LC)

$$LC = \frac{\Delta \times 2 \times \pi \times R}{360} = \frac{13.8194 \times 2 \times \pi \times 30}{360} = 7.24 \text{ m}$$

- Subtangente (St)

$$St = R \times \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 30 \times \tan\left(\frac{13^{\circ}49'10''}{2}\right) = 3.64 \text{ m}$$

- External (E)

$$E = \frac{(R) \times \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right]}{\cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)} = \frac{(30) \times \left[1 - \cos\left(\frac{13^{\circ}49'10''}{2}\right)\right]}{\cos\left(\frac{13^{\circ}49'10''}{2}\right)} = 0.22 \text{ m}$$

- Ordenada media (OM)

$$OM = (R) \times \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)\right] = 30 \times \left[1 - \cos\left(\frac{13^{\circ}49'10''}{2}\right)\right] = 0.22 \text{ m}$$

- Cuerda máxima (CM)

$$CM = 2 \times R \times \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 2 \times 30 \times \sin\left(\frac{13^{\circ}49'10''}{2}\right) = 7.22 \text{ m}$$

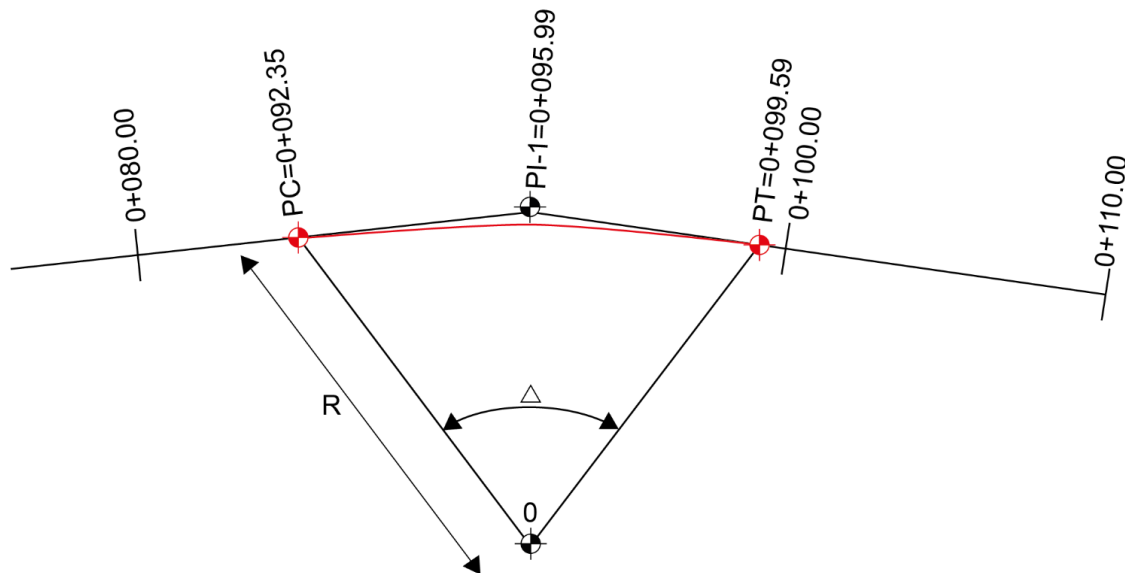
- Cálculo de PC

$$PC = PI - St = (1 + 095.99) - (0 + 003.64) = 1 + 092.35$$

- Cálculo de PT

$$PT = PC + LC = (1 + 092.35) + (0 + 007.24) = 1 + 099.59$$

Figura 7. Elementos calculados de la curva PI-1



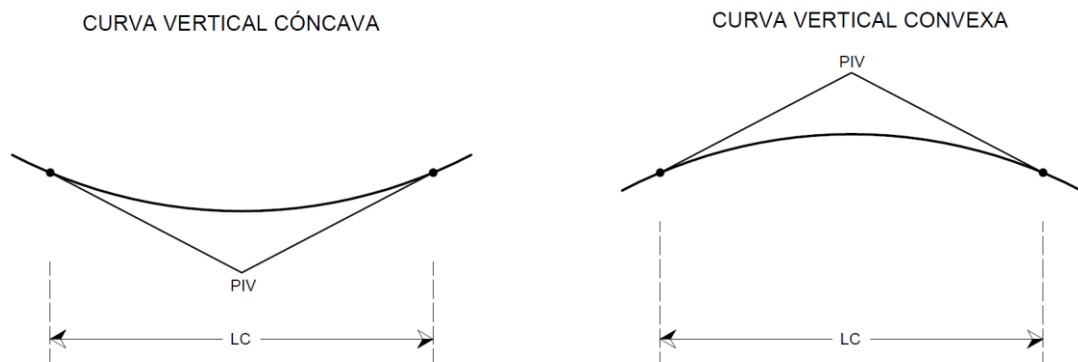
Fuente: elaboración propia.

2.7.4. Curvas verticales

Valladares (2001) expresa que las curvas verticales “son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que su longitud se efectuó el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida” (p. 29).

La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de una pendiente a otra, otras curvas pueden ser circulares, parabólicas simples, parabólicas cúbicas, etc. En la figura 8, muestra los tipos de curvas verticales.

Figura 8. Tipos de curvas verticales



Fuente: Pérez Méndez. 1989. p. 53.

- Criterios para determinar longitud de las curvas
- Criterio de apariencia

Se aplica al proyecto de curvas con visibilidad completa, o sea al de curvas cóncavas, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente.

$$A_{CV} = \text{Pendiente de salida} - \text{Pendiente de entrada}$$

$$A_{CV} = P_s - P_e$$

$$K = \frac{L_{CV}}{A_{CV}} \geq 30$$

- Criterio de comodidad

Se aplica al proyecto de curvas verticales cóncavas, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, sumando al peso propio del vehículo.

$$K = \frac{L_{CV}}{A_{CV}} \geq \frac{V^2}{395}$$

- Criterio de drenaje

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

$$K = \frac{L_{CV}}{A_{CV}} \leq 43$$

- Criterio de seguridad

Al momento de diseñar, se debe de considerar las longitudes mínimas permisibles de curvas, con el objeto de evitar el traslape de las mismas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores. Estas se pueden ser calculadas de la siguiente forma:

$$L_{CV} = K \times A_{CV}$$

Donde:

L_{CV} = longitud mínima de la curva vertical

K = constante que depende de la velocidad de diseño

A_{CV} = diferencia algebraica de pendientes

La tabla 2, muestra los valores de “K” a partir de la velocidad de diseño, para realizar el cálculo de cada uno de los criterios de longitud de curvas verticales.

Tabla 2. Valores de "K" según velocidad de diseño

Velocidad de diseño K.P.H	Valor de "K" según el tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: Pérez Méndez. 1989. p. 53.

- Ejemplo de diseño curva vertical cóncava

Esta curva está compuesta por una pendiente de entrada y de salida negativa. Además, la pendiente de entrada es menor que de la salida. La velocidad de diseño es de 30.00 km/h (ver anexo "A") y se ubica en la estación 0+264.80 km. Y el valor "K" es de 2 (ver tabla 2).

$$A_{CV} = \text{Pendiente de salida} - \text{Pendiente de entrada}$$

$$A_{CV} = 17.43 - (-10.16) = 27.59$$

$$K = \frac{L_{CV}}{A_{CV}} \geq 30$$

$$L_{CV} = K \times A_{CV}$$

$$L_{CV} = 2 \times 27.59 = 55.18 \text{ m}$$

Por cuestiones de diseño, se acomodan las cotas de entrada y salida de la curva de la siguiente manera.

$$PIV_1 = 0 + 264.80$$

$$PCV_1 = PIV_1 - \left[\frac{L_{CV}}{2} \right] + L_c$$

$$PCV_1 = [0 + 264.80] + [55.18/2] - 0.95 = 0 + 293.34$$

$$PTV_1 = PIV_1 - [L_{CV}/2] - L_c$$

$$PTV_1 = [0 + 264.80] - \left[\frac{55.18}{2} \right] - 0.95 = 0 + 236.26$$

Se calcula la cota de elevación de PCV y PTV, a través de la altura donde se ubica el PVI de la estación 0+264.80 km.

$$\text{Elevación PVI de la est. } 0 + 264.80 \text{ km} = 478.25 \text{ m}$$

$$PCV_1 Elev = PIV_1 Elev + \% \times [L_{CV} + 1.89/2]$$

$$PCV_1 Elev = 478.25 + 0.1016 \times \left[\frac{55.18 + 1.89}{2} \right] = 481.15$$

$$PTV_1 Elev = PIV_1 Elev + \% \times [L_{CV}/2]$$

$$PTV_1 Elev = 478.25 + 0.1743 \times \left[\frac{55.18 + 1.89}{2} \right] = 483.23$$

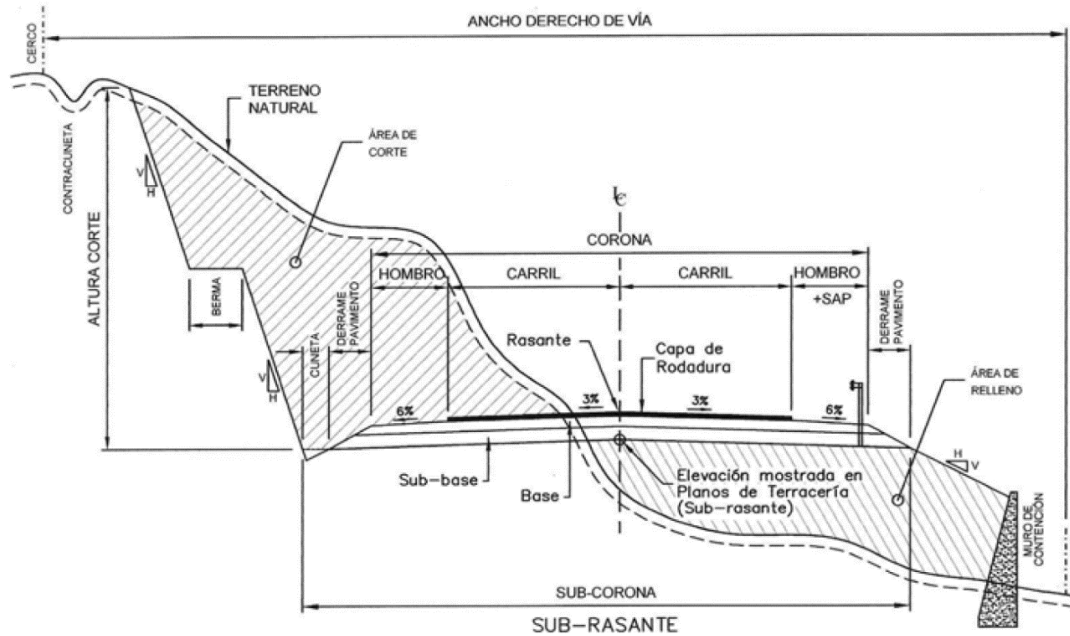
2.7.5. Sección transversal

La sección transversal es el perfil del terreno en dirección normal al eje de la carretera, además, permite definir las características geométricas y dimensiones de sus elementos.

- Sección típica

Palma Mayorga (1974) lo expone como una representación gráfica de la sección transversal, que contiene tanto los datos propios del diseño geométrico como los correspondientes al empleo o tratamiento de los materiales que formarán parte de la terracería o pavimento. La sección típica, está constituido por distintos elementos, tal como se visualiza en la figura 9.

Figura 9. Sección transversal de la sección típica



Fuente: SIECA. 2011. p. 138.

- Plataforma o corona

Superficie de la carretera que queda comprendida entre aristas del relleno y los interiores de las cunetas. Los elementos que la definen son: rasante, pendiente transversal, ancho de calzada y arcén.

- Subrasante

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

- Rasante

Es la elevación del pavimento en el eje o línea central en carreteras bidireccionales; al proyectar sobre un plano vertical sus distintas elevaciones, donde se obtendrá el desarrollo de la plataforma o corona.

- Carpeta de rodadura

Es la capa base que protege a la capa subrasante, en este caso, se define como subbase, con el propósito que la acción del tránsito y las precipitaciones pluviales, no provoquen deterioros en su superficie natural. Esta protección tendrá un espesor de 20.00 centímetros, para lo cual, el material debe de cumplir las especificaciones dadas por la DGC.

- Pendiente transversal

Es la pendiente que se le da a la calzada en dirección perpendicular al eje de la carretera, con el objeto de facilitar el escurrimiento superficial del agua.

- Ancho de calzada

Es el ancho de la superficie sobre la cual circula cierto tránsito vehicular, permitiendo de desplazamiento cómodo y seguro del mismo.

- Talud

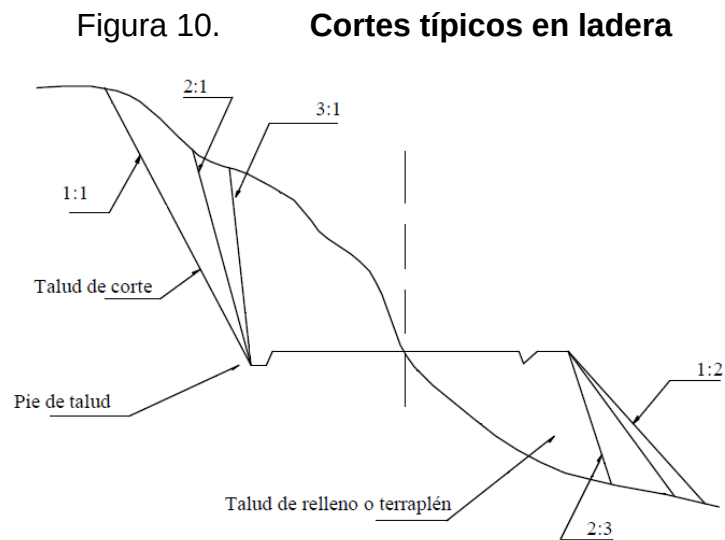
Son planos inclinados de la terracería que pertenecen a la sección típica que delimitan los volúmenes de corte y relleno.

- Corte y relleno

La estabilidad de los taludes de corte y relleno son muy importantes, como lo indica la Dirección General de Caminos (2002) en el libro de las Especificaciones Técnicas para la Construcción de Caminos Rurales en Guatemala Caminos Ambientalmente Compatibles, para reducir el costo de mantenimiento e impacto en el ambiente, ya que los deslizamientos en los cortes, obstruyen los drenajes superficiales, en especial donde los caminos tienen un peralte hacia adentro con cunetas en el mismo lado.

- Relación de taludes

Los taludes de gran altura en roca sólida y masiva, sedimento bien cementado o depósitos volcánicos soldados son estables en cortes de $\frac{1}{4}:1$ a $\frac{1}{2}:1$, o hasta casi vertical. Como se aprecia en la figura 10.



Fuente: Dirección General de Caminos. 2002. p. 20.

- Drenaje superficial

Es un sistema de evacuación que evita que se infiltren dentro de la estructura, previniendo daños considerables de efectos inmediatos o a corto plazo. Constituido por cunetas, contracunetas, cunetas centrales, alcantarillas, bordillos-cunetas y disipadores.

- Terracería

Es la capa conformada en todas sus etapas previas por la maquinaria, hasta el nivel de la subrasante, incluye cortes y relleno, es conocida como terreno de fundación.

- Carril

Superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.

- Línea central

Es el punto de referencia de donde van a partir todos los anchos o componentes de la carretera.

2.8. Movimiento de tierras

SIECA (2011) describe el movimiento de tierras en el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, como la operación para obtener la plataforma de la carretera y sobre la cual se construirán las distintas capas que conformarán la calzada o superficie de rodadura, hombros y cunetas.

- Cálculo del movimiento

Con la información del replanteo de la línea de localización, se procede a efectuar el diseño definitivo del vertical y el cálculo del movimiento de tierras, con el objetivo de realizar una estimación para conocer la magnitud del proyecto.

El movimiento de tierras es uno de los renglones más importantes en la construcción de carreteras y su influencia en el costo de las mismas es grande, de aquí la necesidad de hacer un análisis a fondo de sus características con el fin de obtener resultados acordes a las necesidades del proyecto.

2.8.1. Diseño de subrasante

Es la representación sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona de una carretera, además, la subrasante es la que determina el movimiento de tierras, por lo que un buen criterio de la misma selección brindará una mejor economía, denominando a la que establezca el menor costo, como subrasante económica.

Para el diseño de la subrasante también se deberán tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Coeficiente de contracción e hinchamiento

El coeficiente permite determinar la cantidad de relleno balanceado con material de corte, debido a la dificultad de calcular, qué volumen ocupará el relleno, de material excavado. Por este motivo, el coeficiente permite realizar estas conversiones que varían por el tipo de suelo y humedad contenida; todo esto se comprueba mediante ensayos de laboratorio.

$$R_T = \frac{C_T}{1 - coef}$$

Donde:

R_T = relleno

C_T = corte

$coef$ = coeficiente de contracción

- Condiciones topográficas

Se realiza un análisis de pendientes para clasificar el tipo de terreno conforme a las condiciones topográficas, en el anexo “A”, muestra las normas técnicas que se aplican, ya sea terreno llano, ondulado o montañoso.

- Pendiente máxima

Es la mayor pendiente que se permite en el diseño del proyecto, se emplea cuando convenga desde el punto de vista económico. Esta depende del tránsito promedio diario y el tipo de terreno. La Dirección General de Caminos tiene valores específicos para cada caso, en el anexo "A", se visualizan dichas cantidades.

- Pendiente mínima

Se utiliza para el buen funcionamiento del drenaje. En los terraplenes puede ser nula la aplicación, debido a que la pendiente transversal de la misma, es suficiente para drenar la carretera. En tramos de corte se recomienda una pendiente longitudinal mínima de 0.50% para garantizar una evacuación eficaz en cunetas.

- Longitud mínima de curvas verticales para visibilidad de parada

El diseño de curvas verticales, considera las longitudes mínimas permisibles, con el objetivo de evitar el traslape de las mismas y propiciar suavidad al cambio de una pendiente a otra. Mediante la fórmula " $L_{CV} = K \times A_{CV}$ " del cálculo del criterio de seguridad.

- Calidad de los materiales donde se localiza el terreno

Para la obtención de las propiedades y condiciones del suelo, es fundamental una subrasante económica, siendo necesario conocer que elementos intervendrán en la formación de las terracerías con fines de diseño, puesto que determinan el coeficiente de variabilidad volumétrica.

El coeficiente de variabilidad volumétrica de un material, como la relación entre el peso del material en su estado natural y el que va a formar parte de un terraplén. Para balancear los rellenos con los cortes, conviene tener presente esos cambios de volumen.

El banco de materiales se ubica en la colonia Loma Linda de la ciudad de Esquipulas a una distancia aproximada de siete kilómetros del proyecto, para una mejor visualización se agrega un plano de ubicación en el apéndice “C”.

- Elevación mínima de subrasante

El diseño de subrasante tiene que respetar los puntos del perfil longitudinal y los diseños o elementos que rigen la elevación mínima, tales como: estructuras de drenaje, zonas de inundación e intersecciones con otros caminos.

- Estructuras de drenaje

Son las tuberías de drenaje que evacúan las aguas superficiales. El diseño de la subrasante debe considerar la altura mínima que imponen los drenajes en carreteras, debido que en terrenos plano es determinante en el proyecto, sin embargo, en terrenos ondulados o montañosos facilitan la instalación de conductos por sus condiciones topográficas.

Los factores que determinan la altura mínima de la subrasante debido a las estructuras menores de drenaje son:

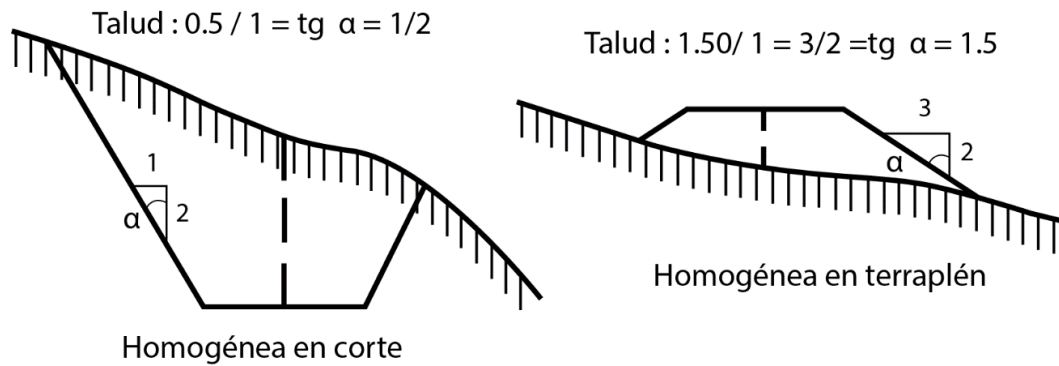
- Características de la tubería
- Características de la sección de construcción
- Ángulo de esviaje de la tubería
- Ancho de subcorona
- Pendiente longitudinal y transversal

2.8.2. Áreas de secciones transversales

El diseño de la sección transversal permite ubicar los diferentes elementos que la componen y así determinar sus dimensiones. Existen dos tipos de áreas de secciones transversales, homogénea (si se trata de corte o terraplén) y mixta (corte y el resto en terraplén).

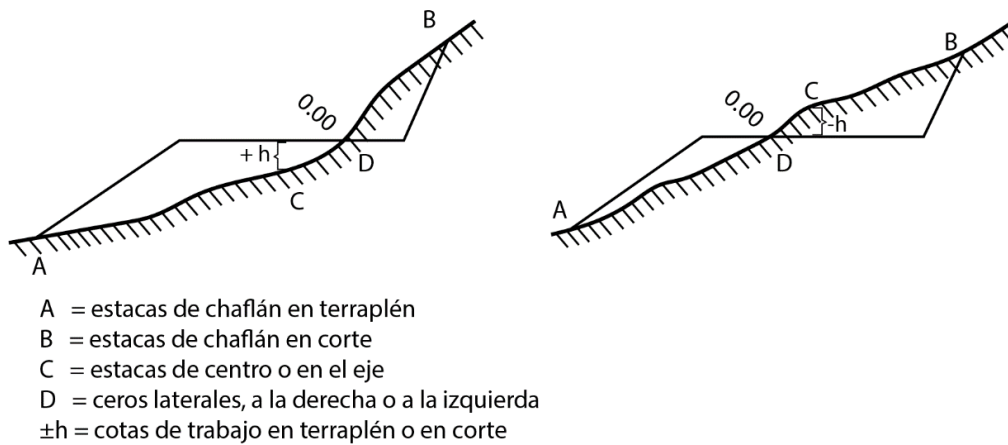
En la figura 11 se representa los tipos de secciones homogéneas en corte y en terraplén, en su forma más simple. Y en la imagen 12 muestra dos tipos de secciones mixtas.

Figura 11. **Secciones homogéneas**



Fuente: Bravo. 1976. p. 308.

Figura 12. **Tipos de secciones transversales mixtas**



Fuente: Bravo. 1976. p. 309.

Los chaflanes o estacas extremas de talud, son los puntos donde los taludes de corte o terraplén, encuentran el terreno natural. Los ceros son aquellos puntos de paso de corte a terraplén o viceversa.

- Cálculo de áreas de las secciones transversales

Existen tres métodos para la determinación de áreas de las secciones transversales, los cuáles son: método analítico, gráfico y software BIM. El primero consiste en calcular las coordenadas para los puntos que determinan el área, mediante la línea central de la carretera. El segundo es completar el dibujo de las secciones típicas, mediante las zonas de corte y relleno que existen haciendo uso de un planímetro polar, graduado a escala. El tercer procedimiento es suponer las superficies del movimiento de tierras a través de un programa con funciones integradas que simula el modelado del plano, obra lineal y emplazamiento.

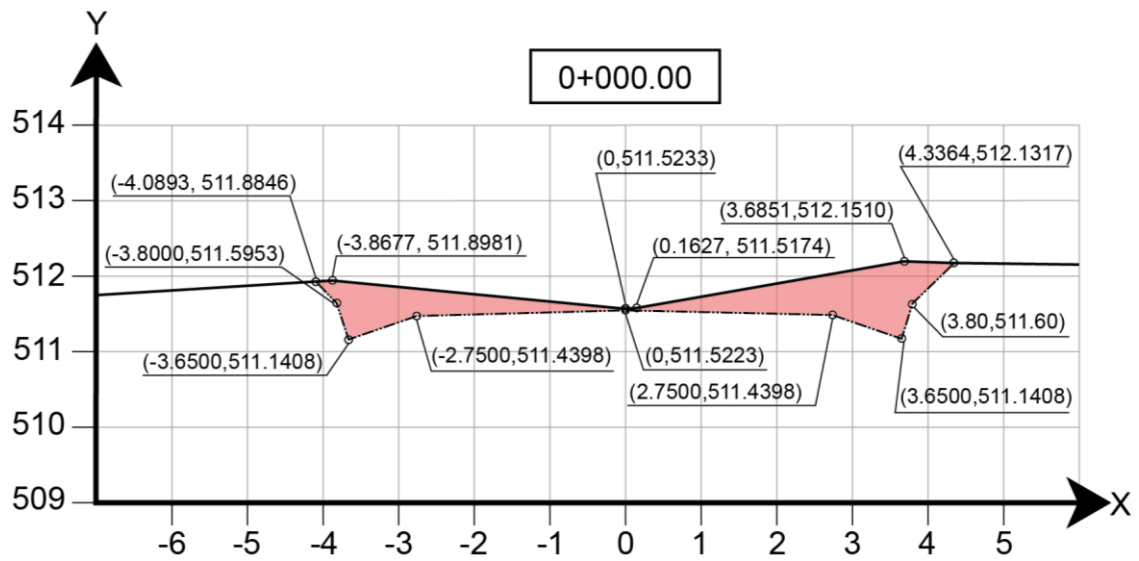
Para este caso se calculará a través del método gráfico, se deja constancia con el siguiente ejemplo del procedimiento a realizar en cada progresiva.

- Ejemplo área de sección transversal 0+220.00 km y 0+240.00 km

Se realiza el cálculo de la sección transversal 0+000.00 km, mediante la fórmula del área de Gauss, ya que permite calcular la superficie de

un polígono simple a través de sus vértices, como se muestra en la figura 13 y se procede de la siguiente manera.

Figura 13. Sección transversal 0+000.00 km



Fuente: elaboración propia.

$$A = \frac{1}{2} \times \left| \sum [Y \times X] - \sum [X \times Y] \right|$$

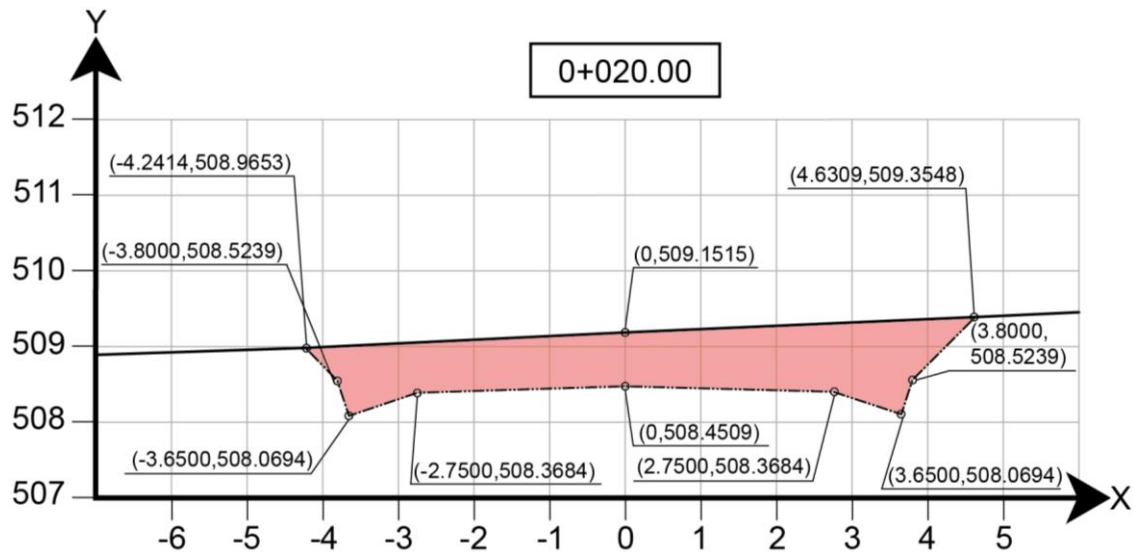
Y	X
511.1408	3.6500
511.4398	2.7500
511.5223	0.0000
511.4398	-2.7500
511.1408	-3.6500
511.5953	-3.8000
511.8846	-4.0893
511.8981	-3.8677
511.5233	0.0000
511.5174	0.2000
512.1510	3.6851
512.1317	4.3364
511.5953	3.8000
511.1408	3.6500

Y * X =	(m²)	X* Y =	(m²)
511.1408 X 2.75 =	1405.64	3.65 X 511.4398=	1866.76
511.4398 X 0.00=	0.00	2.75 X 511.5223=	1406.69
511.5223 X -2.75	-1406.69	0.00 X 511.4398 =	0
511.4398 X -3.65=	-1866.76	-2.75 X 511.1408 =	-1405.64
511.1408 X -3.80=	-1942.34	-3.65 X 511.5953 =	-1867.33
511.5953 X -4.0893=	-2092.07	-3.80 X 511.8846 =	-1945.17
511.8846 X -3.8677=	-1979.82	-4.0893 X 511.8981 =	-2093.31
511.8981 X 0.00=	0.00	-3.8677 X 511.5233 =	-1978.42
511.5233 X 0.20=	102.31	0.00 X 511.5174 =	0
511.5174 X 3.6851=	1885.00	0.20 X 512.1510 =	102.44
512.1510 X 4.3364=	2220.90	3.6851 X 512.1317 =	1887.26
512.1317 X 3.80=	1946.11	4.3364 X 511.5953 =	2218.49
511.5953 X 3.65=	1867.33	3.80 X 511.1408 =	1942.34
$\sum [Y \times X] =$	139.61	$\sum [X \times Y] =$	134.11

$$A_{0+000.00 \text{ km}} = \frac{1}{2} \times |139.61 - 134.11| = 2.75 \text{ m}^2$$

En la figura 14 se visualiza los valores de los vértices del polígono de la sección transversal 0+020.00 km y se calcula el área de la misma forma que el anterior.

Figura 14. **Sección transversal 0+020.00 km**

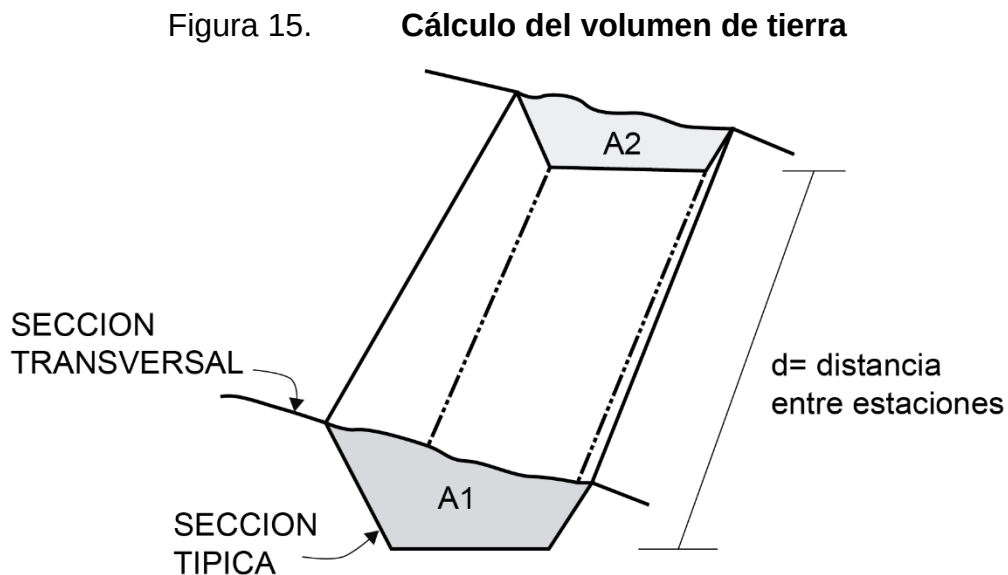


Fuente: elaboración propia.

$$A_{0+020.00 \text{ km}} = \frac{1}{2} \times |205.38 - 192.48| = 6.45 \text{ m}^2$$

2.8.3. Cálculo de volúmenes

Después de calcular las áreas transversales se procede con los volúmenes. El cálculo de volumen entre dos secciones transversales es la semisuma de sus áreas por la distancia comprendida entre las mismas. Como se aprecia en la figura 15.



$$V = \frac{A1 + A2}{2} \times d$$

V = Volumen

A1 = Área 1

A2 = Área 2

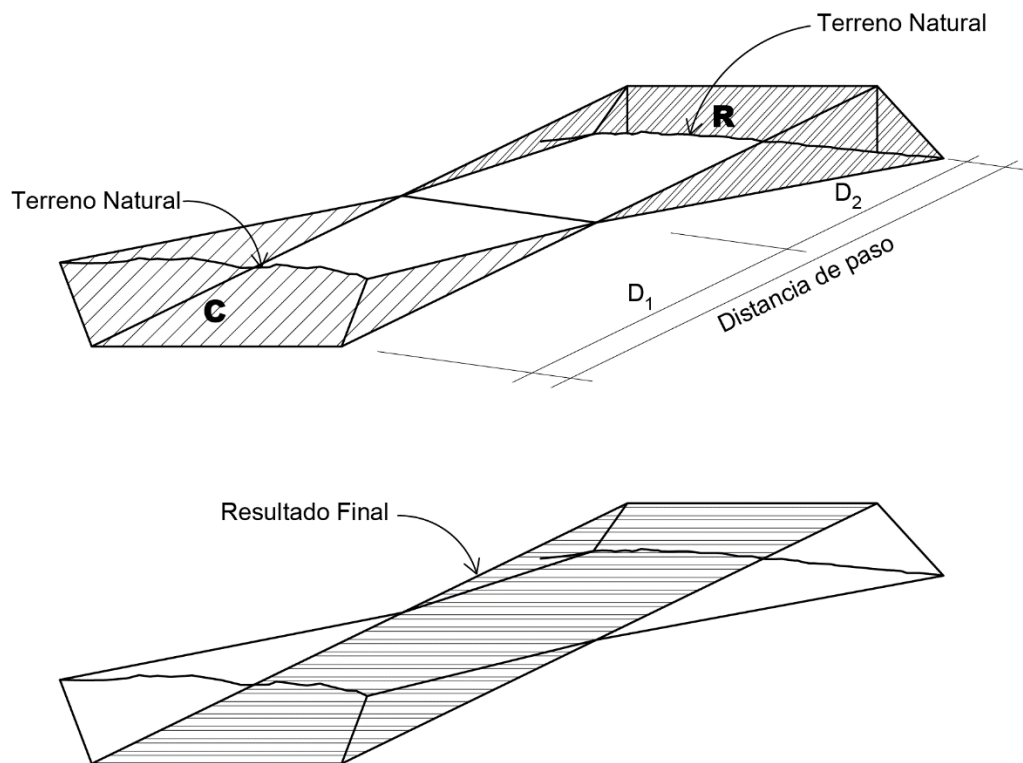
Fuente: Pérez Méndez. 1989. p. 65.

En la figura anterior, muestra el cálculo de volumen de una sección transversal donde existe área de corte en ambas estaciones, pues la relación de la operación es muy simple. Sin embargo, cuando en una sección transversal

existe área de corte y en el siguiente relleno, es preciso antes de calcular los volúmenes y determinar una distancia de paso.

La distancia de paso, es un trayecto en donde se encuentra el cambio de área de corte a relleno o viceversa, tal como se muestra en la figura 16.

Figura 16. **Volumen de corte y relleno**



Fuente: elaboración propia.

A través del software Civil 3D, se realiza la relación antes mencionada, para brindar un dato específico del cálculo de volumen de corte y relleno, entre cada una de sus secciones asignadas (apéndice "E"). Se recomienda realizar secciones de cada 20.00 m.

- Cálculo de volumen de corte entre la sección transversal 0+000.00 km - 0+020.00 km

Se deja constancia del cálculo del volumen de corte entre las secciones transversales.

$$V = \frac{A_{0+000.00 \text{ km}} + A_{0+020.00 \text{ km}}}{2} \times d$$

$$V = \frac{2.75 \text{ m}^2 + 6.45 \text{ m}^2}{2} \times 20.00 \text{ m} = 92.00 \text{ m}^3$$

2.8.4. Balance de masas

Es un criterio que permite balancear los volúmenes de corte con los rellenos, con el propósito de no realizar préstamo de material y de visualizar que no sobrepase la longitud máxima de acarreo libre, de esta manera, se disminuye con el costo del transporte del material.

a. Diagrama de masas

Es la gráfica que representa el volumen acumulado neto de material desde la estación inicial dada, tomando los volúmenes de corte como positivos (+) y volúmenes de relleno como negativos (-) (Chocontá Rojas, 2004, p. 215). En la sección de planos se adjunta dicho diagrama.

b. Diseño de la línea de balance

A través de la línea de balance se logra establecer la cantidad de tierra a mover, para luego determinar el costo del movimiento de tierras; de esta manera, se diseña una carretera óptima, por medio de un buen criterio.

- Cálculo de la línea de balance

Para plotear la línea de balance, se realiza una diferencia entre el volumen acumulado de corte y relleno de las estaciones del diseño de carretera, a manera de ejemplo se muestra el siguiente cálculo.

Primero se realiza una sumatoria parcial de los volúmenes de corte y relleno por cada estación, como se visualiza en los siguientes cálculos, con el propósito de determinar los resultados acumulados por progresiva. Dichos valores se obtienen de la tabla 3.

Tabla 3. **Volumen de corte y relleno - 0+000.00 km - 0+100.00 km**

Estación (km)	Volumen de corte (m³)	Volumen de relleno (m³)
0+000.00	0.00	0.00
0+020.00	92.00	0.00
0+040.00	123.41	0.00
0+060.00	157.11	0.05
0+080.00	217.60	0.18
0+100.00	260.85	0.72

Fuente: elaboración propia.

Volumen
acumulado de corte = 0.00 m^3
 0 + 000.00 km

Volumen
acumulado de relleno = 0.00 m^3
 0 + 000.00 km

Volumen *Volumen*
acumulado de corte = *acumulado de corte* + 92 = 0 + 92 = 92.00 m^3
 0 + 020.00 km 0 + 000.00 km

Volumen
acumulado de relleno = $0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ m}^3$
 0 + 020.00 km

Volumen *Volumen*
acumulado de corte = *acumulado de corte* + 123.41 = 92 + 123.41
 0 + 040.00 km 0 + 020.00 km

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = 215.41 \text{ m}^3 \\ 0 + 040.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de relleno} = 0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ m}^3 \\ 0 + 040.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acum. de corte} + 157.11 = 215.41 + 157.11 = \\ 0 + 060.00 \text{ km} \quad 0 + 040.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = 372.52 \text{ m}^3 \\ 0 + 060.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de relleno} = \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acum. de relleno} + 0.05 = 0.05 \text{ m}^3 \\ 0 + 060.00 \text{ km} \quad 0 + 040.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acum. de corte} + 217.60 = 372.52 + 217.60 = \\ 0 + 080.00 \text{ km} \quad 0 + 060.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = 590.12 \\ 0 + 080.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de relleno} = \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acum. de relleno} + 0.18 = 0.05 + 0.18 = \\ 0 + 080.00 \text{ km} \quad 0 + 060.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de relleno} = 0.23 \text{ m}^3 \\ 0 + 080.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Volumen} \\ \text{acum. de corte} + 260.85 = 590.12 + 260.85 \\ 0 + 100.00 \text{ km} \quad 0 + 080.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de corte} = 850.97 \text{ m}^3 \\ 0 + 100.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de relleno} = \text{acum. de relleno} + 0.72 = 0.23 + 0.72 = \\ 0 + 100.00 \text{ km} \end{array} \quad \begin{array}{c} \text{Volumen} \\ 0 + 080.00 \text{ km} \end{array}$$

$$\begin{array}{c} \text{Volumen} \\ \text{acumulado de relleno} = 0.95 \text{ m}^3 \\ 0 + 100.00 \text{ km} \end{array}$$

Para determinar el valor del eje “Y” del diagrama de balance de masas, se plotea a través del resultado del volumen final, el cual es la diferencia entre el acumulado de corte y relleno.

$$\begin{array}{c} \text{Volumen} \\ \text{final} \end{array} = \begin{array}{c} \text{Volumen} \\ \text{acumulado} \\ \text{de corte} \end{array} - \begin{array}{c} \text{Volumen} \\ \text{acumulado} \\ \text{de relleno} \end{array}$$

$$Vol_{0+000.00 \text{ km}} = 0.00 - 0.00 = 0.00 \text{ m}^3$$

$$Vol_{0+020.00 \text{ km}} = 92.00 - 0.00 = 92.00 \text{ m}^3$$

$$Vol_{0+040.00 \text{ km}} = 215.41 - 0.00 = 215.41 \text{ m}^3$$

$$Vol_{0+060.00 \text{ km}} = 372.52 - 0.05 = 372.47 \text{ m}^3$$

$$Vol_{0+080.00 \text{ km}} = 590.12 - 0.23 = 589.89 \text{ m}^3$$

$$Vol_{0+100.00 \text{ km}} = 850.97 - 0.95 = 850.02 \text{ m}^3$$

En la tabla 4, aparecen los resultados finales de las estaciones 0+000.00 km a 0+100.00 km, los demás datos faltantes de las estaciones están tabulados en el apéndice “E”.

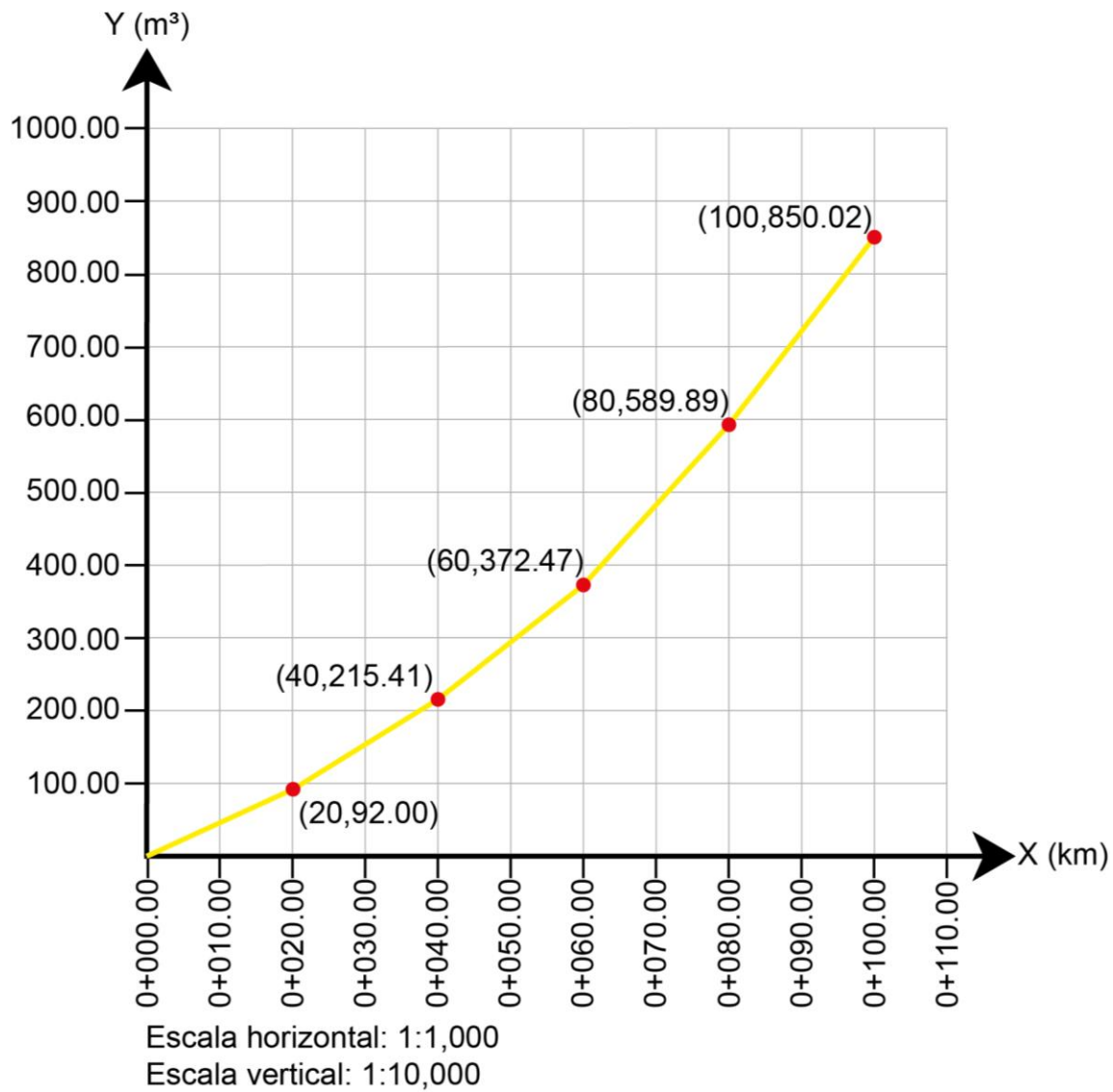
Tabla 4. **Resumen final de volúmenes acumulados en estación 0+000.00 km – 0+100.00 km**

Estación (km)	Vol. Corte (m ³)	Vol. Corte acumulado (m ³)	Vol. Relleno (m ³)	Vol. Relleno acumulado (m ³)	Volumen final (m ³)
0+000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	92.00	92.00	0.00	0.00	92.00
0+040.00	123.41	215.41	0.00	0.00	215.41
0+060.00	157.11	372.52	0.05	0.05	372.47
0+080.00	217.60	590.12	0.18	0.23	589.89
0+100.00	260.85	850.97	0.72	0.95	850.02

Fuente: elaboración propia.

Para obtener las coordenadas de los ejes “Y” y “X” que constituyen la línea del diagrama de masas, se obtienen de las columnas de volumen acumulado final y estación, respectivamente. En la figura 17, muestra el inicio de dicha gráfica, solo a manera de ejemplo se utiliza una relación de escala 1:10,000 en vertical y 1:1,000 en horizontal, con el propósito de visualizar los valores calculados anteriormente.

Figura 17. Diagrama masa - 0+000.00 km - 0+100.00 km



Fuente: elaboración propia.

2.8.5. Maquinaria a utilizar

Son herramientas vitales en la ejecución de obras viales, con el objetivo de preparar el terreno, en las siguientes actividades: limpieza, corte y relleno de taludes, traslado de material, compactación, entre las más sobresalientes.

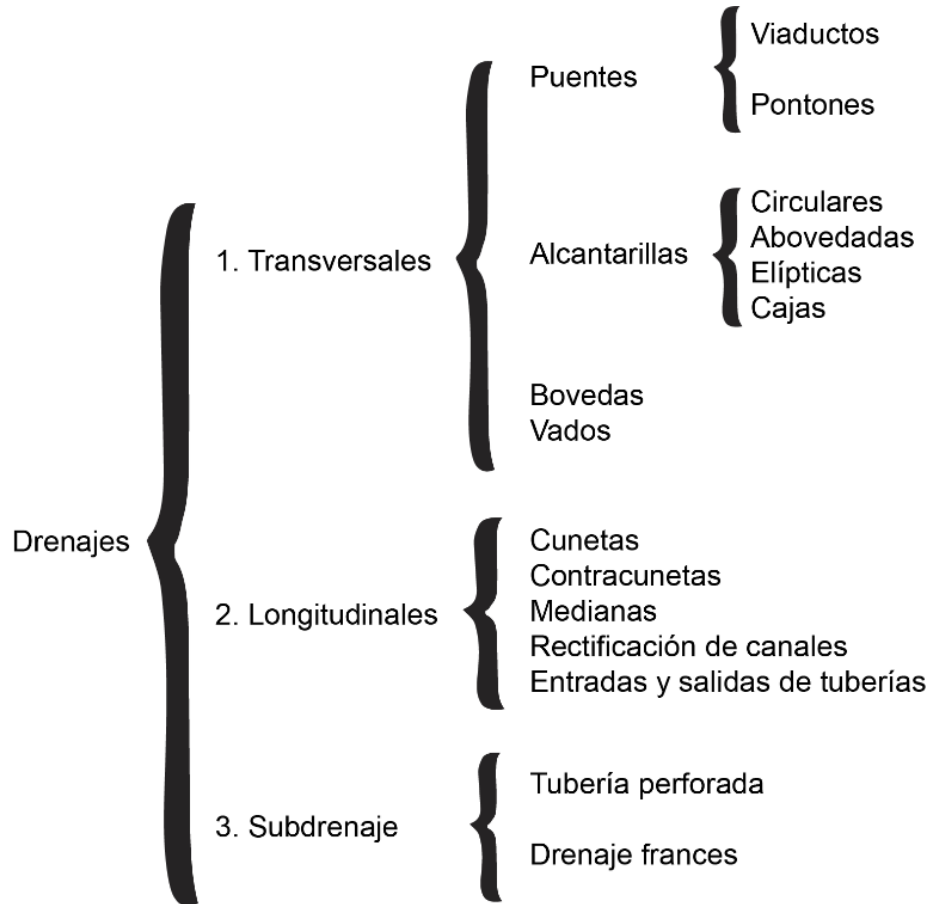
Para el movimiento de tierras se utilizará la siguiente maquinaria: tractor bulldozer, cargador frontal, retroexcavadora y camión de volteo. Y en la fase del reacondicionamiento de la subrasante y la capa de balasto, se utilizará: motoniveladora, rodillo vibrocompactador, camión cisterna y camión de volteo.

2.9. Drenajes

Pérez Méndez (1989) lo describe “como un sistema que evacua el agua o humedad, que evita que las agua provoquen daños a la carretera” (p. 96).

Pérez Méndez (1989) “clasifica el drenaje en el diseño de carretera como se ilustra en la siguiente figura” (p. 96).

Figura 18. **Clasificación de drenaje aplicado a diseño de carretera**

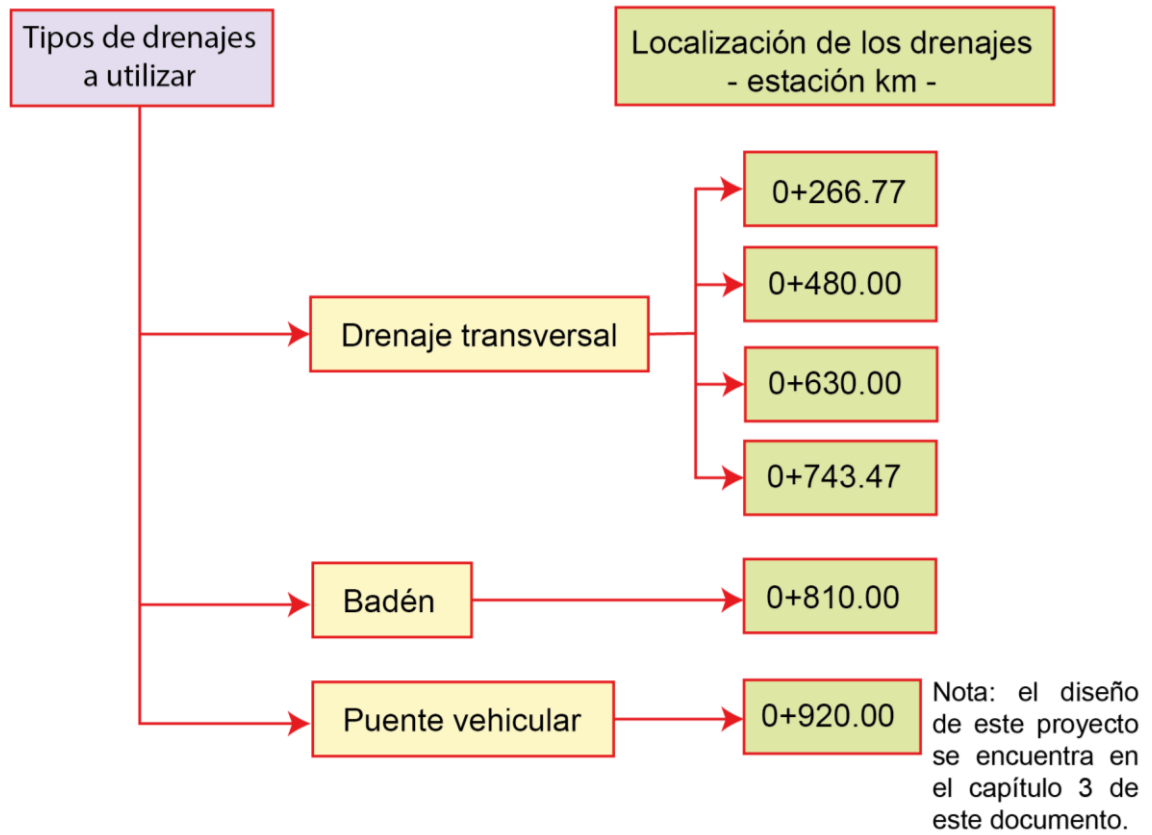


Fuente: Pérez Méndez. 1989. p. 96.

2.9.1. Localización de drenajes

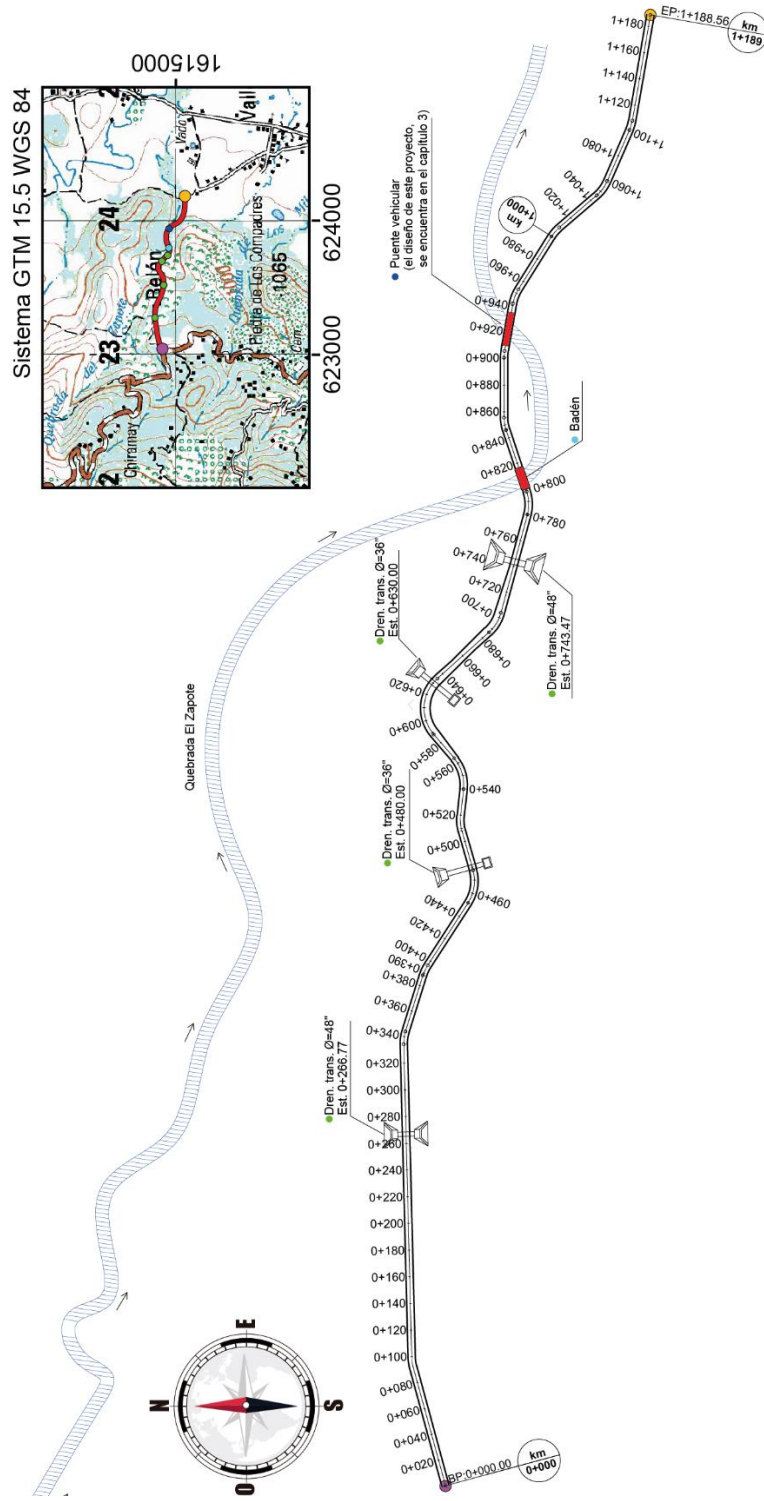
El levantamiento topográfico, permite localizar quebradas, riachuelos o ríos, de esta manera se ubican los drenajes ya mencionados en la figura 19 y 20.

Figura 19. **Esquema de localización de drenajes**



Fuente: elaboración propia.

Figura 20. Ubicación de drenajes en el diseño de tramo carretero



Fuente: elaboración propia.

2.9.2. Drenaje longitudinal

El drenaje longitudinal se proyecta superficialmente, es muy efectivo para evacuar y evitar que aguas se infiltren y deterioren la infraestructura vial, produciendo daños y efectos a corto plazo. El SIECA (2011), lo clasifica de la siguiente manera: “cunetas, contracunetas, bordillos, canales de encauzamiento y subdrenajes” (p. 306).

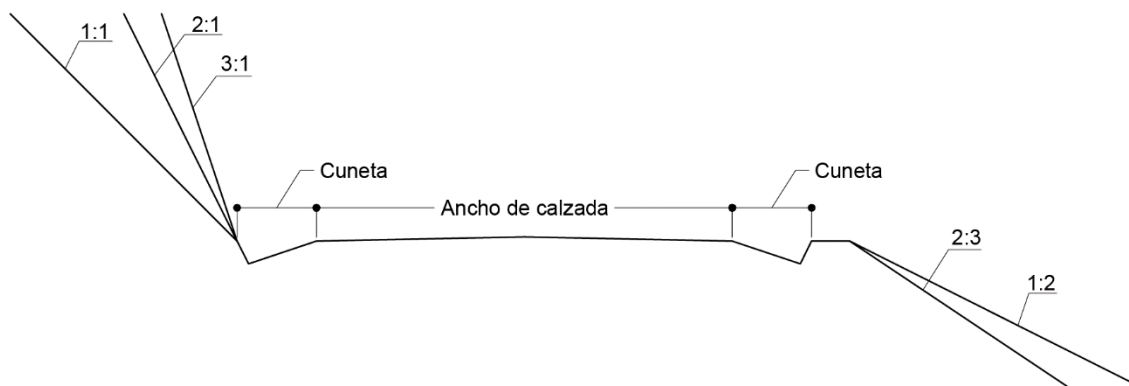
a. Cunetas

Las cunetas son estructuras de drenaje que se implementan a ambos lados y paralelamente a la carretera, con el fin de drenar el agua de escorrentía superficial, proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolos longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición.

La Dirección General de Caminos (2002) en el libro de las Especificaciones Técnicas para la Construcción de Caminos Rurales en Guatemala Caminos Ambientalmente Compatibles, dictamina que la cuneta debe ser revestida cuando la pendiente sea mayor del 12.00%. Por lo general la mayoría de cunetas en caminos rurales y vecinales poseen una superficie natural y se sugiere no eliminar la vegetación de menor magnitud, ya que protege a la sección del drenaje superficial de la erosión del agua, a excepción de arbustos que impidan el flujo.

Dependiendo las condiciones del terreno, puede que sean revestidas con mortero o fundidas con concreto de 14 MPa. En la figura 21, muestra la sección típica del tramo carretera en una tangente, donde se aprecia la localización de ambas cunetas, ubicadas en los costados del tramo.

Figura 21. **Sección transversal - cuneta y ancho de calzada**



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de caudal

Se utiliza el método racional para medir la cantidad de descarga.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q	= caudal	(m^3/s)
C	= coeficiente de escorrentía	$(adimensional)$
I	= intensidad de lluvia	(mm/h)

$A =$ área que cubrirá la descarga (*ha*)

- Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia se calcula con los siguientes datos tabulados dados por el INSIVUMEH, en este caso se utilizó los parámetros de la estación de Esquipulas, Chiquimula y La Fragua, Zacapa, con el propósito de realizar una interpolación y determinar un resultado acorde al punto de estudio.

Tabla 5. **Parámetros generados por INSIVUMEH, Esquipulas, Chiquimula**

ESQUIPULAS								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
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	0.700	0.696	0.694	0.690	0.686
R2	0.999	0.998	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996

Fuente: INSIVUMEH. 2002. p. 5.

Tabla 6. **Parámetros generados por INSIVUMEH, La Fragua, Zacapa**

L A F R A G U A								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	2360	3980	3480	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: INSIVUMEH. 2002. p. 7.

El Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamerica del SIECA, indica que las cunetas se diseñan en un período de retorno de 25 años, debido a que son catalogados como drenajes menores. Luego se calcula las intensidades de lluvia de las estaciones meteorológicas de Esquipulas y La Fragua, con el tiempo ya expuesto.

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

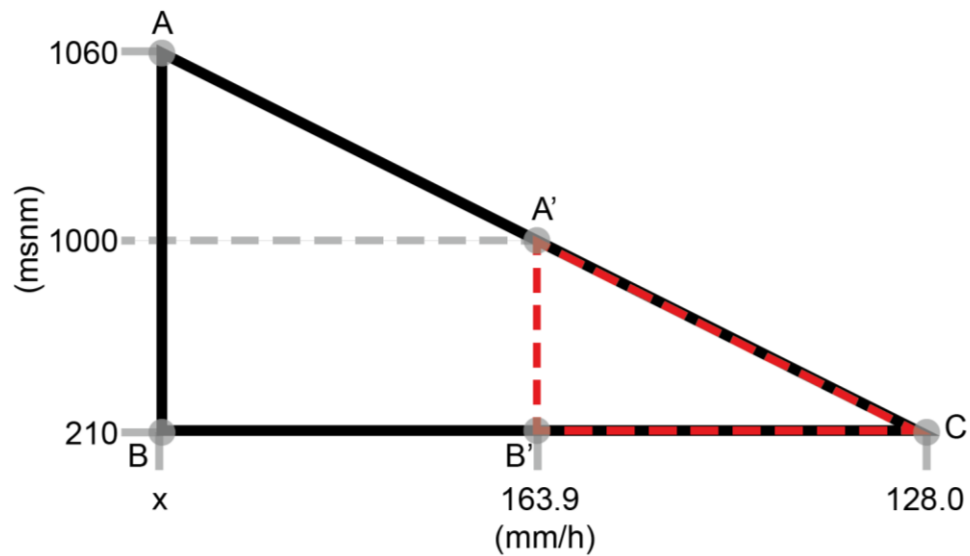
$$I_{Esquipulas} = \frac{1225}{(6 + 12)^{0.696}} = 163.9 \text{ mm/h}$$

$$I_{La\ Fragua} = \frac{840}{(7 + 12)^{0.639}} = 128.0 \text{ mm/h}$$

Para determinar la intensidad de la ubicación del punto de estudio con una altura de 1060 msnm, extraída de la hoja

cartográfica, se realiza una relación de triángulo semejantes con las elevaciones de 1000 y 210 msnm de las estaciones meteorológicas de Esquipulas y La Fragua, respectivamente. En la figura 22, se visualiza de una mejor forma.

Figura 22. **Relación triángulos semejantes - cunetas**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{AB}{BC} = \frac{A'B'}{B'C'}$$

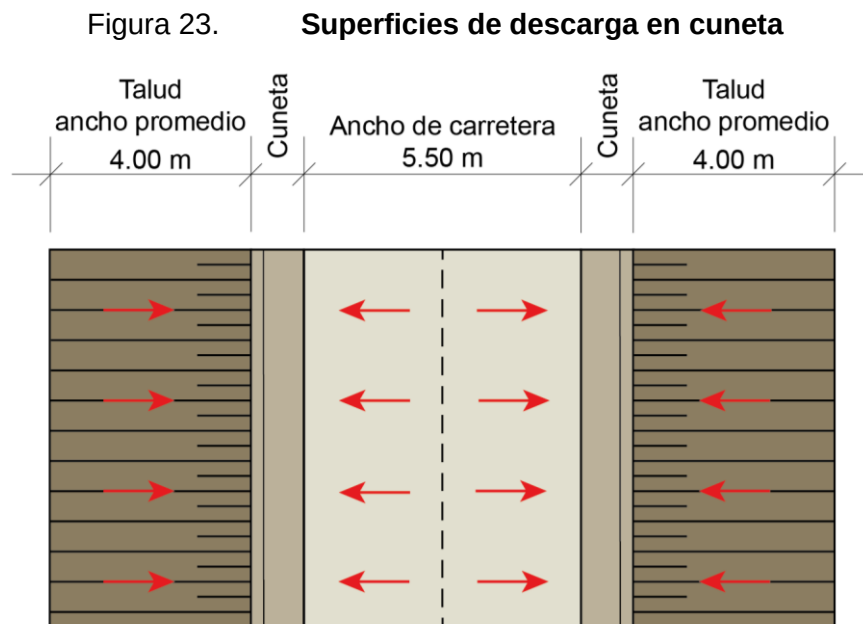
$$\frac{1060 - 210}{x - 128.0} = \frac{1000 - 210}{163.9 - 128.0}$$

$$x = \left[(1060 - 210) \times \frac{(163.9 - 128.0)}{(1000 - 210)} \right] + 128.0$$

$$x = 166.6 \text{ mm/h}$$

- Área tributaria

La figura 23, muestra cómo se distribuye los tipos de superficie, y el área se calcula con la mitad del ancho de la carretera más el ancho promedio del talud por la longitud mayor hasta el punto de descarga.



Fuente: elaboración propia.

Con lo expuesto en la figura 23, el área de descarga se determina a través de la siguiente relación:

$$\text{Área} = \left(\text{ancho promedio del talud} + \frac{\text{ancho de la carretera}}{2} \right) \times \text{longitud mayor a punto de descarga}$$

$$\text{Área} = \left(4.00 + \frac{5.50}{2}\right) \times 800.00 = 5400.00 \text{ m}^2 = 0.54 \text{ ha}$$

- Coeficiente de escorrentía

Es un valor adimensional que depende del tipo de suelo, para el tipo de superficie de la cuneta es una zona verde con condición pobre con una pendiente superior a 7.00% y el período de retorno de 25 años, de acuerdo al Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica del SIECA, extraído del anexo “L” el dato es de C=0.49.

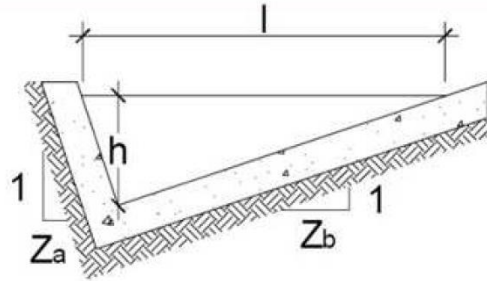
Por lo tanto:

$$Q = \frac{0.49 \times 166.6 \text{ mm/h} \times 0.54 \text{ ha}}{360} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Diseño

Se utiliza la sección transversal de triangular simple, propuesta por el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, como se visualiza en la figura 24.

Figura 24. **Cuneta - triangular simple**



Fuente: SIECA. 2016. p. 110.

Donde:

I_C = ancho superficial

Z_a = relación de la base del triángulo rectángulo "a"

Z_b = relación de la altura del triángulo rectángulo "b"

h_C = tirante de agua de la cuneta

Se utiliza la fórmula de Manning, para determinar el área de diseño.

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

Donde:

Q = caudal de crecida (m^3/s)

n = coeficiente de rugosidad de Manning $(adimensional)$

R_H = radio hidráulico (m)

$S =$ pendiente de la sección (3.00%)

$A =$ área de la sección transversal (m^2)

En el anexo “M”, se encuentra los valores de coeficiente de rugosidad “n” de superficies naturales, se escoge el dato acorde a las condiciones que presenta el terreno natural.

- Área de cuneta

Se ingresan los valores de $Z_a = 0.50$ y $Z_b = 3.0$, como referencia para determinar el área de diseño.

$$A = \frac{(Z_a + Z_b)h_c^2}{2}$$

$$A_1 = \frac{(0.50 + 3.00)h_c^2}{2}$$

$$A_1 = \frac{(3.50)h_c^2}{2}$$

$$A_1 = 1.75 h_c^2$$

- Cálculo de perímetro mojado

$$P_m = \left(\sqrt{1 + Z_a^2} + \sqrt{1 + Z_b^2} \right) h_c$$

$$P_m = \left(\sqrt{1 + (0.5)^2} + \sqrt{1 + (3)^2} \right) h_c$$

$$P_m = (4.28) h_c$$

- Cálculo de radio hidráulico

$$R_H = \frac{A}{P_m}$$

$$R_H = \frac{1.75 h_c^2}{4.28 h_c}$$

$$R_H = \frac{1.75 h_c}{4.28}$$

Por lo tanto:

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

$$0.12 = \frac{1}{0.03} \times \left(\frac{1.75 h_c}{4.28} \right)^{2/3} \times (0.03)^{1/2} \times (1.75 h_c^2)$$

$$h_c = \left[\frac{0.12 \times 0.03 \times 4.28^{2/3}}{1.75^{2/3} \times 0.03^{1/2} \times 1.75} \right]^{3/8} = 0.24 \text{ m}$$

- Área de diseño

$$A_1 = \frac{(Z_a + Z_b) h_c^2}{2}$$

$$A_1 = \frac{(0.50 + 3.00)(0.24 \text{ m})^2}{2} = 0.1008 \text{ m}^2$$

- Área propuesta

$$A_2 = \frac{(0.50 + 3.00)(0.30 \text{ m})^2}{2} = 0.1575 \text{ m}^2$$

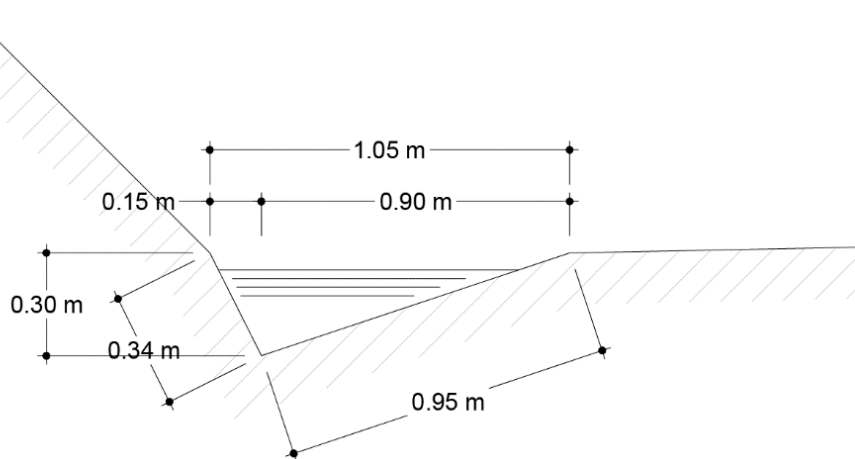
- Revisión de área

$$A_2 > A_1$$

$$0.1575 \text{ m}^2 > 0.1008 \text{ m}^2 \boxed{\text{Si cumple}}$$

El área propuesta de la cuneta es mayor que la de diseño, por lo cual, tiene la capacidad de conducir y evacuar el agua pluvial. En la figura 25, se visualiza las dimensiones de la sección transversal del drenaje longitudinal propuesto.

Figura 25. **Sección de cuneta**



Fuente: elaboración propia.

2.9.3. **Diseño de drenajes transversales**

El drenaje transversal se entiende como una estructura que evacue, desaloje o traslade el flujo superficial proveniente de cualquier curso natural o artificial, que afecte el alineamiento de un proyecto vial (SIECA, 2016).

Como ya se definió anteriormente, existen varios tipos de drenajes transversales, los más comunes son: badenes, alcantarilladas, bóvedas y puentes.

En el alineamiento horizontal del proyecto interrumpe la continuidad de riachuelos, por esta razón, se diseñan alcantarillados que permitan el paso del agua a través de los cauces bloqueados por la infraestructura vial. También se consideran el estudio de drenajes transversales que desvíen el agua de escorrentía y esta es captada por cunetas.

- Ejemplo del cálculo del drenaje transversal 0+266.77 km

Para calcular el caudal se utiliza el método racional para determinar la cantidad de descarga. Primero se calcula la intensidad del punto de estudio, este se ubica a una distancia de 266.77 m del punto de inicio del proyecto, con el apoyo del levantamiento topográfico se tiene las coordenadas geográficas de donde se situará la obra, latitud: 14°36'12.65"N y longitud: 89°21'28.11"O, altitud: 1032 msnm, estos datos fueron medidos directamente en campo, con el apoyo de un dispositivo de navegación.

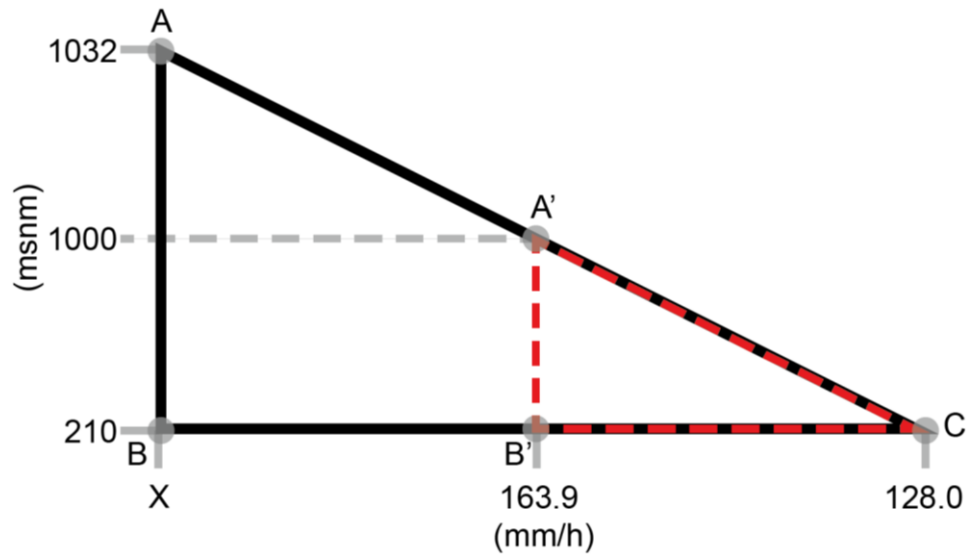
- Intensidad de lluvia

Para calcular la intensidad de lluvia se lleva a cabo una relación de triángulos semejantes, con las estaciones meteorológicas de Esquipulas y La Fragua, con un tiempo de retorno de 25 años. La altura del punto de estudio del drenaje transversal es de 1032 msnm. En la figura 26 se visualiza de una mejor forma.

$$I_{Esquipulas} = \frac{1225}{(6 + 12)^{0.696}} = 163.9 \text{ mm/h}$$

$$I_{La\ Fragua} = \frac{840}{(7 + 12)^{0.639}} = 128.0 \text{ mm/h}$$

Figura 26. Relación triángulo semejantes - drenaje transversal



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{AB}{BC} = \frac{A'B'}{B'C}$$

$$\frac{1032 - 210}{x - 128} = \frac{1000 - 210}{163.9 - 128.0}$$

$$x = \left[(1032 - 210) \times \frac{(163.9 - 128.0)}{(1000 - 210)} \right] + 128.0$$

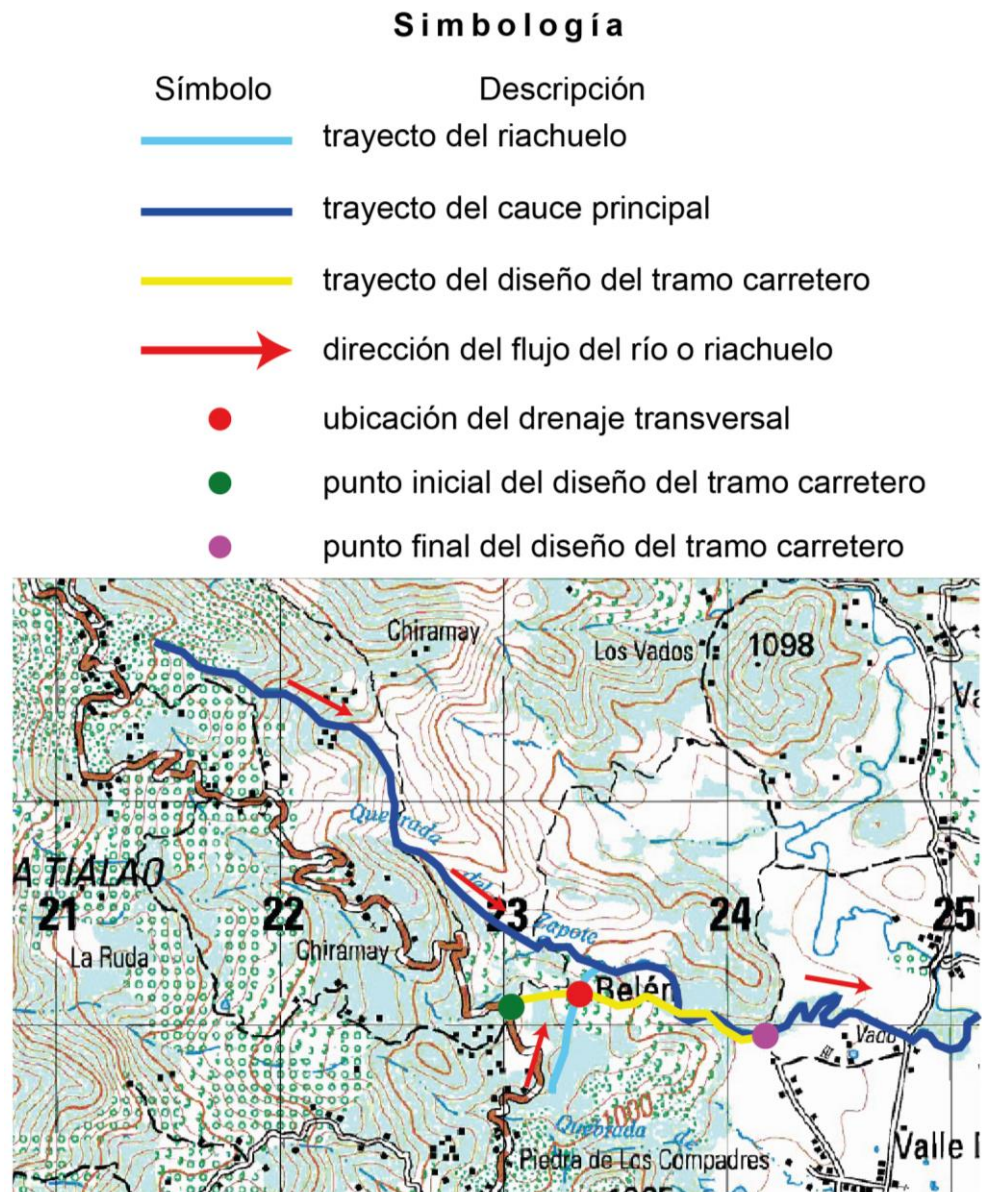
$$x = 165.4 \text{ mm/h}$$

- Área tributaria

El drenaje transversal se ubica en el punto de estudio de la estación 0+266.77 km dentro del diseño tramo carretero, en la figura 27, se visualiza la obra mencionada más la dirección del

riachuelo al cauce principal, en este caso es la quebrada El Zapote, dicha acción se realiza en una hoja cartográfica.

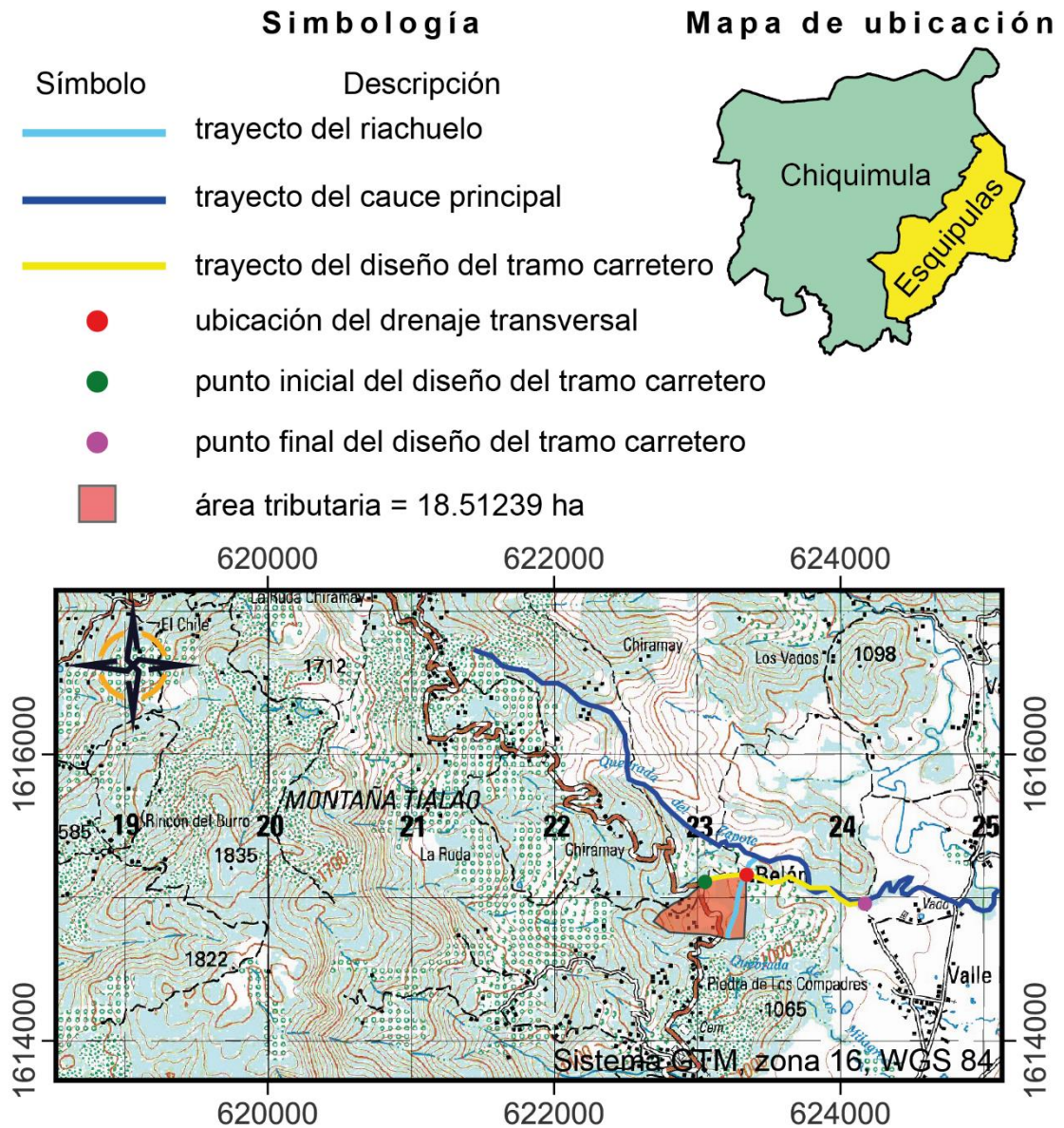
Figura 27. **Ubicación del drenaje transversal 0+266.77 km**



Fuente: elaboración propia.

La figura 28, muestra la extensión del área tributaria, esta se obtiene mediante una hoja cartográfica, escala 1:50,000. El punto de partida de la superficie es la ubicación del drenaje transversal del diseño de apertura de carretera, considerando el agua pluvial de las cunetas y cercanías del lugar.

Figura 28. Área tributaria del drenaje transversal



Fuente: elaboración propia.

- Coeficiente de escorrentía

El área tributaria se distribuye como se muestra en la tabla 7, dichos valores representan los tipos de superficie en el polígono trazado. Los coeficientes de escorrentía asignados son correspondientes a los valores recomendados por SIECA.

Tabla 7. **Tipo de superficie en área tributaria**

No.	Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía (C)	Área (ha)
1	Bosque, 50% o más de cubrimiento de 3 m o más de altura	0.48	12.30407
2	Matorrales y pastizales	0.49	1.01833
3	Zonas verdes, condición pobre	0.52	5.18999
Total $\Sigma =$			18.51239

Fuente: elaboración propia.

$$\bar{C} = \frac{A_n C_n + \dots}{\Sigma A_n}$$

$$\bar{C} = \frac{(12.30407 \times 0.48) + (1.01833 \times 0.49) + (5.18999 \times 0.52)}{18.51239}$$

$$\bar{C} = 0.4918 \approx 0.49$$

Se utiliza el método racional para determinar el caudal máximo de descarga en el área tributaria.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q =	caudal de crecida máxima	(m ³ /s)
C =	coeficiente de escorrentía	(0.49)
I =	intensidad de lluvia	(165.4 mm/h)
A =	área tributaria	(18.51239 ha)

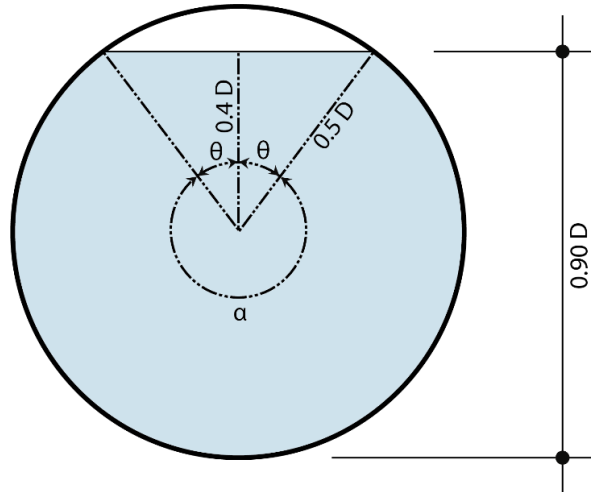
$$Q = \frac{0.49 \times 165.4 \text{ mm/h} \times 18.51239 \text{ ha}}{360}$$

$$Q = 4.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Dimensionamiento de la sección

El tipo de forma geométrica a utilizar es de un círculo, ya que es el tipo de sección correspondiente al de una tubería. Un criterio de diseño para calcular el diámetro es que se dimensiona el sector parcialmente llena, como se ilustra en la figura 29.

Figura 29. **Sección transversal del drenaje y sus variables**



Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo del ángulo theta " θ ", se utiliza la función coseno, tomando como referencia el triángulo rectángulo que se ilustra en la figura anterior.

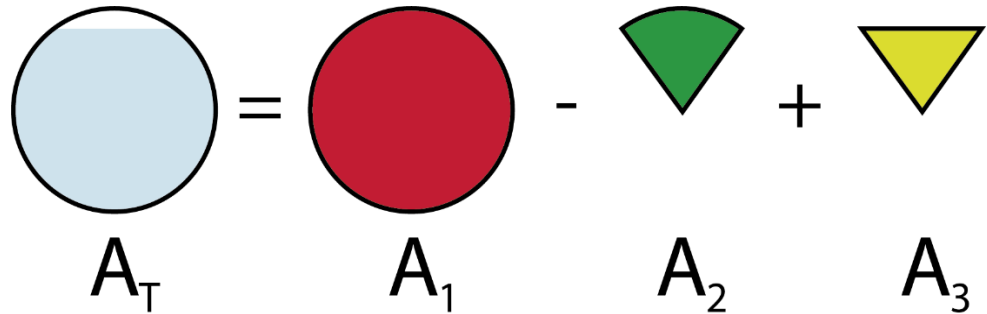
$$\cos \theta = \left(\frac{\text{cat. ady.}}{\text{hip.}} \right) = \left(\frac{0.40 D}{0.50 D} \right)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{0.40 D}{0.50 D} \right) = 36^{\circ} 52' 11.63'' = 0.64350 \text{ rad}$$

Para calcular el área sombreada de color celeste de la figura 29, se realiza la siguiente relación como se ilustra en la figura 30.

Figura 30.

Relación de cálculo de área del drenaje transversal



Fuente: elaboración propia.

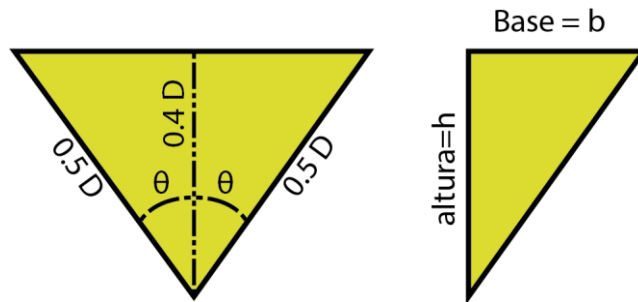
$$A_T = A_1 - A_2 + A_3$$

$$A_1 = \frac{\pi}{4} \times D^2 = 0.78540 D^2$$

$$A_2 = \left[\frac{\theta r^2}{2} \right] \times 2 = \theta \left(\frac{D}{2} \right)^2 = 0.64350 \times \left(\frac{D}{2} \right)^2 = 0.16088 D^2$$

Para calcular el área 3 y dejarlo en función de la variable del diámetro “D”, se realiza la siguiente relación como se ilustra en la figura 31.

Figura 31. **Relación del área A3**



Fuente: elaboración propia.

$$A_3 = \left(\frac{bh}{2} \right) \times 2$$

$$A_3 = bh$$

$$b = \sin \theta \times 0.50 D$$

$$b = \sin(36^\circ 52' 11.63'') \times 0.50 D$$

$$b = 0.30 D$$

$$A_3 = (0.30 D) \times (0.40 D)$$

$$A_3 = 0.12 D^2$$

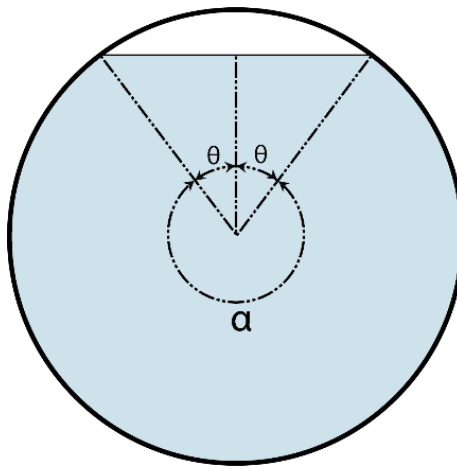
$$A_T = A_1 - A_2 + A_3$$

$$A_T = 0.78540 D^2 - 0.16088 D^2 + 0.12000 D^2$$

$$A_T = 0.74452 D^2 \approx 0.74 D^2$$

- Cálculo de perímetro mojado

Figura 32. **Ángulo alfa en la sección circular del drenaje**



Fuente: elaboración propia.

$$\alpha = 2\pi - 2\theta$$

$$\alpha = 2\pi - 2 \times (0.64350 \text{ rad})$$

$$\alpha = 4.99618$$

$$P_m = \frac{\alpha}{2} D$$

$$P_m = \frac{4.99618}{2} \times D$$

$$P_m = 2.49809 D \approx 2.50 D$$

- Cálculo del radio hidráulico

$$R_H = \frac{A}{P_m}$$

$$R_H = \frac{0.74 D^2}{2.50 D} = 0.30 D$$

Se utiliza la fórmula de Manning, para determinar el área de diseño.

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

Donde:

$Q =$ caudal de crecida (4.17 m³/s)

$n =$ coeficiente de rugosidad de Manning
(concreto, ver anexo “I”.) (0.013)

$R_H =$ radio hidráulico (0.30 D)

$S =$ pendiente de la sección (3.00%)

$A =$ área de la sección transversal (0.74 D^2)

Despejando la incógnita del diámetro de diseño “D”.

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

$$4.17 = \frac{1}{0.013} \times (0.30 D)^{2/3} \times (0.03)^{1/2} \times (0.74 D^2)$$

$$D = \left[\frac{4.17 \times 0.013}{0.30^{2/3} \times 0.03^{1/2} \times 0.74} \right]^{3/8} = 0.9785 \text{ m}$$

$$D = \frac{97.85 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} = 38.52''$$

- Área de diseño

$$A_1 = 0.74 D_1^2 = 0.74 \times \left(\frac{97.85 \text{ cm}}{100} \right)^2 = 0.71 \text{ m}^2$$

- Área propuesta

El área propuesta está calculada por el diámetro interno de un tubo de concreto de 48" = 121.92 cm.

$$A_2 = 0.74 \times (D_{\phi=48''})^2 = 0.74 \times \left(\frac{121.92 \text{ cm}}{100} \right)^2 = 1.10 \text{ m}^2$$

- Revisión de área

$$A_2 > A_1$$

$$1.10 \, m^2 > 0.71 \, m^2 \text{ Si cumple}$$

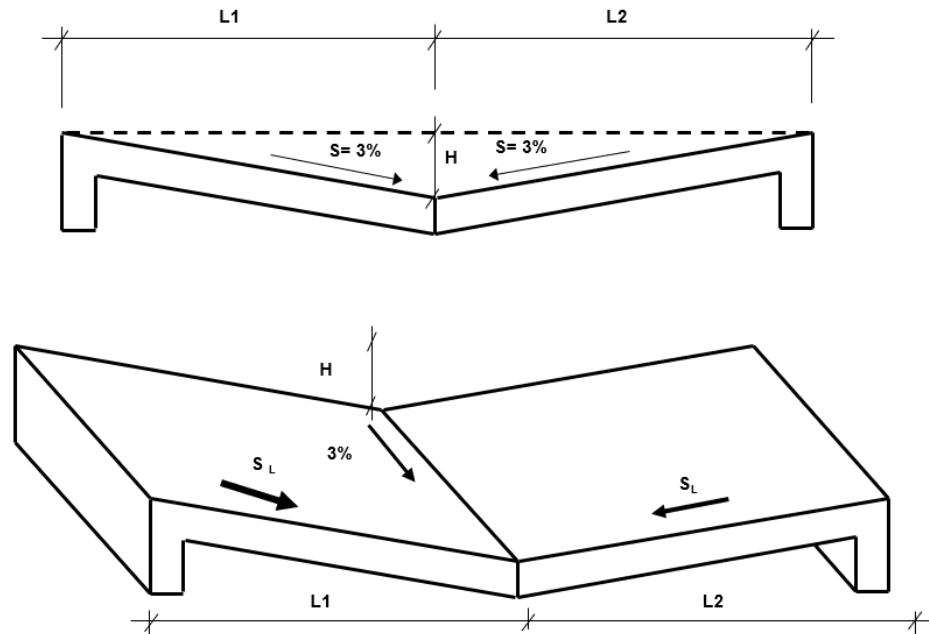
- Badén 0+808.00 km

El badén es un tipo de obra de drenaje que se adecua a las características del cauce, y facilita el tránsito de vehículos como de personas. Existen dos tipos de badenes: los badenes sumergibles y los que combinan tubería para dar paso del agua (SIECA, 2016, p. 112).

Existen dos tipos de badenes sumergibles, de tipo triangular y trapezoidal, estos varían en dimensiones y las circunstancias de altura de tirante de agua, por norma el tipo triangular utiliza un máximo de 0.30 m y el trapezoidal de 0.50 m.

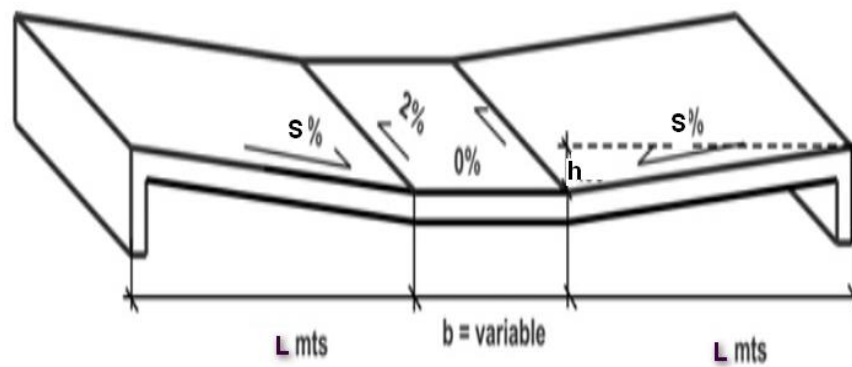
En las figuras 33 y 34 se muestra características de diseño del badén triangular y trapezoidal.

Figura 33. **Diseño de badén triangular**



Fuente: Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. 2018. p. 12.

Figura 34. **Diseño de badén trapezoidal**



Fuente: Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. 2018. p. 24.

Se optó por el diseño de badén combinado con tuberías de concreto, manteniendo los vehículos fuera del agua, cruzando por un tramo seco.

- Cálculo de diseño de badén

Se calcula el tipo de tubería a utilizar en este proyecto, mediante las siguientes premisas: características geomorfológicas de la cuenca, propiedades del suelo y cargas de diseño.

- Carga lineal de la presión del relleno

Donde:

$P_{relleno}$ = carga lineal de la presión del relleno (kg/m)

$h_{relleno}$ = altura del relleno ($1.00\ m$)

γ_{mp} = peso específico de mampostería
de piedra ($2200\ kg/m^3$)

$\emptyset_{60''}$ = diámetro de la tubería de 60" ($1.52\ m$)

$$P_{relleno} = h_{relleno} \times \gamma_{mp} \times \emptyset$$

$$P_{relleno} = 1.00\ m \times 2200\ \frac{kg}{m^3} \times 1.52\ m = 3344.00\ \frac{kg}{m}$$

- Carga lineal del recubrimiento de concreto

$$P_{rc} = a \times t \times \gamma_c$$

Donde:

P_{rc} = carga lineal del recubrimiento de concreto (kg/m)

a = ancho de la estructura (5.50 m)

t = espesor de la losa (0.1016 m)

γ_c = peso específico del concreto ($2400 \text{ } kg/m^3$)

$$P_{rc} = 5.50 \text{ m} \times 0.1016 \text{ m} \times 2400 \text{ } kg/m^3 = 1341.12 \text{ } kg/m$$

- Carga lineal de la presión vehicular

Donde:

$P_{vehicular}$ = carga lineal de la presión vehicular (kg/m)

$\emptyset_{60''}$ = diámetro de la tubería de 60" (1.52 m)

P_2 = carga mayor del eje
(camión de diseño, ver inciso "c" del 3.7.6.) (14790 kg)

$$P_{vehicular} = \frac{P_2}{\emptyset_{60''}}$$

$$P_{vehicular} = \frac{14790 \text{ kg}}{1.52 \text{ m}} = 9730.26 \text{ kg/m}$$

- Carga total

$$P_T = P_{relleno} + P_{rc} + P_{vehicular}$$

$$P_T = 3344.00 \text{ kg/m} + 1341.12 \text{ kg/m} + 9730.26 \text{ kg/m} = 14,415.38 \text{ kg/m}$$

- Revisión de la presión que resiste el tubo

$$P_T < P_{\emptyset=60''}$$

Presión de carga total < Presión que resiste el tubo de $\emptyset = 60''$

$$14,415.38 \text{ kg/m} < 19,669.00 \text{ kg/m} \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

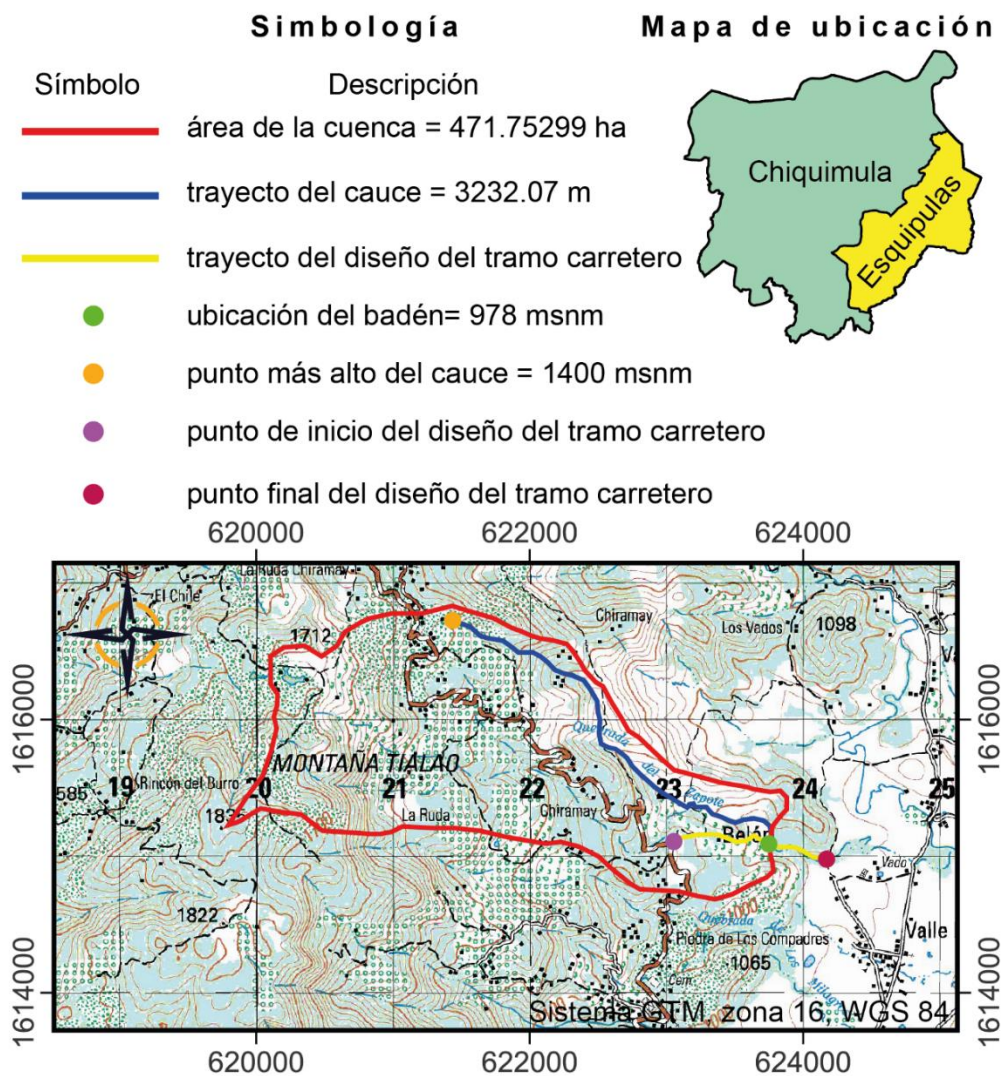
- Cantidad de tubos

Para el diseño se utiliza el método racional y la fórmula de Manning, con el propósito de calcular el caudal que permite el badén y verificar con el de crecidas.

- Área de la cuenca del badén

En la figura 35, se visualiza el área de la cuenca del baden calculada mediante una hoja cartográfica, escala 1:50,000.

Figura 35. Área de la cuenca del badén



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la intensidad de lluvia

Para el cálculo del tiempo de concentración, se utiliza la fórmula empírica de Kirpich.

$$t_c = 0.0195 \times \left(\frac{L_c^3}{H_a} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (minutos)

L_c = longitud del cauce del río 3232.07 m

H_a = diferencia de altura (m)

$$H_a = \frac{\text{Punto más alto del cauce}}{\text{badén}} - \text{altitud del} = 1400 \text{ m} - 978 \text{ m} = 422 \text{ m}$$

$$t_c = 0.0195 \times \left(\frac{(3232.07 \text{ m})^3}{422 \text{ m}} \right)^{0.385} = 21.51 \text{ min}$$

Cuando el tiempo de concentración es mayor a los estándares básicos, se sugiere utilizar un valor de $t_c = 12 \text{ min}$.

Se calculan la intensidad de lluvia con los datos establecidos por el INSIVUMEH, extraídos de las tablas 5 y 6, de las estaciones meteorológicas de Esquipulas y La Fragua, respectivamente. Ya que el badén es un drenaje de categoría mayor, en comparación a los

drenajes transversales y cunetas, por lo cual, se recomienda usar un período de retorno de 50 años, tal como lo recomienda el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica.

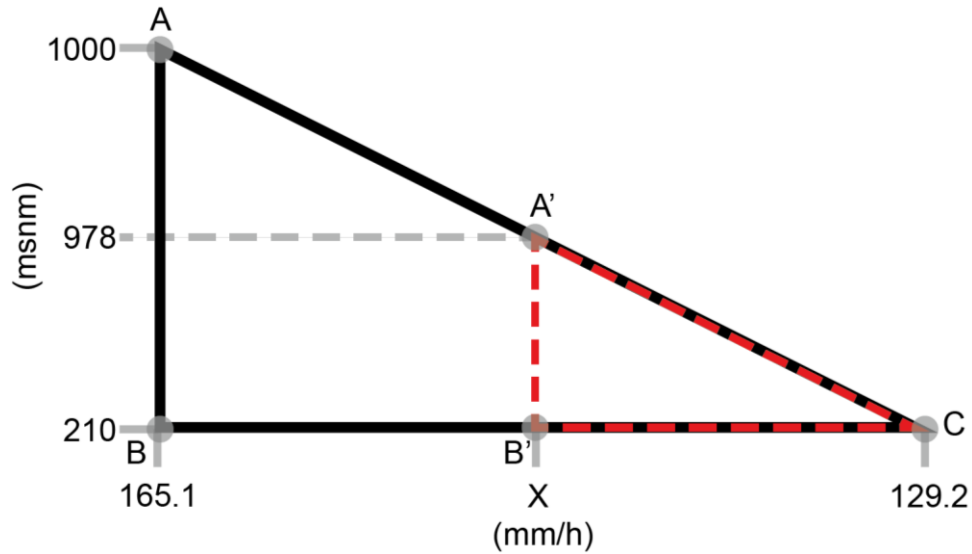
$$I = \frac{a}{(b + t_c)^N}$$

$$I_{Esquipulas} = \frac{1213}{(6 + 12)^{0.690}} = 165.1 \text{ mm/h}$$

$$I_{La\ Fragua} = \frac{831}{(7 + 12)^{0.632}} = 129.2 \text{ mm/h}$$

Para determinar la intensidad del punto de estudio se realiza una relación de triángulos semejantes, tal como se ilustra en la figura 36, realizando dicho cálculo con las precipitaciones de las estaciones meteorológicas y sus debidas alturas, las cuales son 1000 msnm de Esquipulas y 210 msnm de La Fragua, dichos datos fueron obtenidos del informe de intensidad de lluvia de Guatemala por el INSIVUMEH. La altitud del punto de estudio se establece mediante el levantamiento topográfico, el cual es de 978.00 msnm.

Figura 36. Relación triángulo semejantes - baden



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{AB}{BC} = \frac{A'B'}{BC}$$

$$\frac{1000 - 210}{165.1 - 129.2} = \frac{978 - 210}{x - 129.2}$$

$$x = \left[(978 - 210) \times \frac{(165.1 - 129.2)}{(1000 - 210)} \right] + 129.2$$

$$x = 164.1 \text{ mm/h}$$

- Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía se establece con ayuda de la hoja cartográfica, ya que en él se visualizan los diferentes tipos de superficies que componen la cuenca. En la tabla 8, se encuentran los

valores de los factores de escurrimiento asignados y recomendados por SIECA y las distintas áreas que componen la cuenca ya delimitada.

Tabla 8. **Tipo de superficie en cuenca del badén**

No.	Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía (C)	Área (ha)
1	Bosque, 50% o más de cubrimiento de 3 m o más de altura	0.48	198.44
2	Matorrales y pastizales	0.49	39.64
3	Áreas de cultivo	0.51	144.10
4	Zonas verdes, condición pobre	0.52	89.57
Total Σ =			471.75

Fuente: elaboración propia.

$$\bar{C} = \frac{A_n C_n + \dots}{\Sigma A_n}$$

$$\bar{C} = \frac{(198.44 \times 0.48) + (39.64 \times 0.49) + (144.10 \times 0.51) + (89.57 \times 0.52)}{471.75}$$

$$\bar{C} = 0.4976 \approx 0.50$$

- Caudal máximo

Para determinar el caudal máximo en dicha área, se utiliza el método racional, el cual asume que la lluvia es uniforme en toda la cuenca, es

decir, que el escurrimiento de la parte baja, de la parte media y la parte más lejana de la superficie se acumula en el punto de estudio.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = caudal de crecida máxima (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía (0.49)

I = intensidad de lluvia (164.1 mm/h)

A = área de la cuenca (471.75 ha)

$$Q = \frac{0.49 \times 164.1 \text{ mm/h} \times 471.75 \text{ ha}}{360}$$

$$Q = 105.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del radio hidráulico

Se utilizarán las relaciones determinadas en el ejemplo del proceso del cálculo del drenaje transversal.

$$A = 0.74 D^2$$

$$R_H = 0.30 D$$

- Cálculo de diámetro

Para calcular el diámetro se utiliza la fórmula de Manning.

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

Donde:

$Q =$ caudal (105.37 m³/s)

$n =$ coeficiente de rugosidad de Manning
(concreto, ver anexo "I".) (0.013)

$R_H =$ radio hidráulico (m)

$S =$ pendiente (5.00%)

$A =$ área de la sección transversal (m²)

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

$$105.37 = \frac{1}{0.013} \times (0.30 D)^{2/3} \times (0.05)^{1/2} \times (0.74 D^2)$$

$$D = \left[\frac{105.37 \times 0.013}{0.30^{2/3} \times 0.05^{1/2} \times 0.74} \right]^{3/8} = 2.99 \text{ m}$$

- Área de diseño

$$A_1 = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} (2.99 \text{ m})^2 = 7.02 \text{ m}^2$$

- Área propuesta

$$A_{\emptyset=60''} = \frac{\pi}{4} D_{\emptyset=60''}^2 = \frac{\pi}{4} (1.52 \text{ m})^2 = 1.81 \text{ m}^2$$

$$\# \text{ de tubos} = \frac{A_1}{A_{\emptyset=60''}} = \frac{7.02 \text{ m}^2}{1.81 \text{ m}^2} = 3.87 \approx 4 \text{ tubos}$$

$$A_2 = A_{\emptyset=60''} \times 4 \text{ tubos} = 1.81 \times 4 = 7.24 \text{ m}^2$$

Los cuatro tubos de $\emptyset=60''$ que se instalarán en dirección al cauce, si cumplen con el área mínima, por cuestiones de seguridad se utilizarán cinco tubos de manera transversal.

$$A_2 = A_{\emptyset=60''} \times 5 \text{ tubos} = 1.81 \times 5 = 9.05 \text{ m}^2$$

- Revisión de área

$$A_2 > A_1$$

$$9.05 \, m^2 > 7.02 \, m^2 \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

Por lo tanto, el diámetro de 60" es el adecuado para esta situación y se utilizarán 5 tubos de concreto de manera transversal.

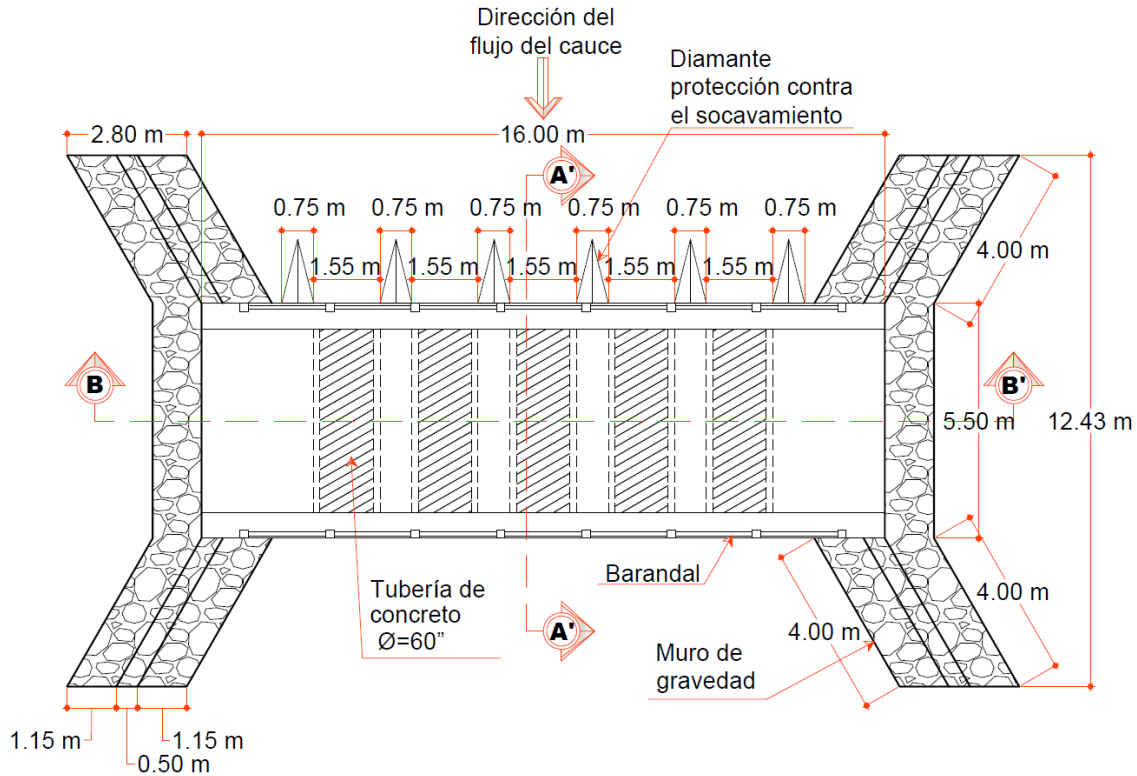
- Diseño de estructura del badén

Es una estructura comprendida por: concreto ciclópeo, barandales, aceras, tuberías de concreto de 60" y una base de concreto como capa de rodadura.

Consta de las siguientes características:

- Luz efectiva: 16.00 m
- Ancho útil: 4.30 m
- Ancho total: 5.50 m
- Losa de rodadura: espesor de 4" de 4000.00 PSI

Figura 37. **Diseño en planta del badén**



Fuente: elaboración propia.

- **Diseño de barandal**

Los cálculos del barandal se encuentran en la sección 3.7.3 de este mismo documento, debido que se utiliza el mismo diseño que se emplea en el capítulo 3.

- Se realiza un diseño preliminar de la sección transversal del muro de gravedad que se utiliza como aletones para el badén. Como se aprecia en la figura 38.

115

- Empuje debido al suelo

En la sección 3.11.5.5 de la AASHTO LRFD (2004), “dictamina que la densidad del fluido equivalente del suelo que retiene la estructura, no debe ser inferior a 480.00 kg/m^3 ” (p. 84).

$$E_s = \frac{1}{2} \times w \times H_m^2$$

Donde:

$$E_s = \text{empuje debido al suelo} \quad (\text{kg/m})$$

$$w = \text{densidad del fluido equivalente} \quad (480 \text{ kg/m}^3)$$

$$H_m = \text{altura de muro} \quad (4.00 \text{ m})$$

$$E_s = \frac{1}{2} \times 480 \text{ kg/m}^3 \times (4.00 \text{ m})^2 = 3,840.00 \text{ kg/m}$$

- Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{sc} = w \times h_{sc} \times H_m$$

$$E_{sc} = \text{empuje debido a la sobrecarga} \quad (\text{kg/m})$$

$$w = \text{densidad del fluido equivalente} \quad (480 \text{ kg/m}^3)$$

$$h_{sc} = \text{altura a la que actúa la sobrecarga} \quad (2 \text{ pie})$$

$$H_m = \text{altura del muro} \quad (4.00 \text{ m})$$

Convertir la altura a la que actúa la sobrecarga de 2 pie a metros:

$$2.00 \text{ pie} \times \frac{1.00 \text{ m}}{3.28 \text{ pie}} = 0.61 \text{ m}$$

$$E_{sc} = 480 \text{ kg/m}^3 \times 0.61 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$$

$$E_{sc} = 1,171.20 \text{ kg/m}$$

- El empuje total del suelo

$$E_T = E_s + E_{sc}$$

Donde:

$$E_T = \text{empuje del suelo}$$

$$E_s = \text{empuje debido al suelo} \quad (3,840.00 \text{ kg/m})$$

$$E_{sc} = \text{empuje debido a la sobrecarga} \quad (1,171.20 \text{ kg/m})$$

$$E_T = 3,840.00 \text{ kg/m} + 1,171.20 \text{ kg/m} = 5,011.20 \text{ kg/m}$$

- Momento debido al suelo

$$M_{E_s} = \frac{1}{3} \times H_m \times E_s$$

Donde:

M_{E_s} = momento debido al suelo

H_m = altura del muro (4.00 m)

E_s = empuje debido al suelo (3,840.00 kg/m)

$$M_{E_s} = \frac{1}{3} \times 4.00 \text{ m} \times 3,840.00 \text{ kg/m} = 5,120.00 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Momento debido a la sobrecarga

$$M_{E_{sc}} = \frac{1}{2} \times H_m \times E_{sc}$$

Donde:

$M_{E_{sc}}$ = momento debido a la sobrecarga

H_m = altura del muro (4.00 m)

E_{sc} = empuje debido a la sobrecarga (1,171.20 kg/m)

$$M_{Esc} = \frac{1}{2} \times 4.00 \, m \times 1,171.20 \, \frac{kg}{m} = 2,342.40 \, \frac{kg - m}{m}$$

- Momento actuante del suelo

$$M_{act} = M_{Es} + M_{Esc}$$

Donde:

M_{act} = momento actuante total del suelo

M_{Es} = momento debido al suelo

M_{Esc} = momento debido a la sobrecarga

$$M_{at} = 5,120.00 \, \frac{kg - m}{m} + 2,342.40 \, \frac{kg - m}{m} = 7,462.40 \, \frac{kg - m}{m}$$

- Cálculo del momento resistente

Tabla 9. **Momento resistente del muro de gravedad**

Sección	Área (m^2)	Peso específico (kg/m^3)	Peso (kg/m)	Brazo del momento (m)	Momento resistente ($\frac{kg-m}{m}$)
1	2.00	2,200.00	4,400.00	1.40	6,160.00
2	2.30	2,200.00	5,060.00	0.77	3,896.20
3	2.30	2,200.00	5,060.00	2.03	10,271.80
4	2.30	1,720.00	3,956.00	2.42	9,573.52
5	0.70	1,720.00	1,204.00	2.23	2,684.92
		$\sum v_m =$	19,680.00	$M_{Rm} =$	32,586.44

Fuente: elaboración propia.

- Revisión contra volteo

$$F_{sv} = \frac{M_{Rm}}{M_{act}} > 2$$

Donde:

F_{sv} = revisión contra volteo (adimensional)

M_{Rm} = momento resistente $\left(32,586.44 \frac{kg-m}{m}\right)$

$$M_{act} = \text{momento actuante} \quad \left(7,462.40 \frac{kg-m}{m}\right)$$

$$F_{sv} = \frac{32,586.44 \frac{kg-m}{m}}{7,462.40 \frac{kg-m}{m}} = 4.37$$

$$\boxed{4.37 > 2} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Revisión contra deslizamiento

$$FS_{(Deslizamiento)} = 0.5 \times \frac{(\sum V_m)}{E_T} > 1.50$$

Donde:

$$FS_D = \text{revisión contra deslizamiento}$$

$$(\sum V_m) = \text{carga vertical total} \quad \left(19,680.00 \frac{kg}{m}\right)$$

$$E_T = \text{empuje del suelo} \quad \left(5,011.20 \frac{kg}{m}\right)$$

$$FS_D = 0.5 \times \frac{19,680.00 \frac{kg}{m}}{5,011.20 \frac{kg}{m}} = 1.96$$

$$\boxed{1.96 > 1.50} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Determinación del valor soporte del suelo

Para este procedimiento se emplea la ecuación del Dr. Karl Terzaghi y se realiza el mismo procedimiento con la cimentación del puente vehicular en el capítulo 3, con la única diferencia que cambia la base del elemento.

$$q_D = (\gamma'_s \times C' \times N'_c) + (\gamma'_s \times Z \times N'_q) + (0.50 \times \gamma'_s \times B_{cim} \times N'_w)$$

Donde:

$q_D =$	capacidad de carga última	(ton/m ²)
$\gamma'_s =$	peso específico del suelo	(ton/m ³)
$C' =$	cohesión del suelo	(ton/m ²)
$N'_c =$	factor de capacidad de carga debido a la cohesión	
$Z =$	profundidad de la excavación realizada	(m)
$N'_q =$	factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga	
$B_{cim} =$	base de la cimentación	(m)
$N'_w =$	factor de capacidad de carga debido al peso del suelo	
$\phi =$	ángulo de fricción interna	

Los datos que se mencionan anteriormente provienen del ensayo de compresión triaxial, dichos resultados se encuentran en el anexo “F”, el cual se realizó con el apoyo del laboratorio de mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

- Factor de carga debido a la sobrecarga

$$N'q = e^{\pi \times \tan(\phi)} \times \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N'q = e^{\pi \times \tan(27.90^\circ)} \times \tan^2\left(45 + \frac{27.90^\circ}{2}\right)$$

$$N'q = 14.56$$

- Factor de carga debido a la cohesión

$$N'c = \cot(\phi) \times (N'q - 1)$$

$$N'c = \cot(27.90^\circ) \times (14.56 - 1)$$

$$N'c = 25.61$$

- Factor de carga debido al peso del suelo

$$N'w = 1.80 \times (N'q - 1) \times \tan(\phi)$$

$$N'w = 1.80 \times (14.56 - 1) \times \tan(27.90^\circ)$$

$$N'w = 12.92$$

- Capacidad de carga última

$$q_D = (\gamma'_s \times C' \times N'c) + (\gamma'_s \times Z \times N'q) + (0.50 \times \gamma'_s \times B_{cim} \times N'w)$$

$$q_D = (1.72 \times 13.87 \times 25.61) + (1.72 \times 1.20 \times 14.56) \\ + (0.50 \times 1.72 \times 2.80 \times 12.92)$$

$$q_D = 672.13 \text{ Ton}/m^2$$

- Factor de seguridad (FS)

$$VS_{suelo} = \frac{q_D}{FS}$$

$$VS_{suelo} = \frac{672.13 \text{ Ton}/m^2}{3}$$

$$VS_{suelo} = 224.04 \text{ Ton}/m^2$$

- Revisión contra presiones máximas y mínimas

$$M_{Neto} = M_{Rm} - M_{act}$$

M_{Neto} = momento sobre la cimentación

M_{Rm} = momento resistente $\left(32,586.44 \frac{kg-m}{m}\right)$

M_{act} = momento actuante $\left(7,462.40 \frac{kg-m}{m}\right)$

$$M_{Neto} = 32,586.44 \frac{kg-m}{m} - 7,462.40 \frac{kg-m}{m} = 25,124.04 \frac{kg-m}{m}$$

- Cálculo de excentricidad

$$e = \frac{B_{cim}}{2} - \frac{M_{Neto}}{\sum V_m}$$

Donde:

e = excentricidad (m)

B_{cim} = base de la cimentación del muro $(2.80 m)$

M_{Neto} = momento sobre la cimentación $\left(25,124.04 \frac{kg-m}{m}\right)$

$\sum V_m$ = carga vertical total $\left(19,680.00 \frac{kg}{m}\right)$

$$e = \frac{2.80 m}{2} - \frac{25,124.04 \frac{kg-m}{m}}{19,680.00 \frac{kg}{m}} = 0.12 m$$

- Cálculo de presión máxima

$$q_{max} = \frac{\Sigma V_m}{B_{estribo}} \times \left(1 + \frac{6e}{B_{estribo}}\right) < VS_{suelo}$$

Donde:

$$q_{max} = \text{presión máxima} \quad (kg/m^2)$$

$$\Sigma V_m = \text{carga vertical total} \quad (19,680.00 \text{ } kg/m)$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (2.80 \text{ } m)$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.12m)$$

$$VS_{suelo} = \text{capacidad soporte del suelo} \quad (224.04 \text{ } ton/m^2)$$

$$q_{max} = \frac{19,680.00 \text{ } kg/m}{2.80 \text{ } m} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.12m}{2.80 \text{ } m}\right)$$

$$q_{max} = 8,835.92 \text{ } kg/m^2$$

$$\boxed{8,835.92 \text{ } kg/m^2 < 224,040.00 \text{ } kg/m^2} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Cálculo de presión mínima

$$q_{min} = \frac{\sum V_m}{B_{cim}} \left(1 - \frac{6e}{B_{cim}} \right) > 0$$

Donde:

$$q_{min} = \text{presión mínima} \quad (kg/m^2)$$

$$\sum V_m = \text{carga vertical total} \quad (19,680.00 \text{ } kg/m)$$

$$B_{cim} = \text{base de la cimentación del muro} \quad (2.80 \text{ } m)$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.12 \text{ } m)$$

$$q_{min} = \frac{19,680.00 \text{ } kg/m}{2.80 \text{ } m} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.12m}{2.80 \text{ } m} \right)$$

$$q_{min} = 5,221.22 \text{ } kg/m^2$$

$$\boxed{5,221.22 \text{ } kg/m^2 > 0} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Puente 0+920.00 km

El diseño del puente se encuentra en el capítulo 3 de este documento, donde aparecen normas, especificaciones técnicas, planos constructivos y presupuesto del proyecto.

Tabla 10. **Resumen de drenajes en el diseño de carretera**

#	Tipo de drenaje	Diámetro de tubería (")	Estación (km)
1	drenaje transversal	48	0+266.77
2	drenaje transversal	36	0+480.00
3	drenaje transversal	36	0+630.00
4	drenaje transversal	48	0+743.47
5	badén	5 de 60	0+808.00
6	diseño de puente vehicular, ver en capítulo 3		0+920.00

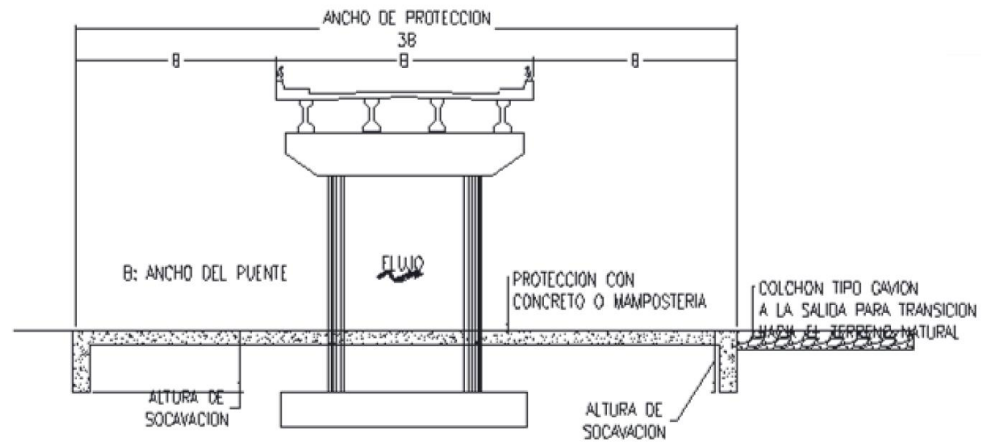
Fuente: elaboración propia.

- Protección en cauce del río

SIECA (2016) propone mediante el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, una protección enfocada en el socavamiento de las estructuras de puentes y badenes, con el propósito de “evitar que el flujo del río paso por debajo de la misma y ocasione la erosión del material, por este motivo, se proyecta dientes y diamantes para disminuir la acción de la pérdida superficial del concreto” (p. 174).

Se propone una losa de concreto como protección o de mampostería ligada con mortero, con una superficie superior rugosa, con el fin de no aumentar la velocidad del flujo bajo la estructura del badén. En el diseño se habilita en aguas arriba como abajo y proyectarse con una longitud en la dirección del río de al menos tres veces el ancho de la estructura del badén, como se aprecia en la figura 39.

Figura 39. **Tipo de protección para estructuras de badenes o puentes**

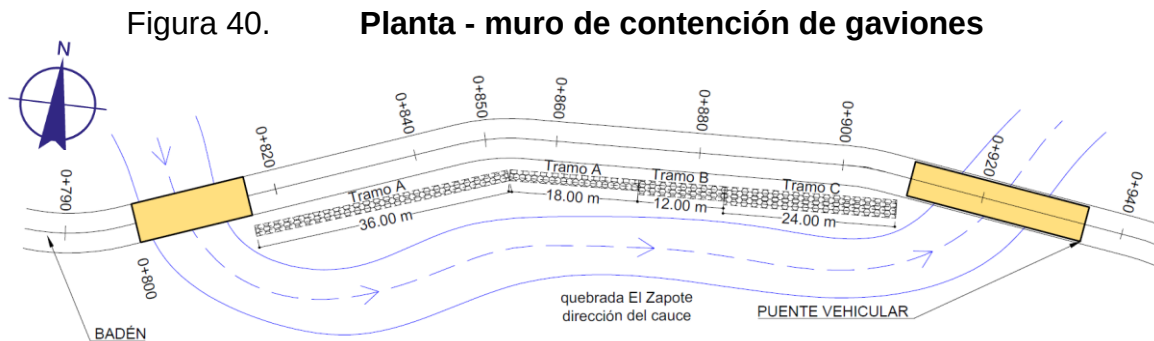


Fuente: SIECA. 2016. p. 175.

- Muro de contención de gaviones

Estos muros brindarán la función de recubrimiento, sostenimiento y contención, en el costado del diseño de carretera donde se encuentra vulnerable al socavamiento por parte del río, además, indirectamente protegerán a los cimientos del badén y del puente vehicular.

Se ejecutará a un costado de la carretera en la estación 0+816 km a 0+905.00 km, ya que el cauce de la quebrada El Zapote limita con la obra vial, tal como se aprecia en la figura 40.



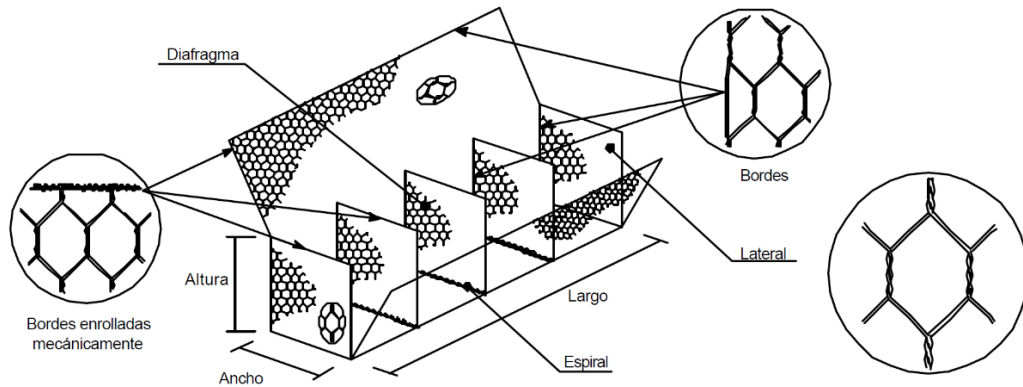
Fuente: elaboración propia.

El muro de gaviones se divide en tres tramos distintos, ya que el nivel de carretera y cauce van disminuyendo conforme avanzan las progresivas del proyecto de carretera. En la sección de planos constructivos, se visualiza los detalles de cómo se instalan las cajas estructurales para las tres distintas situaciones.

Los gaviones “es una estructura flexible, constituida por cajas fabricadas con malla de alta resistencia de sección rectangular, divididos en compartimientos por medio de diafragmas interiores y rellenos con piedras con una granulometría de 4” a 8”” (Maccaferri, s. f., p. 3). En la figura 41, se ilustra el elemento constructivo antes mencionado.

La malla está constituida por una red tejida de forma hexagonal, obtenida de entrecruzar dos alambres por tres medios giros (doble torsión) permite tolerar esfuerzos en varias direcciones, sin que produzca la rotura, de esta manera, conserva la flexibilidad.

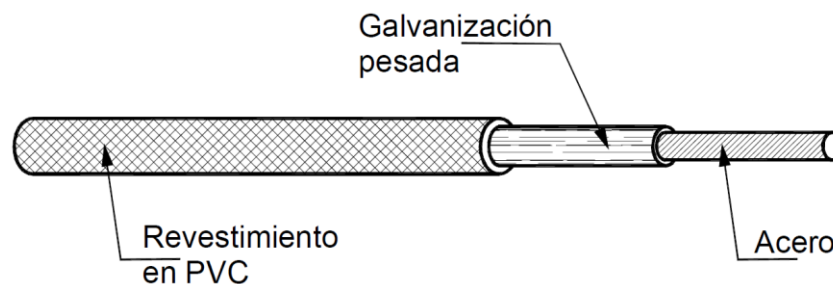
Figura 41. **Gavión**



Fuente: Maccaferri. s.f. p. 2.

El alambre con el que se fabrica el gavión, tiene 3 capas de zinc y aluminio, al recubrimiento con dicho material se le denomina galvanizado, con el propósito de aumentar la resistencia a la corrosión y adicionalmente tiene un manto de cloruro de polivinilo (PVC), recomendado para muros con contacto en ríos, zonas costeras y cañadas de aguas negras. En la figura 42 muestra el detalle del cable que compone a la caja estructural.

Figura 42. **Detalle del alambre que compone la malla del gavión**

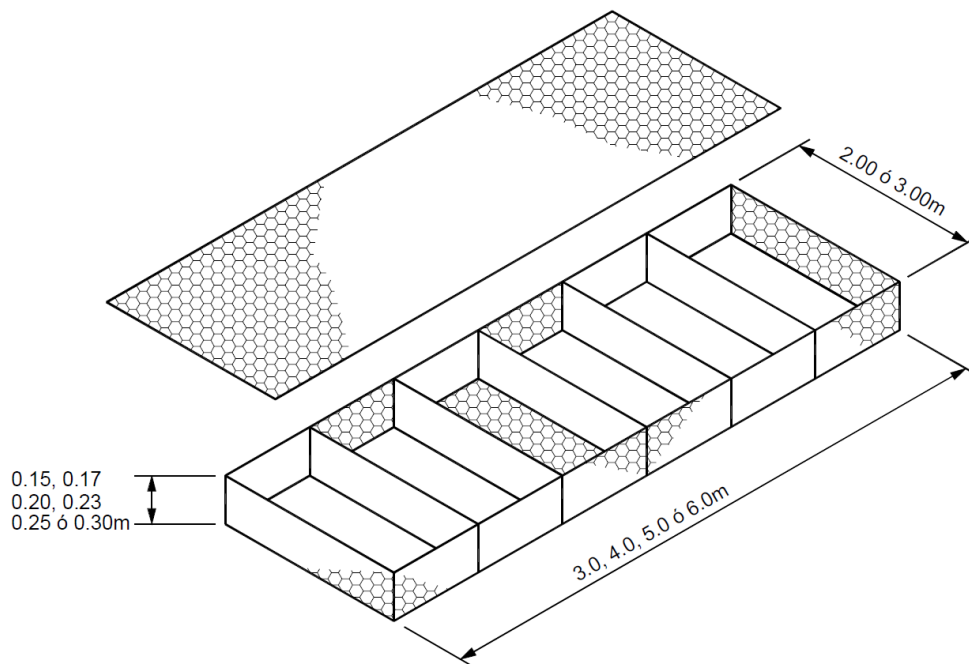


Fuente: Maccaferri. s.f. p. 2.

En las estructuras construidas en márgenes de cursos de agua, es necesaria la instalación de elementos que protejan la base del muro de contención contra la socavación, por este motivo, se recomienda el uso de gavión tipo colchón.

El tipo colchón al igual que el gavión caja es fabricado con una malla hexagonal a doble torsión, conformado por una base, paredes verticales y una tapa, relleno en obra con piedras. La única diferencia son las dimensiones, tal como se visualiza en la figura 43.

Figura 43. **Gavión tipo colchón**



Fuente: elaboración propia.

En este proyecto se utilizará el gavión tipo caja de 2X1X1 m y colchón de 4X2X0.23 m, ambos con un revestimiento de zinc + aluminio y una capa de cloruro de polivinilo, ya que tienen mayor resistencia a la corrosión y ofrece protección cuando el elemento se encuentra expuesto a la humedad en tiempo prolongado.

Es necesario la aplicación de geotextil entre el terreno natural y el gavión, para evitar erosiones, confinar el material fino y dejar que circule de forma libre el agua que se filtre.

Geotextil, “como su nombre lo indica, textiles permeables sintéticos, en su gran mayoría resistentes a la tensión, punzonamiento y con excelentes propiedades hidráulicas” (Mexichem, s.f. , p. 2). Su función es la separación de dos diferentes capas con diferentes propiedades geomecánicas, evitando que se mezcle el material.

2.10. Especificaciones técnicas para diseño del tramo carretero

El diseño geométrico de la carretera se basa en los siguientes normativos de construcción: Manual Centroamericano Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales -SIECA-, Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales, Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, Especificaciones Técnicas para la Construcción de Caminos Rurales en Guatemala Caminos Ambientalmente Compatibles y Especificaciones Técnicas COVIAL.

- Replanteo topográfico

Este levantamiento consiste en una poligonal y nivelada con estaciones a cada 20 m. En cada estación se levantan secciones transversales, hasta una distancia de 30 m a cada lado de la línea central como mínimo. En las curvas se reduce la distancia a 10 m. En caso de requerirse diseño de estructuras de drenaje mayor como puentes y bóvedas, se efectúan estudios topográficos con suficiente longitud aguas arriba y aguas abajo, 200 m a ambos lados como mínimo, sobre el cauce del río o quebrada.

- Limpia, chapeo y destronque

El SIECA (2004), cortar toda clase de vegetación existente a todo lo largo del derecho de vía en un ancho de dos metros a partir de la orilla del camino de herradura, cerco o lindero de propiedad. Actividades de limpieza: remoción de basura, desechos orgánicos e inorgánicos, maleza del producto del chapeo, entre otros (p. 200).

- Movimiento de tierras

Este trabajo consiste en el retiro total o parcial y en la satisfactoria disposición de las estructuras, servicios existentes y obstáculos; en el caso de este proyecto, existen árboles, arbustos, cultivos, plantas, rocas, etc.

- Corte

Consiste en remover cualquier clase de material independiente de su naturaleza o de sus características, dentro o fuera de los límites de construcción, para incorporarlo en la ejecución de terraplenes y cualquier otro elemento que implique cualquier tipo de obra vial. En secciones de corte, la compactación tiene que alcanzar un 95% de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T-180. Todo el material rocoso, incluyendo piedras grandes que se encuentren en el lecho del camino y ser excavado como sigue: transversalmente, hasta los límites laterales mostrados en planos y 300 mm debajo de la subrasante.

- Relleno

La construcción de este tipo de estructuras consiste en la colocación y compactación de los materiales excavados en la vía o en bancos de préstamo. En todas las áreas donde se vayan a construir terraplenes, se culminan previamente los trabajos correspondientes a limpia, chapeo, destronque, retiro de subdrenajes, drenajes y retiro de material inadecuado. Cuando se construya se contempla las siguientes acciones: escarificar, homogenizar 200 mm debajo de la capa de rodadura, construir en capas sucesivas, a todo lo ancho de la sección típica y en longitudes tales, que sea posible el riego de agua y compactación por medio de los métodos establecidos.

El espesor de las capas compactadas debe llevar el visto bueno de parte del contratista y el delegado residente, sin embargo, en ningún caso, el espesor podrá ser menor de 100 mm y ni mayor de 300 mm

compactados. Será responsabilidad del contratista, asegurar el contenido de humedad uniforme en la totalidad de cada capa, por lo medios que sean necesarios. La compactación en dichas estructuras tiene que alcanzar un 90% de la densidad máxima, determinada por el método AASHTO T-180 y los últimos 300 mm se compactan como mínimo, al 95% de la densidad máxima.

- Reacondicionamiento de subrasante

Este renglón consiste en escarificar, homogenizar, uniformizar y compactar la subrasante, con el propósito de adecuar su superficie a la sección típica y elevaciones del proyecto establecidas en las mediciones topográficas previamente realizadas y autorizadas por el supervisor del proyecto. Esto se realizará con el objeto de regulariza y mejorar, las condiciones de la subrasante previamente a la colocación de la capa balasto. Después de nivelar el área de trabajo, se procede a reacondicionar el terreno, esto consiste en proporcionar la pendiente de bombeo, la cual será de 3% para evacuar las aguas pluviales que caerán sobre la superficie de la carpeta de rodadura.

- Conformación de la carpeta de rodadura (balasto)

Este trabajo consiste en conformar la superficie de rodadura, con el objetivo de mantener el perfil del camino en condiciones adecuadas de transitabilidad. El espesor de la capa balasto será en este caso de 20.00 cm, las especificaciones de la DGC indica el mínimo de 15.00 cm, además, la compactación de este material tiene que lograr un valor del 95% de la densidad máxima determinada por el método

AASHTO T-180. En el apéndice “C”, se encuentra la ubicación del banco de materiales que se utilizará en el proyecto.

- Cunetas naturales

Se conforma un espacio de 105.00 cm de cada lado de la carretera y conforme a las dimensiones de los planos constructivos, dejando una pendiente favorable para que se pueda encauzar a los drenajes transversales o a los desfuegos correspondientes. Las Especificaciones Técnicas para la Construcción de Caminos Rurales en Guatemala de la DGC, recomienda no remover la hierba ni la vegetación menor que proteja la cuneta de la acción erosiva del agua; en cambio, si es necesario eliminar los arbustos que impidan el flujo del agua.

- Drenajes transversales

Se definen como el conducto que se construye por debajo de la rasante de una carretera, con el objeto de evacuar las aguas superficiales y profundas. La estructura de los cabezales y caja receptora de los drenajes transversales denominados como tipo “A” y “B”, son de concreto ciclópeo, el cual consiste un porcentaje de 60% de piedra bola y 40% de concreto estructural. El ducto principal son tubos de concreto y tienen que cumplir los diámetros y clase requerida, conforme a los planos constructivos.

El badén es considerado como un drenaje transversal, conformado por una serie de tubos de concreto y la estructura formada por concreto

ciclópeo. De acuerdo a las especificaciones técnicas dadas por el Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (2017), sección 208.01, menciona que el diámetro mínimo a usar en alcantarillados es de 36”.

- Gaviones

Los gaviones tipo caja y colchón representan una solución técnica y económica eficiente, a la vez que estética y ecológica para su aplicación en obras de ingeniería civil.

Las mallas hexagonales de torsión, tienen diferentes dimensiones de aberturas sobre su ancho y largo, tales como: 6 cm X 8 cm ($\varnothing=2$ mm), 8 cm X 10 cm ($\varnothing=2.4$ mm) y 12 cm X 14 cm ($\varnothing=3$ mm).

Para gaviones tipo cajón no se recomienda utilizar mallas de menores de 8X10 cm, las de mayor magnitud reducen el área de acero de las cajas estructurales y provoca el debilitamiento en el muro. Tipo colchón se sugiere utilizar una rejilla hexagonal de 6X8 cm, en consonancia con la norma ASTM A 975. Las tolerancias del largo y ancho son de +/-5% y altura es de +/- 10% de los colchones y cajones.

El alambre debe tener un revestimiento de 3 capas de zinc y para garantizar la calidad del material de recubrimiento, espesor, adherencia y durabilidad se exige que cumpla con la norma ASTM A 90 y ASTM A 641.

El recubrimiento de cloruro de polivinilo (PVC), sirve como una capa extra al alambre galvanizado, sus características son: espesor mínimo, peso específico, dureza, resistencia a la tracción elongación de ruptura y temperatura de fragilidad, de acuerdo con la norma ASTM 975.

Material de relleno en gaviones, de preferencia se utiliza piedra de canto rodado, resistente, durable y con una granulometría de 4" a 8" de diámetro y un peso específico de 2.3 a 2.5 Ton/m³. El llenado se hará de forma manual, colocando las de menor magnitud en el interior del elemento estructural y las mayores en sus alrededores. Para evitar las deformaciones de los diafragmas y paredes laterales es importante llenar por capas de 1/3 y 2/3 de la altura de la caja, colocando una serie de tirantes o tensores de alambre galvanizado al finalizar cada manto de piedra de 33 cm y 66 cm en el caso del gavión de 2X1X1 m.

- Limpieza final

Antes de la aceptación final, la carretera, las fuentes de materiales locales y de préstamo, y toda el área que fue ocupada por el contratista en relación con el proyecto, debe ser limpiado por él, tales como: materias sobrantes, estructuras provisionales y equipo. Dejando todas las partes del proyecto en condición aceptable y debidamente drenada. El material sobrante, se puede utilizar como rellenos en laderas, pero deben ser estabilizadas evitando erosión y generación de sedimentos que contaminen las aguas superficiales cercanas.

- Materiales de construcción

- Balasto

Tiene que poseer la cualidad de calidad uniforme, no podrá contener sustancias vegetales, perjudicial o extraño, un peso unitario suelto y no menor de 1,470.00 kg/m³ (90.00 lb/pie³), determinado por el método AASHTO T19. El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, que no exceda de 2/3 del espesor de la capa y en ningún caso sobrepasar el valor de 75.00 mm (calculado por el procedimiento AASHTO T-96). La porción de balasto retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm), se ubica entre un rango de 60% a 40% en peso y un porcentaje de abrasión no mayor de 60 (concluido por la norma AASHTO T-96).

La porción que pasa por el tamiz No. 40 (0.425 mm), tiene que tener un límite líquido no mayor de 35 (determinado por AASHTO T-89) y un índice de plasticidad entre 5 y 11 (calculado por la AASHTO T-90); y la que paso el tamiz No. 200 (0.075 mm), que no exceda el 15% en peso (concluido por la norma AASHTO T-11). El material necesita un C.B.R. mínimo de 30 (estimado por la AASHTO T-193), efectuado sobre muestra saturada a 95% de compactación, AASHTO T-180.

- Cementos hidráulicos

El cemento debe ajustarse a las normas AASHTO M 85, ASTM C 150 y COGUANOR NTG - 41095. No se permitirá usar

cemento proveniente de sacos rotos, que presentan fraguado parcial o tenga más de 30 días de almacenamiento.

- Agregado fino

Se debe cumplir con los requisitos establecidos con la norma técnica COGUANOR NTG – 41007 agregados para concreto y ASTM C 33 y se utilizará un material libre de cuerpos extraños que afecten la calidad del concreto.

- Agregado grueso

Hay que cumplir con los requisitos de AASHTO M 80, ASTM C 33, norma técnica COGUANOR NTG – 41007 agregados para concreto y las disposiciones en la sección 551 de las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes en Guatemala de la DGC.

- Agua

Debe ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales, materiales orgánicos y otras sustancias que pueden ser nocivas al concreto. Cumpliendo con la norma COGUANOR NTG 41073.

- Refuerzo de acero

Todo esfuerzo empleado en el diseño de elementos estructurales será el grado indicado en los cálculos realizados y/o planos constructivos. No se permite el uso de varillas de acero que contengan escamas, corrosión, óxido y materias que disminuyan el área de acero, afectando la adherencia del concreto y su debida resistencia.

- Leyes que influyen en la planificación de obras viales
- Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones (acuerdo gubernativo 379-2010)

El diseño geométrico horizontal y vertical, se efectuará en conformidad con el reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones -Acuerdo Gubernativo 379-2010- del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda (2011) y en el artículo 1 del documento ya mencionado, especifica que únicamente circularán los automóviles que llenen los requisitos.

En el estudio de tráfico, se identificó el vehículo de diseño, el cuál es el HL-93 (según clasificación de la AASHTO) y representa al automóvil de mayor magnitud, además es el recomendado por el

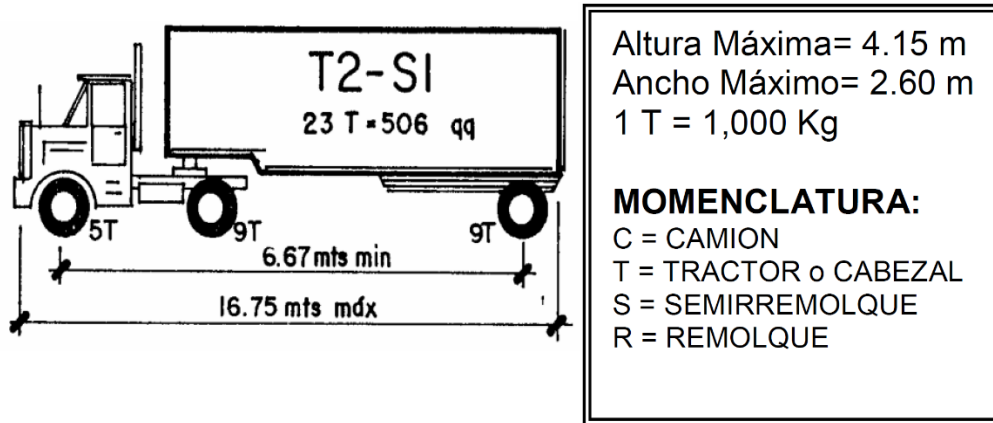
manual centroamericano de lineamientos para planificación y diseño de puentes del SIECA, el cual se basa en el normativo AASHTO LRFD.

Sin embargo, también se tomó en consideración el vehículo T2-S1 del reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones, debido que es el normativo vigente en Guatemala y tiene características físicas similares al HL-93, el cual se identificó como el camión de diseño.

Por lo tanto, para los lineamientos de curvas horizontales y verticales, se verificó si cumplen los radios con los movimientos de giro del vehículo T2-S1.

Para una mejor comprensión se añade la figura 44, donde muestra la dimensión y peso del vehículo T2-S1, y comparar con la figura 62, el cual muestra las características físicas del camión de diseño HL-93.

Figura 44. Dimensiones del vehículo T2-S1



Fuente: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. 2011. p. 15.

- Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental (Acuerdo Gubernativo 137-2016)

En el artículo 97 de la Constitución Política de la República de Guatemala, indica que el Estado, las Municipalidades y los habitantes del territorio nacional, están obligados a propiciar el desarrollo social, económico y tecnológico que prevenga la contaminación del ambiente y mantenga el equilibrio ecológico.

En el artículo 5 del reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental, el cual fue elaborado por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales de Guatemala (2016), define el sistema evaluación, control y seguimiento ambiental, de la siguiente manera:

El conjunto de normas, procedimientos e instrumentos técnicos y operativos cuya organización permite el desarrollo de procesos de evaluación de proyectos, obras, industrias o actividades que, por sus características, pueden producir deterioro a los recursos naturales, renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje (p. 12).

El artículo 8, la Dirección de Gestión Ambiental y Recursos Naturales “DIGARN”, es uno de los departamentos del MARN, que tiene como responsabilidad de hacer compatible el mejoramiento del ambiente y el uso sostenible de los recursos naturales y los servicios que brindan a los interesados, son: emitir licencias relacionadas con la gestión ambiental, evaluar, desarrollar el sistema de evaluación ambiental, dar trámite y resolver todos los instrumentos ambientales.

En el Acuerdo Ministerial No. 199-2016, listado taxativo, clasifica las categorías a la que pertenecen los proyectos, obras, industrias o actividades, entre ellas se tiene los tipos A, B, C. Al sector que pertenece es el de Infraestructura, Construcción y Vivienda, y la actividad se caracteriza como una actividad de “construcción de obras viales”, en este caso de diseño, construcción y operación de carreteras, por lo que, encaja como categoría B1.

Para obtener la licencia de construcción de una categoría B1, se debe de cumplir con el llenado de un formulario y papelería como requisitos, tales como: planos constructivos, documentos de la empresa que ejecutará el proyecto, datos oficiales del proyecto, entre los más relevantes.

La información de prioridad es si el proyecto no se encuentra en un área protegida. El diseño no se encuentra en un área protegida y no afectará al ecosistema actual, ya que el área de construcción es de 9044.00 m², no sobrepasa las 10 ha. Con lo expuesto anteriormente, se concluye que la ejecución de esta obra vial, no perjudicará los recursos naturales de la zona.

- Derecho de vía

El artículo 3 del derecho de vía, especifica la clasificación de carreteras y parámetros mínimos de su anchura. Como se indica en el inciso 2.4.4.

2.11. Planos del proyecto

Los planos constructivos se calcularon siguiendo las normativas de la Dirección General de Caminos de Guatemala, como las reglas aprobadas por SIECA, se encuentran en el apéndice “D”.

Se enlista cada uno de los planos elaborados, en la tabla 11.

Tabla 11. **Planos de la apertura del tramo carretero**

No.	Descripción del plano
1	Plano de localización
2	Plano de ubicación
3	Plano de curvas de nivel est. 0+000.00 – est. 0+560.00
4	Plano de curvas de nivel est. 0+560.00 – est. 0+880.00
5	Plano de curvas de nivel est. 0+880.00 – est. 1+188.56
6	Perfil longitudinal
7	Diseño vertical y elementos de curvas verticales
8	Diseño horizontal y vertical est. 0+000.00 – est. 0+380.00
9	Diseño horizontal y vertical est. 0+380.00 – est. 0+780.00
10	Diseño horizontal y vertical est. 0+780.00 – est. 1+188.56
11	Secciones transversales est. 0+000.00 – est. 0+140.00
12	Secciones transversales est. 0+140.00 – est. 0+300.00
13	Secciones transversales est. 0+300.00 – est. 0+500.00
14	Secciones transversales est. 0+500.00 – est. 0+700.00
15	Secciones transversales est. 0+700.00 – est. 0+880.00
16	Secciones transversales est. 0+880.00 – est. 1+040.00
17	Secciones transversales est. 1+040.00 – est. 1+188.56
18	Diagrama de curva masa
19	Planta de la estructura del badén
20	Cortes de la estructura del badén
21	Obras complementarias del badén
22	Diseño 3D - badén
23	Drenaje transversal tipo A

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 11.

No.	Descripción del plano
24	Detalles del drenaje transversal tipo A
25	Drenaje transversal tipo B
26	Diseño 3D del drenaje transversal tipo B, dimensiones de cuneta y sección típica
27	Planta – muro de gaviones
28	Detalle de gavión tipo caja
29	Detalle de gavión tipo colchón

Fuente: elaboración propia.

2.12. Presupuesto

Con base en los planos de construcción del proyecto, se calculó el presupuesto, definiendo la integración de precios unitarios, cuantificación de materiales y cronograma de ejecución físico y financiero.

2.12.1. Integración de precios unitarios

El costo total del proyecto alcanzó un monto de Q1,331,872.32, conformado por cada uno de los siguientes renglones.

Tabla 12. **Resumen de renglones**

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
1	Apertura de tramo carretero				
1.1	Replanteo topográfico	1190.00	m	Q1.21	Q1,437.96
1.2	Limpia, chapeo y destronque	1190.00	m	Q4.83	Q5,751.84
1.3	Movimiento de tierras (corte)	7761.63	m ³	Q23.80	Q184,753.02
1.4	Movimiento de tierras (relleno)	7803.21	m ³	Q10.08	Q78,618.60
1.5	Reacondicionamiento de subrasante	6400.00	m ²	Q6.73	Q43,056.00
1.6	Capa balasto	6400.00	m ²	Q47.98	Q307,050.00
1.7	Cunetas naturales	2298.00	m	Q2.64	Q6,072.00
1.8	Drenaje transversal tipo A	2.00	unidad	Q17,275.67	Q34,551.34
1.9	Drenaje transversal tipo B	2.00	unidad	Q12,877.13	Q25,754.25
Subtotal					Q687,045.01
2	Obras complementarias				
2.1	Badén	1.00	unidad	Q394,961.06	Q394,961.06
2.2	Muro de gaviones	90.00	m	Q2,743.17	Q246,885.45
Subtotal					Q641,846.51
3	Limpieza final	1190.00	m	Q2.50	Q2,980.80
Total de renglones					Q1,331,872.32

Fuente: elaboración propia.

Tabla 13. **Replanteo topográfico**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.1	Replanteo topográfico	1190.00	m	Q1.21	Q 1,437.96

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Clavos de 3"	2.00	libra	Q10.00	Q20.00
2	Pintura en aerosol color rojo	1.00	unidad	Q22.00	Q22.00
Subtotal de materiales de construcción					Q42.00

Maquinaria					
1	Equipo topográfico	1.00	día	Q1,000.00	Q1,000.00
Subtotal de maquinaria					Q1,000.00
Total de costos directos					Q1,042.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q104.20
2	Imprevistos	6%	Q62.52
3	Utilidades	15%	Q156.30
4	Impuestos	7%	Q72.94
Total de costos indirectos			Q395.96

Costo total del renglón				Q1,437.96
--------------------------------	--	--	--	------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 14. Limpia, chapeo y destronque

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.2	Limpia, chapeo y destronque	1190.00	m	Q4.83	Q5,751.84

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Pala	4.00	unidad	Q65.00	Q260.00
2	Piocha	4.00	unidad	Q110.00	Q440.00
3	Machete	4.00	unidad	Q52.00	Q208.00
4	Azadón	4.00	unidad	Q135.00	Q540.00
5	Barreta de 1.50 m	4.00	unidad	Q180.00	Q720.00
6	Carretilla	2.00	unidad	Q400.00	Q800.00
Subtotal de materiales de construcción					Q2,968.00

Mano de obra					
1	Maestro de obra	2.00	día	Q200.00	Q400.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	2.00	día	Q400.00	Q800.00
Subtotal de mano de obra					Q1,200.00
Total de costos directos					Q4,168.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q416.80
2	Imprevistos	6%	Q250.08
3	Utilidades	15%	Q625.20
4	Impuestos	7%	Q291.76
Total de costos indirectos			Q1,583.84

Costo total del renglón	Q5,751.84
-------------------------	-----------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 15. **Movimiento de tierras (corte)**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.3	Movimiento de tierras (corte)	7761.63	m³	Q23.80	Q184,753.02

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Estacas de madera	120.00	unidad	Q2.00	Q240.00
2	Pintura de aceite	1.00	galón	Q139.00	Q139.00
Subtotal de materiales de construcción					Q379.00

Mano de obra					
1	Maestro de obra	18.00	día	Q200.00	Q3,600.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	18.00	día	Q400.00	Q7,200.00
Subtotal de mano de obra					Q10,800.00

Maquinaria					
1	Excavadora de oruga	130.00	hora	Q450.00	Q58,500.00
2	Tractor bulldozer	87.00	hora	Q600.00	Q52,200.00
3	Transporte hacia área de relleno, camión de volteo, 2 de 12 m³ @ Q1500.00	4.00	día	Q3,000.00	Q12,000.00
Subtotal de maquinaria					Q122,700.00
Total de costos directos					Q133,879.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q13,387.90
2	Imprevistos	6%	Q8,032.74
3	Utilidades	15%	Q20,081.85
4	Impuestos	7%	Q9,371.53
Total de costos indirectos			Q50,874.02
Costo total del renglón			Q184,753.02

Fuente: elaboración propia.

Tabla 16. **Movimiento de tierras (relleno)**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.4	Movimiento de tierras (relleno)	7803.21	m ³	Q10.08	Q78,618.60

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Material selecto	42.00	m ³	Q85.00	Q3,570.00
Subtotal de materiales de construcción					Q3,570.00

Mano de obra					
1	Maestro de obra	14.00	día	Q200.00	Q2,800.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	14.00	día	Q400.00	Q5,600.00
Subtotal de mano de obra					Q8,400.00

Maquinaria					
1	Camión cisterna 3000 L	2.00	día	Q1,400.00	Q2,800.00
2	Motoniveladora	56.00	hora	Q400.00	Q22,400.00
3	Rodillo vibrocompactador	48.00	hora	Q350.00	Q16,800.00
4	Transporte de material faltante, camión de volteo, 2 de 12 m ³ @ Q1500.00	1.00	día	Q3,000.00	Q3,000.00
Subtotal de maquinaria					Q45,000.00
Total de costos directos					Q56,970.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q5,697.00
2	Imprevistos	6%	Q3,418.20
3	Utilidades	15%	Q8,545.50
4	Impuestos	7%	Q3,987.90
Total de costos indirectos			Q21,648.60
Costo total del renglón			Q78,618.60

Fuente: elaboración propia.

Tabla 17. **Reacondicionamiento de subrasante**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.5	Reacondicionamiento de subrasante	6400.00	m ²	Q6.73	Q43,056.00

Costos directos					
Mano de obra					
1	Maestro de obra	10.00	día	Q200.00	Q2,000.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	10.00	día	Q400.00	Q4,000.00
Subtotal de mano de obra					Q6,000.00

Maquinaria					
1	Motoniveladora	28.00	hora	Q400.00	Q11,200.00
2	Rodillo vibrocompactador	24.00	hora	Q350.00	Q8,400.00
3	Camión cisterna 3000 L	4.00	día	Q1,400.00	Q5,600.00
Subtotal de maquinaria					Q25,200.00
Total de costos directos					Q31,200.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q3,120.00
2	Imprevistos	6%	Q1,872.00
3	Utilidades	15%	Q4,680.00
4	Impuestos	7%	Q2,184.00
Total de costos indirectos			Q11,856.00

Costo total del renglón			Q43,056.00
-------------------------	--	--	------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 18. **Capa balasto**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.6	Capa balasto	6400.00	m ²	Q47.98	Q307,050.00

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Material tipo balasto	1860.00	m ³	Q85.00	Q158,100.00
Subtotal de materiales de construcción					Q158,100.00

Mano de obra					
1	Maestro de obra	10.00	día	Q200.00	Q2,000.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	10.00	día	Q400.00	Q4,000.00
Subtotal de mano de obra					Q6,000.00

Maquinaria					
1	Motoniveladora	45.00	hora	Q400.00	Q18,000.00
2	Rodillo vibrocompactador	40.00	hora	Q350.00	Q14,000.00
3	Camión cisterna 3000 L	6.00	día	Q1,400.00	Q8,400.00
4	Transporte de material balasto, camión de volteo, 2 de 12 m ³ @ Q1500.00	6.00	día	Q3,000.00	Q18,000.00
Subtotal de maquinaria					Q58,400.00
Total de costos directos					Q222,500.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q22,250.00
2	Imprevistos	6%	Q13,350.00
3	Utilidades	15%	Q33,375.00
4	Impuestos	7%	Q15,575.00
Total de costos indirectos			Q84,550.00
Costo total del renglón			Q307,050.00

Fuente: elaboración propia.

Tabla 19. **Cunetas naturales**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.7	Cunetas naturales	2298.00	m	Q2.64	Q6,072.00

Costos directos					
Mano de obra					
1	Maestro de obra	2.00	día	Q200.00	Q400.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	2.00	día	Q400.00	Q800.00
Subtotal de mano de obra					Q1,200.00

Maquinaria					
1	Motoniveladora	8.00	hora	Q400.00	Q3,200.00
Subtotal de maquinaria					Q3,200.00
Total de costos directos					Q4,400.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q440.00
2	Imprevistos	6%	Q264.00
3	Utilidades	15%	Q660.00
4	Impuestos	7%	Q308.00
Total de costos indirectos			Q1,672.00

Costo total del renglón			Q6,072.00
--------------------------------	--	--	------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 20. **Drenaje transversal tipo A**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.8	Drenaje transversal tipo A	2.00	unidad	Q17,275.67	Q34,551.34

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	54.00	saco	Q80.00	Q4,320.00
2	Arena de río	3.00	m ³	Q190.00	Q570.00
3	Piedrín triturado Ø=3/4"	4.00	m ³	Q220.00	Q880.00
4	Piedrín triturado Ø=1/2"	4.00	m ³	Q250.00	Q1,000.00
5	Piedra de canto rodado	8.00	m ³	Q190.00	Q1,520.00
6	Tubería de concreto Ø=48"	18.00	tubo	Q600.00	Q10,800.00
7	Madera (2"X3"X10')	80.00	pt	Q5.00	Q400.00
8	Madera (1"X12"X10')	200.00	pt	Q5.00	Q1,000.00
9	Clavos de 3"	5.00	libra	Q10.00	Q50.00
10	Alambre de amarre	5.00	libra	Q10.00	Q50.00
Subtotal de materiales de construcción					Q20,590.00

Mano de obra					
1	Zanqueo	18.00	m	Q50.00	Q900.00
2	Formaleteado	18.00	m	Q10.00	Q180.00
3	Instalación de tubería	18.00	m	Q45.00	Q810.00
4	Elaboración de concreto ciclópeo	13.44	m ³	Q130.00	Q1,747.20
5	Desencofrado	18.00	m	Q5.00	Q90.00
6	Relleno	14.00	m ³	Q30.00	Q420.00
Subtotal de mano de obra					Q4,147.20

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 20.

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00
Total de costos directos					Q25,037.20

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q2,503.72
2	Imprevistos	6%	Q1,502.23
3	Utilidades	15%	Q3,755.58
4	Impuestos	7%	Q1,752.60
Total de costos indirectos			Q9,514.14

Costo total del renglón			Q34,551.34
--------------------------------	--	--	-------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 21. **Drenaje transversal tipo B**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1.9	Drenaje transversal tipo B	2.00	unidad	Q12,877.13	Q25,754.25

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	38.00	saco	Q80.00	Q3,040.00
2	Arena de río	2.00	m ³	Q190.00	Q380.00
3	Piedrín triturado Ø=3/4"	3.00	m ³	Q220.00	Q660.00
4	Piedrín triturado Ø=1/2"	3.00	m ³	Q250.00	Q750.00
5	Piedra de canto rodado	4.00	m ³	Q190.00	Q760.00
6	Tubería de concreto Ø=36"	18.00	tubo	Q440.00	Q7,920.00
7	Madera (2"X3"X10')	80.00	pt	Q5.00	Q400.00
8	Madera (1"X12"X10')	150.00	pt	Q5.00	Q750.00
9	Clavos de 3"	5.00	libra	Q10.00	Q50.00
10	Alambre de amarre	5.00	libra	Q10.00	Q50.00
Subtotal de materiales de construcción					Q14,760.00

Mano de obra					
1	Zanqueo	18.00	m	Q50.00	Q900.00
2	Formaleteado	18.00	m	Q10.00	Q180.00
3	Instalación de tubería	18.00	m	Q45.00	Q810.00
4	Elaboración de concreto ciclópeo	9.25	m ³	Q130.00	Q1,202.50
5	Desencofrado	18.00	m	Q5.00	Q90.00
6	Relleno	14.00	m ³	Q30.00	Q420.00
Subtotal de mano de obra					Q3,602.50

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 21.

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00
Total de costos directos					Q18,662.50

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q1,866.25
2	Imprevistos	6%	Q1,119.75
3	Utilidades	15%	Q2,799.38
4	Impuestos	7%	Q1,306.38
Total de costos indirectos			Q7,091.75

Costo total del renglón			Q25,754.25
--------------------------------	--	--	------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 22. **Badén**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
2.1	Badén	1.00	unidad	Q394,961.06	Q394,961.06

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	1427.00	saco	Q80.00	Q114,160.00
2	Arena de río	82.00	m³	Q190.00	Q15,580.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	101.00	m³	Q250.00	Q25,250.00
4	Piedra de canto rodado	187.00	m³	Q190.00	Q35,530.00
5	Tubería de concreto Ø=60"	30.00	tubo	Q850.00	Q25,500.00
6	Tubería PVC Ø=4" 80 PSI	6.00	tubo	Q319.67	Q1,918.02
7	Tubo HG Ø=3"	16.00	tubo	Q450.00	Q7,200.00
8	Acero corrugado No. 5 G 60 (varilla 20')	19.00	varilla	Q130.00	Q2,470.00
9	Acero corrugado No. 3 G 40 (varilla 20')	13.00	varilla	Q45.00	Q585.00
10	Alambre de amarre	20.00	libra	Q10.00	Q200.00
11	Madera (1"X12"X10')	800.00	pt	Q5.00	Q4,000.00
12	Madera (2"X3"X10')	200.00	pt	Q5.00	Q1,000.00
13	Clavos de 3"	10.00	libra	Q10.00	Q100.00
Subtotal de materiales de construcción					Q233,493.02

Mano de obra					
1	Zanjeo	16.00	m	Q50.00	Q800.00
2	Formaleteado	32.00	m	Q10.00	Q320.00
3	Instalación de tubería	30.00	m	Q45.00	Q1,350.00
4	Armado de refuerzo de columna	16.00	unidad	Q130.00	Q2,080.00
5	Elaboración de estribos	130.00	unidad	Q12.50	Q1,625.00

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 22.

6	Elaboración de concreto	35.17	m ³	Q125.00	Q4,396.25
7	Elaboración de concreto ciclópeo	311.38	m ³	Q130.00	Q40,479.40
8	Desencofrado	32.00	m	Q5.00	Q160.00
Subtotal de mano de obra					Q51,210.65

Maquinaria					
1	Concretera	5.00	día	Q300.00	Q1,500.00
Subtotal de maquinaria					Q1,500.00
Total de costos directos					Q286,203.67

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q28,620.37
2	Imprevistos	6%	Q17,172.22
3	Utilidades	15%	Q42,930.55
4	Impuestos	7%	Q20,034.26
Total de costos indirectos			Q108,757.39

Costo total del renglón			Q394,961.06
--------------------------------	--	--	--------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 23. **Muro de gaviones**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
2.2	Muro de gaviones	90.00	m	Q2,743.17	Q246,885.45

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Gavión tipo caja de 2x1x1 m, zinc + PVC	120.00	unidad	Q395.00	Q47,400.00
2	Gavión tipo colchón de 4x2x0.23 m, zinc + PVC	45.00	unidad	Q710.00	Q31,950.00
3	Piedra de canto rodado	323.00	m³	Q190.00	Q61,370.00
4	Alambre de acero galvanizado	25.00	lb	Q12.00	Q300.00
5	Geotextil	651.00	m²	Q7.50	Q4,882.50
Subtotal de materiales de construcción					Q145,902.50

Mano de obra					
1	Armado de gaviones	165.00	unidad	Q50.00	Q8,250.00
2	Instalación de gaviones	165.00	unidad	Q150.00	Q24,750.00
Subtotal de mano de obra					Q33,000.00
Total de costos directos					Q178,902.50

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q17,890.25
2	Imprevistos	6%	Q10,734.15
3	Utilidades	15%	Q26,835.38
4	Impuestos	7%	Q12,523.18
Total de costos indirectos			Q67,982.95

Costo total del renglón				Q246,885.45
--------------------------------	--	--	--	--------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 24. Limpieza final

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
3	Limpieza final	1190.00	m	Q2.50	Q2,980.80

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Pala	4.00	unidad	Q65.00	Q260.00
2	Carretilla	2.00	unidad	Q400.00	Q800.00
Subtotal de materiales de construcción					Q1,060.00
Mano de obra					
1	Maestro de obra	1.00	día	Q200.00	Q200.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	1.00	día	Q400.00	Q400.00
Subtotal de mano de obra					Q600.00

Maquinaria					
1	Transporte de material sobrante	1.00	viaje	Q500.00	Q500.00
Subtotal de maquinaria					Q500.00
Total de costos directos					Q2,160.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q216.00
2	Imprevistos	6%	Q129.60
3	Utilidades	15%	Q324.00
4	Impuestos	7%	Q151.20
Total de costos indirectos			Q820.80

Costo total del renglón				Q2,980.80
-------------------------	--	--	--	-----------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 25. **Gastos administrativos**

Gastos de área campo y técnica					
No.	Puesto	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
1	Ingeniero supervisor	4.00	70.00	Q5,600.00	Q28,000.00
2	Auxiliar de ingeniero	8.00	30.00	Q4,800.00	Q24,000.00
3	Contador	2.00	20.00	Q800.00	Q4,000.00
4	Secretaria	2.00	20.00	Q800.00	Q4,000.00
5	Dibujante	4.00	30.00	Q2,400.00	Q12,000.00
Subtotal / 5 meses					Q72,000.00

Alquileres y depreciaciones			
No.	Descripción	Costo/mes	Subtotal
1	Alquiler de local de oficina	Q800.00	Q4,000.00
2	Mantenimiento general	Q300.00	Q1,500.00
Subtotal / 5 meses			Q5,500.00

Otros gastos administrativos			
No.	Descripción	Costo/mes	Subtotal
1	IGSS (10.67% de gastos técnicos administrativos y dirección de campo)	Q1,536.48	Q7,682.40
2	Seguros varios	Q1,000.00	Q5,000.00
3	Insumos de oficina	Q500.00	Q2,500.00
Subtotal / 5 meses			Q15,182.40
Total de gastos administrativos (5 meses)			Q92,682.40
Total de costos directos			Q965,124.87
% Total de costos directos			10.00%

Fuente: elaboración propia.

Tabla 26. **Desglose de impuestos**

No.	Descripción	Total
1	Total materiales de construcción	Q580,864.52
2	Total mano de obra	Q126,160.35
3	Total maquinaria	Q258,100.00
Total costos directos		Q965,124.87
Utilidad (15 % costos directos)		Q144,768.73
ISR (25 % utilidad)		Q36,192.18
IVA 12% (utilidad y mano de obra)		Q32,511.49
Total impuestos		Q68,703.67
% costos directos		7.00%

Fuente: elaboración propia.

2.12.2. Cuantificación de materiales

Tabla 27. Resumen de materiales de construcción

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
1	Acero corrugado No. 5 G 60 (varilla 20')	19.00	varilla	Q130.00	Q2,470.00
2	Acero corrugado No. 3 G 40 (varilla 20')	13.00	varilla	Q45.00	Q585.00
3	Alambre de amarre	30.00	libra	Q10.00	Q300.00
4	Alambre de acero galvanizado	25.00	lb	Q12.00	Q300.00
5	Arena de río	87.00	m ³	Q190.00	Q16,530.00
6	Azadón	4.00	unidad	Q135.00	Q540.00
7	Barreta de 1.50 m	4.00	unidad	Q180.00	Q720.00
8	Cemento Portland (4000 PSI)	1519.00	saco	Q80.00	Q121,520.00
9	Carretilla	4.00	unidad	Q400.00	Q1,600.00
10	Clavos de 3"	22.00	libra	Q10.00	Q220.00
11	Estacas de madera	120.00	unidad	Q2.00	Q240.00
12	Gavión tipo caja de 2x1x1 m, zinc + PVC	120.00	unidad	Q395.00	Q47,400.00
13	Gavión tipo colchón de 4x2x0.23 m, zinc + PVC	45.00	unidad	Q710.00	Q31,950.00
14	Geotextil	651.00	m ²	Q7.50	Q4,882.50
15	Machete	4.00	unidad	Q52.00	Q208.00
16	Madera (2"X3"X10')	360.00	pt	Q5.00	Q1,800.00
17	Madera (1"X12"X10')	1150.00	pt	Q5.00	Q5,750.00
18	Material selecto	42.00	m ³	Q85.00	Q3,570.00
19	Material tipo balasto	1860.00	m ³	Q85.00	Q158,100.00
20	Pala	8.00	unidad	Q65.00	Q520.00
21	Piedra de canto rodado	522.00	m ³	Q190.00	Q99,180.00
22	Piedrín triturado Ø=1/2"	108.00	m ³	Q250.00	Q27,000.00
23	Piedrín triturado Ø=3/4"	7.00	m ³	Q220.00	Q1,540.00

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 27.

23	Piedrín triturado Ø=3/4"	7.00	m³	Q220.00	Q1,540.00
24	Pintura en aerosol color rojo	1.00	unidad	Q22.00	Q22.00
25	Pintura de aceite	1.00	galón	Q139.00	Q139.00
26	Piocha	4.00	unidad	Q110.00	Q440.00
27	Tubería de concreto Ø=60"	30.00	tubo	Q850.00	Q25,500.00
28	Tubería de concreto Ø=48"	18.00	tubo	Q600.00	Q10,800.00
29	Tubería de concreto Ø=36"	18.00	tubo	Q440.00	Q7,920.00
30	Tubo HG Ø=3"	16.00	tubo	Q450.00	Q7,200.00
31	Tubería PVC Ø=4" 80 PSI	6.00	tubo	Q319.67	Q1,918.02
Total de materiales de construcción					Q580,864.52

Fuente: elaboración propia.

2.12.3. Cronograma de ejecución físico y financiero

Tabla 28. Cronograma físico y financiero

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Sub-total
1	Apertura de tramo carretero	1190.00	m						Q1,437.96
1.1	Replanteo topográfico	1190.00	m						Q1,437.96
1.2	Limpia, chapeo y desironque	1190.00	m						Q5,751.84
1.3	Movimiento de tierras (corte)	7761.63	m³						Q184,753.02
	Movimiento de tierras								
1.4	(relleno)	7803.21	m³						Q78,618.60
	Reacondicionamiento de								
1.5	subrasante	6400.00	m²						Q43,056.00
1.6	Capa balasto	6400.00	m²						Q307,050.00
1.7	Cunetas naturales	2298.00	m						Q6,072.00
1.8	Drenaje transversal tipo A	2.00	unidad						Q34,551.34
1.9	Drenaje transversal tipo B	2.00	unidad						Q25,754.25
	Sub-total								Q687,045.01
2	Obras complementarias								
2.1	Badén	1.00	unidad						Q394,961.06
2.2	Muro de gaviones	90.00	m						Q246,885.45
	Sub-total								Q641,846.51
3	Limpieza final	1190.00	m						Q2,980.80
	Avance financiero			Q 191,942.82	Q 100,146.60	Q 334,650.00	Q 455,266.65	Q 249,866.25	Q1,331,872.32
	Avance porcentual			14.41%	7.52%	25.13%	34.18%	18.76%	
	Avance porcentual acumulado			14.41%	21.93%	47.06%	81.24%	100.00%	

Fuente: elaboración propia.

2.13. Evaluación socioeconómica

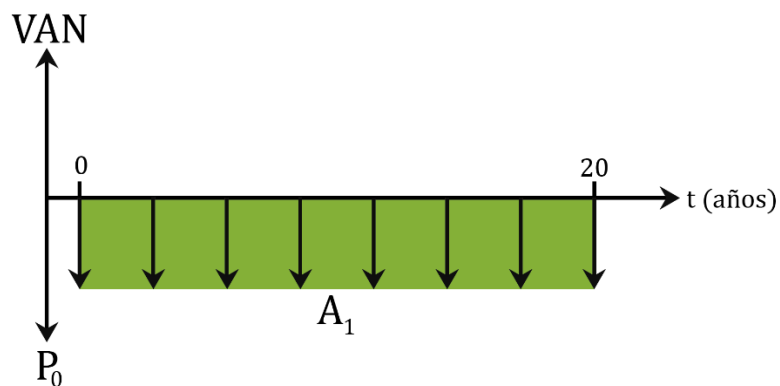
Los proyectos nacen de necesidades individuales y colectivas, para crear un bien o servicio y estos tienen ciertas fases para llevar a una toma de decisión, dadas en el siguiente orden: propuesta del diseño, preinversión, inversión, operación y evaluación de funcionalidad. En este estudio, se centró en la preinversión, el cual permite analizar en el área financiera y existen dos modelos básicos para determinar la rentabilidad del proyecto, los cuáles son: Valor Actual Neto -VAN- y la Tasa Interna de Retorno -TIR-.

2.13.2. Valor Actual Neto -VAN-

Es la diferencia entre el valor presente de las entradas de efectivo y el valor presente de las salidas de efectivo durante un período de tiempo. Este modelo es esencial en la planificación de preinversiones, para analizar la rentabilidad de una futura inversión de un proyecto.

Se realiza el siguiente diagrama flujo, ilustrado en la figura 45, acorde a los ingresos y egresos del proyecto: “Diseño del tramo carretero del caserío El Zapote, aldea Belén hacia caserío Los Vados, aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula”.

Figura 45. **Diagrama de flujo del proyecto del tramo carretero**



Fuente: elaboración propia.

De acuerdo al análisis realizado en el diagrama de flujo, se define la siguiente ecuación con notación estándar.

$$VAN = -P_0 - A_n \left(\frac{P}{A}, i, n \right)$$

Donde:

VAN = Valor Actual Neto

P_0 = Inversión inicial

A_n = Anualidad, tarifa anual debido al mantenimiento del proyecto

Ecuación con la fórmula desarrollada

$$VAN = -P_0 - A_n \frac{(1+i)^{n_t} - 1}{i(1+i)^{n_t}}$$

Donde:

$i =$ tasa de interés o tasa de retorno por período (4%)

$n_t =$ número de periodos de interés: años, meses, días (20 años)

$$VAN = -Q 1,331,872.32 - (Q 100,000.00) \frac{(1 + 0.04)^{20} - 1}{0.04 \times (1 + 0.04)^{20}}$$

$$VAN = -Q 2,690,904.95$$

Guerrero Spínola (2004), indica que para interpretar el resultado obtenido del valor actual neto, se realiza las siguientes relaciones:

- $VAN > 0$: el proyecto, recupera la inversión inicial, obtiene la rentabilidad deseada, y además un excedente que es igual al valor presente actual neto.
- $VAN = 0$: el proyecto, recupera la inversión inicial, obtiene la rentabilidad deseada.
- $VAN < 0$: En muchas ocasiones el proyecto debe rechazarse, sin embargo, existen casos dos especiales que contradicen la relación, tales como: el resultado negativo no influye como rechazo, si la tasa de descuento es utilizada; cuando es un proyecto de carácter social, sin fines de lucro (p. 86).

Con lo anteriormente expuesto, se determina a través del modelo del valor actual neto, el proyecto se debe rechazar, debido a que no se recuperará la

inversión, sin embargo, este diseño es de tipo social, donde se busca un beneficio para ambas comunidades y no lucrativo.

2.13.3. Tasa Interna de Retorno -TIR-

La Tasa Interna de Retorno -TIR- es la alternativa que se utiliza con más frecuencia para realizar análisis, con el propósito de determinar el índice de rentabilidad de un proyecto, ya que se basa únicamente en los flujos de efectivo del proyecto y no tasas externas.

En el libro fundamentos de ingeniería económica de Park (2009), define la TIR como “el interés ganado sobre el saldo pendiente de un crédito, y se calcula, realizando una sumatoria en los flujos de entrada y salida de los valores actuales, igualándolos a cero y transformando la tasa de interés en la TIR” (p. 250).

Como el cálculo del valor actual neto, da como un resultado negativo, no es posible determinar la tasa interna de retorno.

2.14. Evaluación de impacto ambiental

El análisis de impacto ambiental ayuda a identificar, prevenir y minimizar los efectos que se producirán al momento de ejecutar el proyecto y durante su operación, por lo que es necesario investigar y dejar constancia las medidas de mitigación, plan de contingencia y de monitoreo, como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 29. **Medidas de mitigación**

No.	Elemento	Impacto	Medida de mitigación
1	Suelo	Deslaves, hundimientos, deslizamientos y demás movimientos masivos en los cortes	Trazar la ruta de tal manera que se eviten las áreas inestables. Incluir la estabilidad con protección de aleros en áreas donde el río socave.
2	Auditivo	Ruidos y vibraciones: ruido de maquinaria	Programación de horarios diurnos de trabajo.
3	Hidrológico	Contaminación de ríos	Evitar limpieza de equipos y maquinaria en cercanía de ríos y quebradas. Los residuos de aceites y lubricantes de las máquinas serán extraídos y almacenados en los contenedores donde llegó el producto nuevo, para transportarlo al taller más cercano o venta minorista donde se compró.
4	Fauna y flora	Alteración del medio ambiente	Delimitación de áreas de construcción, para evitar invadir zonas de la vida silvestre. Además, en sus alrededores no existe un área protegida.
5	Aire	Emisión de dióxido de carbono	Realizar el debido mantenimiento a maquinaria, para minimizar contaminación.

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 29.

No.	Elemento	Impacto	Medida de mitigación
6	Medios socio-económicos	Transporte	La apertura de la carretera no afectará el transporte de ambas comunidades, ya que cada comunidad tiene otras vías alternas para su traslado.
7	Medio ambiente	Contaminación por desechos	Contactar a la Unidad de Servicios Públicos de la Municipalidad, para transportar los desechos sólidos generados durante la ejecución del proyecto a un basurero aprobado por dicha entidad. Instalar sanitarios portátiles, para el uso exclusivo de los trabajadores por parte de la unidad ejecutora.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 30. **Plan de contingencia**

No.	Impacto	Plan de contingencia
1	Desastres naturales que pudiera ocurrir durante la ejecución de la obra u operación del proyecto, accidentes laborales, incendios, sismos, incendios forestales, etc.	Utilizar el equipo de protección adecuado para los operadores de maquinaria y peones. Poseer un botiquín de primeros auxilios, que contenga: medicamentos de primera mano, lista de teléfonos de urgencia y manual de primeros auxilios.
2	Reacción humana ante incidentes durante la operación del proyecto	Capacitaciones a operadores, peones, técnicos de campo y administrativos en el uso correcto del equipo de protección personal durante la ejecución de la obra, utilización de medicamentos y utensilios destinados a este tipo de emergencias.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 31. **Plan de monitoreo**

No.	Impacto	Plan de monitoreo
1	Contaminación y mal uso de los recursos naturales	Constante monitoreo en los recursos naturales en la zona de construcción, permitirá una evaluación periódica, integrada y permanente de las variables ambientales. Llevar un control con informes periódicos acerca del mantenimiento y operación del equipo y maquinaria, para minimizar daño en el medio ambiente. Monitoreo por parte de la Municipalidad de la localidad, para observar el desempeño de los sistemas de agua, desagüe y tratamiento de aguas residuales, relacionados con las labores del proyecto.

Fuente: elaboración propia.

3. DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

3.1. Información preliminar

Mediante una investigación cualitativa en los caseríos que comunicará el proyecto de El Zapote y Los Vados de aldea Belén y Valle Dolores, respectivamente, con el propósito de indagar y realizar un diagnóstico de ambas comunidades. Para ello, es necesario realizar un muestreo estadístico en cadena, por oportunidad y conveniencia; estos se llevan a cabo a través de entrevistas personales. Además, se recolectaron otros datos demográficos relevantes, estos fueron obtenidos por el Instituto Nacional de Estadística -INE- y la Unidad de Participación Ciudadana de la Municipalidad de Esquipulas.

3.2. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente tipo viga losa de concreto armado y está compuesta de dos partes: superestructura, la que tiene una extensión de 25.00 m, un ancho útil de 3.60 m, con banquetas de 0.40 m en ambos lados y columnas de 0.20 m x 0.20 m con tuberías HG como protección a cada 2.20 m; y la subestructura está comprendida por viga de apoyo, cortina y dos estribos de concreto ciclópeo.

Este proyecto es una obra complementaria en el área de drenajes de la apertura de tramo carretero del capítulo 2 de este documento y se ubica en la estación 0+920.00 km del diseño anterior, sobre la quebrada de El Zapote. El cual tiene por objetivo permitir el paso vehicular de los caseríos de El Zapote y Los Vados, de forma segura y cómoda.

Dicho proyecto se planificó mediante las normas y especificaciones recomendadas AASHTO LRFD, AASHTO Standard, ACI 318S-14 y criterios por el AGIES.

3.3. Levantamiento topográfico

La topografía es uno de los estudios indispensables para la planificación de puentes vehiculares, cuyo análisis, permite la visualización del comportamiento de la superficie terrestre.

La Secretaría de Integración Económica Centroamericana SIECA (2016) describe en el libro Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, la acción de “realizar la topografía a cien metros aguas arriba y aguas abajo” (p. 218).

Para este caso, se tomó una distancia de 200 m aguas arriba y aguas abajo, y 50 m a los costados de la corriente del río. Para este tipo de levantamiento topográfico, se realiza una representación de los puntos de la superficie terrestre proyectados de manera horizontal (planimetría) y posicionar la altura o cota con respecto a un plano de referencia (altimetría).

3.4. Análisis de suelos

Permite obtener la información necesaria para el diseño de la subestructura del puente vehicular, el tipo de estudio depende de la condición y requisito del proyecto. En este proyecto se determina las propiedades de esfuerzo-deformación del suelo, a través del ensayo de compresión triaxial, el cual es el más utilizado en la actualidad para comprobar los parámetros de resistencia al corte de los suelos, obteniendo la cohesión del suelo y el ángulo de fricción interna.

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructura y Sísmica -AGIES- (2013), a través del libro Normas para el Diseño y Construcción de Puentes, menciona que “los ensayos de laboratorio deben de estar claramente referidos a normas técnicas especializadas y para aquellos análisis que determinan la resistencia al corte del suelo” (p. 21).

El normativo recomienda los siguientes:

- Compresión no-confinado (AASHTO T 208 – ASTM D 2166)
- Corte directo (AASHTO T 236 – ASTM D 3080)
- Triaxial no consolidado – no drenado (UU) (ASTM D 2850)
- Triaxial consolidado – no drenado (CU) (AASHTO T 297 – ASTM D 4767)
- Triaxial consolidado – drenado (CD)

En este caso en particular, se emplea el ensayo triaxial no consolidado – no drenado (UU), y este análisis se caracteriza por no permitir el drenaje durante la etapa de corte y no se puede consolidar bajo la presión de la celda.

3.4.1. Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial

El análisis de suelo consiste en extraer una muestra inalterada aproximadamente de 1.00 pie³, fue desenterrada a una profundidad de 1.20 m, ya que no fue posible la extracción a la altura donde se ubica la base de la cimentación del estribo, debido a problemas de filtración de agua en dicha área.

La muestra fue evaluada por el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala. Los resultados obtenidos se encuentran en el anexo “F”.

a. Determinación del valor soporte del suelo

Para ello, se empleó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi, donde se realiza el mismo cálculo que en el inciso 2.9.3. La única diferencia sería la base del elemento.

Donde:

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

- Capacidad de carga última

$$q_D = 712.42 \text{ Ton}/m^2$$

- Factor de seguridad (FS)

Das (2012), recomienda que “el cálculo de la capacidad de carga admisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad a la capacidad de carga última bruta, algunos ingenieros prefieren emplear un $FS = 3$ ” (p. 140).

$$VS_{suelo} = \frac{q_D}{FS}$$

$$VS_{suelo} = \frac{712.42 \text{ Ton}/m^2}{3} = 237.47 \text{ Ton}/m^2$$

3.5. Estudio hidrológico

Se lleva a cabo un estudio hidrológico en la quebrada El Zapote, con el propósito de determinar el comportamiento del agua en la cuenca donde estará ubicada la infraestructura del puente vehicular.

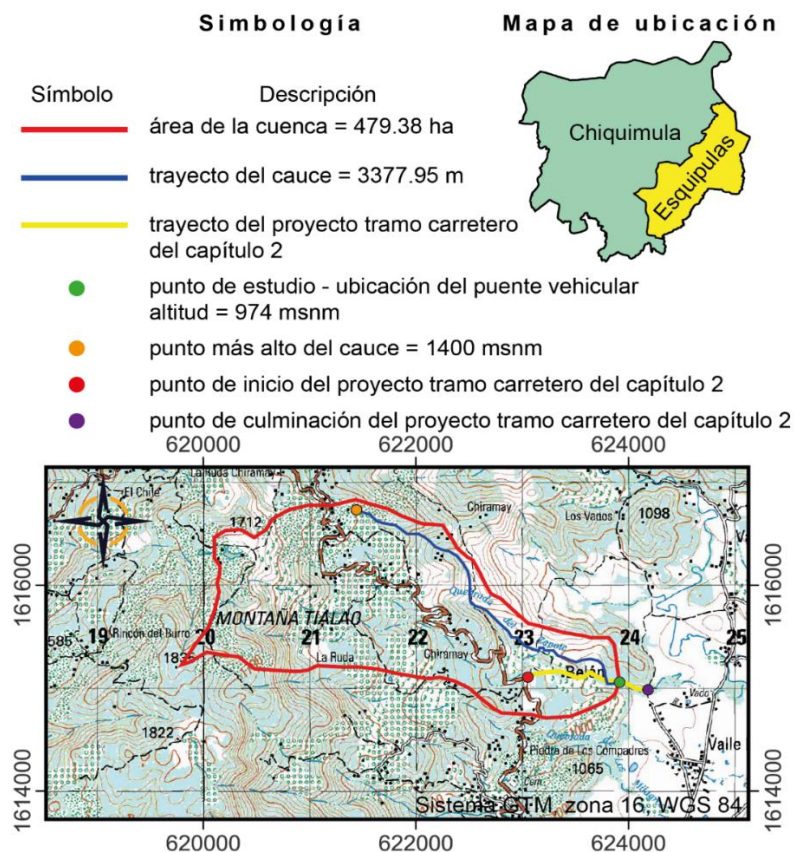
La intención de realizar este tipo de investigación, es calcular el caudal máximo, para ello se utiliza el método racional, donde se delimita la cuenca en mapas cartográficos (escala 1:50,000), con una línea divisoria partiendo donde se ubicará la infraestructura o el punto de estudio hacia las partes más altas,

cortando ortogonalmente las curvas del nivel, siguiendo el curso de la escorrentía.

3.5.1. Caudal de diseño

El punto de estudio se ubica aproximadamente a 120 m de distancia de la infraestructura del badén de la apertura de tramo carretero del capítulo 2, por este motivo, la cuenca del puente vehicular será similar al del proyecto anterior, como se aprecia en la figura 46.

Figura 46. Cuenca del proyecto puente vehicular



Fuente: elaboración propia.

El coeficiente de escorrentía se determina con ayuda de la hoja cartográfica, ya que en él se visualizan los diferentes tipos de superficies que componen la cuenca. En la tabla 32, se encuentran los valores de los factores de escurrimiento asignados y recomendados por SIECA.

Tabla 32. **Tipo de superficie en cuenca del puente vehicular**

No.	Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía (C)	Área (ha)
1	Bosque, 50% o más de cubrimiento de 3 m o más de altura	0.48	206.04
2	Matorrales y pastizales	0.49	39.64
3	Áreas de cultivo	0.51	144.10
4	Zonas verdes, condición pobre	0.52	89.60
Total $\Sigma =$			479.38

Fuente: elaboración propia.

$$\bar{C} = \frac{A_n C_n + \dots}{\Sigma A_n}$$

$$\bar{C} = \frac{(206.04 \times 0.48) + (39.64 \times 0.49) + (144.10 \times 0.51) + (89.60 \times 0.52)}{479.38}$$

$$\bar{C} = 0.4973 \approx 0.50$$

La intensidad de lluvia se calcula con los parámetros establecidos por el INSIVUMEH, extraídos de las tablas 5 y 6, para el puente vehicular se utiliza un período de retorno de 50 años, ya que es considerado como un drenaje mayor,

como lo recomienda el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica del SIECA.

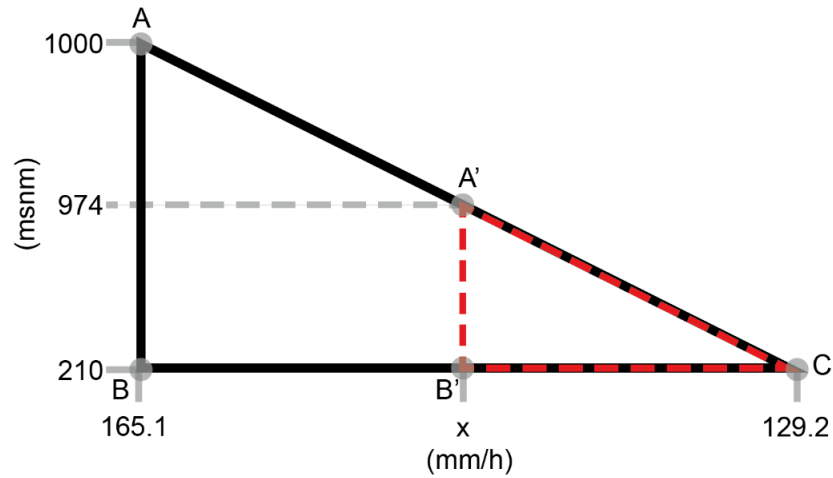
$$I = \frac{a}{(b + t_c)^N}$$

$$I_{Esquipulas} = \frac{1213}{(6 + 12)^{0.690}} = 165.1 \text{ mm/h}$$

$$I_{La\ Fragua} = \frac{831}{(7 + 12)^{0.632}} = 129.2 \text{ mm/h}$$

Para determinar la intensidad del punto de estudio se realiza una relación de triángulos semejantes, tal como se ilustra en la figura 47, utilizando los valores de las precipitaciones de las estaciones meteorológicas y sus debidas alturas, las cuáles son 1000 msnm de Esquipulas y 210 msnm de La Fragua. Dichos datos fueron obtenidos del documento de intensidad de lluvias de Guatemala del INSIVUMEH. La altitud del punto de estudio se establece mediante el levantamiento topográfico, el cuál es de 974.00 msnm.

Figura 47. **Relación triángulos semejantes - puente vehicular**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{AB}{BC} = \frac{A'B'}{B'C'}$$

$$\frac{1000 - 210}{165.1 - 129.2} = \frac{974 - 210}{x - 129.2}$$

$$x = \left[(974 - 210) \times \frac{(165.1 - 129.2)}{(1000 - 210)} \right] + 129.2$$

$$x = 163.9 \text{ mm/h}$$

Por lo tanto:

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.50 \times 163.9 \text{ mm/h} \times 479.38 \text{ ha}}{360} = 109.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.5.2. Tirante de diseño

Rodríguez Ruiz (2008), define al tirante como “la distancia vertical desde el punto más bajo de la sección de un canal hasta la superficie libre, es decir la profundidad máxima” (p. 5).

Para calcular el tirante, se acude al método de sección-pendiente, está basada en la ecuación de conservación de la energía y depende de la calidad del tramo.

Aparicio Mijares (1992), considera la relación de sección-pendiente como “un método directo, ya que se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río, a través de datos específicos obtenidos en el campo” (p. 37).

Para aplicar el método de sección-pendiente, debe de cumplir con los siguientes requisitos:

- Selección del tramo del río, debe ser recto.
- Levantamiento topográfico, para conocer las dimensiones de la sección transversal del río.
- Determinación de la pendiente de la superficie del agua, no debe haber ningún cambio brusco de pendiente.
- Elección de un valor del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, conforme las condiciones físicas del cauce.

- Cumpliendo con los requisitos del método de sección-pendiente, significa que el cauce es realmente uniforme, permitiendo aplicar la fórmula de Manning.

Esta fórmula empírica, fue presentada por el ingeniero Robert Manning, con el propósito de calcular la velocidad en un canal abierto, donde afirma que en toda sección existe una fuerza opuesta al flujo, actuando a lo largo de la superficie del ducto, y esta depende de la rugosidad del material con que está elaborado, denominado como coeficiente de rugosidad. En unidades del sistema métrico, la fórmula se detalla como:

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

Donde:

V	=	velocidad promedio del fluido	(m/s)
n	=	coeficiente de rugosidad de Manning	(adimensional)
R_H	=	radio hidráulico	(m)
S	=	pendiente de la sección del puente	(%)

Para el cálculo del tirante máximo (y_{max}), se calcula a través de la ecuación de principio de continuidad, donde el área será la sección transversal, obteniéndolo del producto de la longitud del puente por la incógnita (y_{max}).

$$Q = V \times A$$

$Q =$ caudal máximo (m³/s)

$V =$ velocidad (m/s)

$A =$ área transversal del río = longitud del puente $\times$ tirante máximo

$$Q = V \times (L_{puente} \times y_{max})$$

Ingresando el valor de la velocidad de la fórmula de Manning dentro de la ecuación anterior, se obtiene el siguiente resultado:

$$Q = \left(\frac{1}{n} \times R_H^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \right) \times (L_{puente} \times y_{max})$$

Y despejando la variable de tirante máximo, se obtiene:

$$y_{max} = \frac{n \times Q}{L_{puente} \times R_H^{2/3} \times S^{1/2}}$$

El cálculo de la pendiente se determina con la ubicación y altitud de dos puntos dentro del cauce a partir del levantamiento topográfico, el primero ubicado a 100 m aguas arriba y el segundo situado a 100 m aguas debajo de donde se ejecutará la obra del puente vehicular.

$$S = \frac{\text{punto cien metros} \text{ aguas arriba} - \text{punto cien metros} \text{ aguas abajo}}{\text{distancia}} \times 100$$

$$S = \frac{412.33 - 406.04}{200} \times 100 = 3.14\%$$

El coeficiente de rugosidad de Manning se representa con la variable de “n” y es muy variable porque depende de una serie de factores que intervienen en la dirección del flujo, tales como: irregularidad del contorno, rugosidad por vegetación, obstrucciones, circulación, alineación y nivel del conducto.

Estos factores definen el coeficiente de Manning, por este motivo, el valor de “n” es muy variable, ya que no existe un método exacto para deducir este término. Sin embargo, diversos profesionales decidieron estimar la magnitud de “n” basándose en su propia experiencia y tabulando los datos obtenidos.

SIECA (2016), “recomienda consultar el libro de Hidráulica de Canales Abiertos de Chow, debido que contiene una lista certera de los valores de “n” para diferentes clases y tipos de superficies” (p. 116). Como se presenta en el anexo “N”.

Mott (2015) define el radio hidráulico como “la relación entre el área de la sección transversal neta de una corriente de flujo sobre el perímetro mojado de la sección” (p. 375). Se visualiza la siguiente ecuación:

$$R_H = \frac{A}{P_m}$$

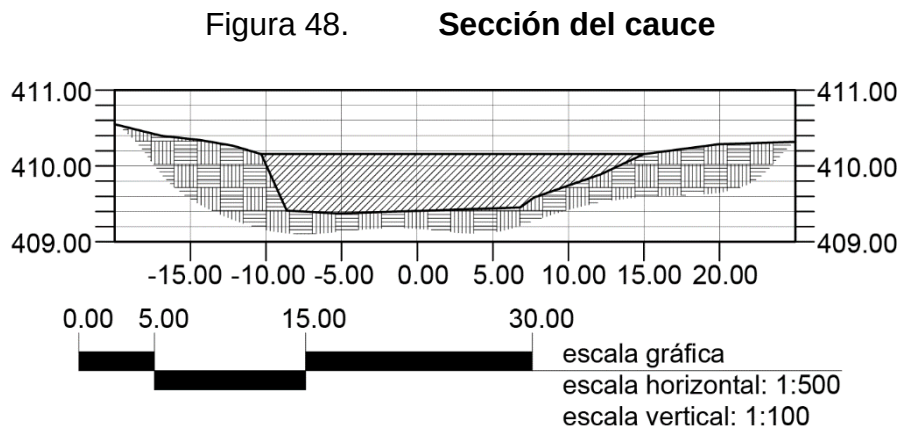
Donde:

R_H = radio hidráulico (m)

A = área de la sección transversal del río (m²)

P_m = perímetro mojado de la sección del río (m)

La figura 48, muestra las dimensiones de la sección del cauce, donde el área transversal y el perímetro mojado corresponde a 14.74 m² y 22.00 m, respectivamente.



Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto:

$$R_H = \frac{A}{P_m} = \frac{14.74 \text{ m}^2}{22.00 \text{ m}} = 0.67 \text{ m}$$

De modo que, el tirante máximo se calcula de la siguiente manera:

$$y_{max} = \frac{n \times Q}{L_{puente} \times R_H^{2/3} \times S^{1/2}}$$

$$y_{max} = \frac{0.07 \times 109.12}{25.00 \times (0.67)^{2/3} \times (0.0314)^{1/2}} = 2.25 \text{ m}$$

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- (2020b), a través del normativo NSE 5.2 Puentes de Tamaño y Altura Limitados, de acuerdo a la sección 2.3.3, recomiendan “el tirante mínimo de 2.50 m por encima del espejo del agua hacia el tablero del puente” (p. 9). Por lo tanto, la altura desde el fondo del río hacia la parte inferior de la viga principal es la suma del tirante calculado más el mínimo, el resultado es de 4.75 m. Sin embargo, el dato calculado corresponde a la parte de la subestructura expuesta y en la sección del estribo se detalla el desplante por debajo del nivel suelo para completar la altura total del elemento.

3.6. Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa

El puente vehicular se diseñó bajo las normas AASHTO Standard, AASHTO LRFD, requisitos de reglamento para concreto estructural ACI 318S-14, normas y criterios dados por el AGIES.

- Concreto: la resistencia a la compresión es de 4000.00 PSI (280.00 kg/cm²) a los 28 días.
- Acero de refuerzo: se utilizan varillas de acero corrugadas con una resistencia de 4,200.00 kg/cm² (grado 60) y 2810.00 kg/cm² (grado 40), como se diseña en planos constructivos.
- Camión de diseño: se determina en base al estudio de tráfico, el cual se detalla en la sección 2.3., ya que ambos proyectos se encuentran en el mismo punto. El tipo de vehículo que se identificó en el aforo vehicular, de gran magnitud y peso es el HL-93.
- Recubrimientos: especificados por el normativo ACI 318S-14 para elementos de concreto contruidos en sitio no preesforzados, tales como: elementos contruidos contra el suelo y permanentemente en contacto con él de 7.62 cm; expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo de 5.00 cm.
- Características del puente: fabricado de concreto armado, distancia entre estribos de 25.00 m, una vía de 3.60 m, 0.40 m de paso peatonal en la banqueta de ambos lados y barandal con poste de 0.20 m X 0.20 m X 1.10 m.
- Apoyo elastomérico: diseñado por el método A según el artículo 14.7.6 de la AASHTO LRFD, reforzado con placas de acero A36.

3.7. Diseño de la superestructura

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- (2020b), lo define como “el componente estructural del puente, el cual constituye el tramo horizontal” (p. 65).

3.7.1. Predeterminación de la sección de la viga

- Altura de la viga

Para determinar la altura de las vigas principales, la AASHTO LRFD, describe en la tabla 2.5.2.6.3.-1 la siguiente fórmula para calcular la altura del elemento.

$$H_V = 0.07 L_T$$

Donde:

H_V = altura de la viga (m)

L_T = luz del tramo del puente (25.00 m)

$$H_V = 0.07 \times 25.00 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$

- Base de la viga

Se calcula la base de la viga, la ACI 318S-14 sección 8.8.1.3., y se establece la siguiente relación: la altura total de la viga no debe ser mayor de 3.50 veces de su ancho.

$$b_v = \frac{H_v}{3.5}$$

Donde:

b_v = base de la viga (m)

H_v = altura de la viga (m)

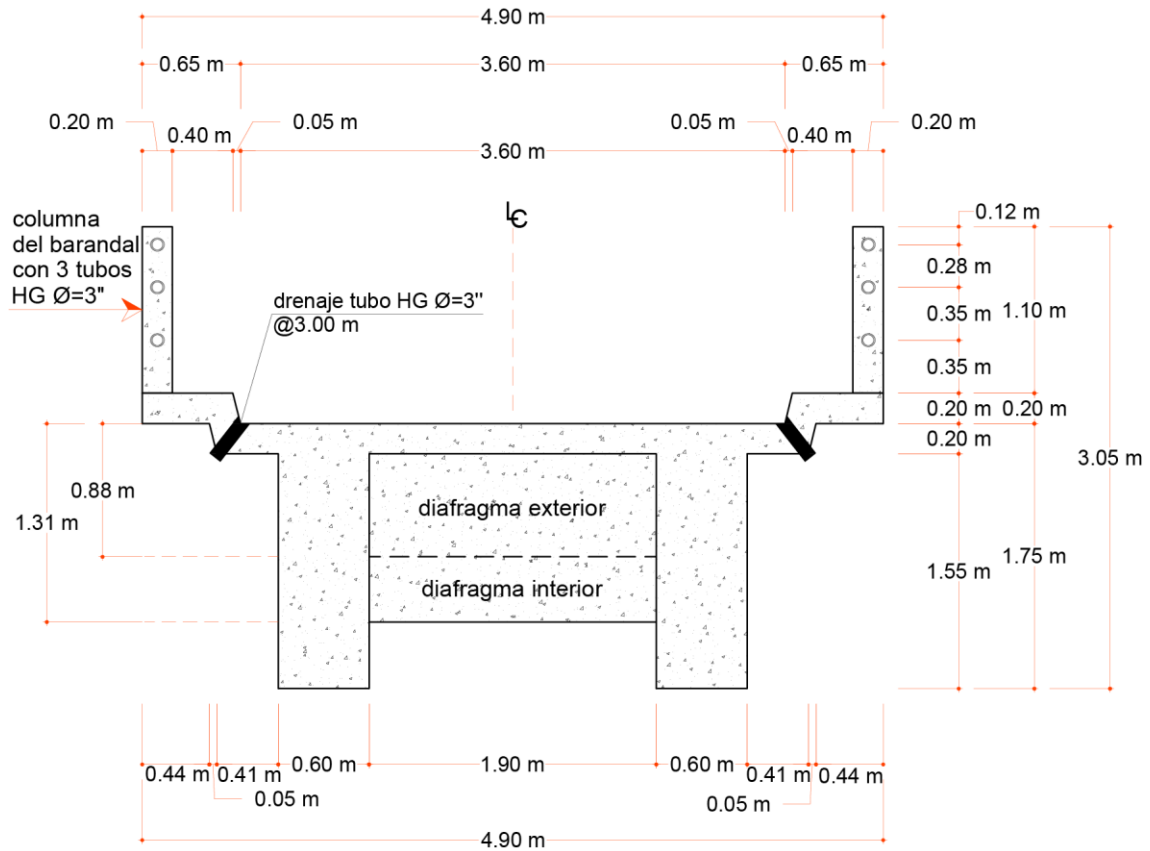
$$b_v = \frac{1.75 \text{ m}}{3.5} = 0.50 \text{ m}$$

Para tener espacio suficiente de colocar el acero de refuerzo, se utiliza la base de 0.60 m y una altura de 1.75 m.

3.7.2. Diseño de la losa

En la figura 49, se visualiza las dimensiones de la losa y los diferentes elementos que la componen, tales como: las vigas de concreto reforzado que son ancladas a la subestructura, los diafragmas, banquetas, drenaje para agua pluvial y los barandales como protección para el peatón.

Figura 49. Sección transversal de la superestructura



Fuente: elaboración propia.

a. Cálculo de peralte

Se utiliza la tabla 2.5.2.6.3-1 del normativo AASHTO LRFD, donde describe la siguiente fórmula para calcular el espesor de la losa para superestructuras de profundidad constante.

$$t = \frac{1.2(S_V + 3000)}{30}$$

Donde:

t = espesor de la losa (mm)

S_V = luz libre entre vigas (1900 mm)

$$t = \frac{1.2(1900 + 3000)}{30} = 196.00 \text{ mm}$$

$$t \approx 200.00 \text{ mm}$$

b. Integración de cargas

$$W_{CM} = W_{Losa} + W_{Barandal} + W_{Banqueta}$$

$$W_{Losa} = \gamma_c \times t \times b_u$$

Donde:

W_{Losa} = peso de la losa (kg/m)

γ_c = peso específico del concreto ($2400.00 \text{ } kg/m^3$)

t = espesor de la losa (0.20 m)

b_u = base unitaria (1.00 m)

$$W_{Losa} = 2400.00 \text{ } kg/m^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 480.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{Barandal} = \frac{A_{sección} \times H_{poste} \times \gamma_c}{L_p}$$

Donde:

$$W_{Barandal} = \text{peso del barandal} \quad (kg/m)$$

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} \quad (2400.00 \text{ } kg/m^3)$$

$$A_{sección} = \text{área de la sección transversal} \quad (0.04 \text{ } m^2)$$

$$H_{poste} = \text{altura del poste} \quad (1.10 \text{ } m)$$

$$L_p = \text{separación entre postes} \quad (2.00 \text{ } m)$$

$$W_{Barandal} = \frac{0.20 \text{ } m \times 0.20 \text{ } m \times 1.10 \text{ } m \times 2400.00 \text{ } kg/m^3}{2.00 \text{ } m} = 52.80 \text{ } kg/m$$

$$W_{Banqueta} = \gamma_c \times t_a \times D$$

Donde:

$$W_{Banqueta} = \text{peso de la banquetta} \quad (kg/m)$$

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} \quad (2400.00 \text{ } kg/m^3)$$

$$t_a = \text{espesor de la banquetta} \quad (0.20 \text{ } m)$$

$$D = \text{distancia de banquetta transversalmente} \quad (0.65 \text{ } m)$$

$$W_{Banqueta} = 2400.00 \text{ } kg/m^3 \times 0.20 \text{ } m \times 0.65 \text{ } m = 312.00 \text{ } kg/m$$

$$W_{CM} = W_{Losa} + W_{Barandal} + W_{Banqueta}$$

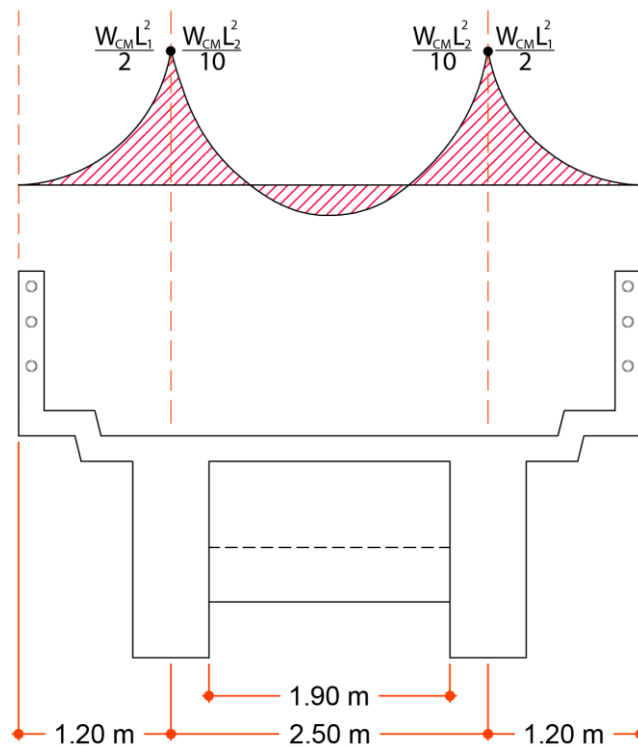
$$W_{CM} = 480 \text{ kg/m} + 52.80 \text{ kg/m} + 312 \text{ kg/m} = 844.80 \text{ kg/m}$$

c. Cálculo de momentos

- Momento producido por carga muerta

A través del siguiente diagrama de momentos, que se visualiza en la figura 50, se calcula el momento en el voladizo y entre vigas.

Figura 50. **Diagrama de momentos de carga muerta**



Fuente: elaboración propia.

- Momento en voladizo

$$M_{CM-VOL} = \frac{W_{CM} \times L_1^2}{2}$$

Donde:

$$M_{CM-VOL} = \text{momento en voladizo} \quad (kg - m)$$

$$W_{CM} = \text{carga muerta total} \quad (844.80 \text{ kg/m})$$

$$L_1 = \text{distancia entre eje de la viga al borde del voladizo} \quad (1.20 \text{ m})$$

$$M_{CM-VOL} = \frac{844.80 \text{ kg/m} \times (1.20 \text{ m})^2}{2} = 608.26 \text{ kg} - m$$

- Momento entre vigas

$$M_{CM-VIGAS} = \frac{W_{CM} \times L_2^2}{10}$$

Donde:

$$M_{CM-VIGAS} = \text{momento entre vigas} \quad (kg - m)$$

$$W_{CM} = \text{carga muerta total} \quad (844.80 \text{ kg/m})$$

$$L_2 = \text{Distancia entre ejes de vigas} \quad (2.50 \text{ m})$$

$$M_{CM-VIGAS} = \frac{844.80 \text{ kg/m} \times (2.50 \text{ m})^2}{10} = 528.00 \text{ kg} - m$$

El momento producido por carga muerta, para el diseño se utiliza el de mayor valor calculado.

$$M_{CM-VOL} = 608.26 \text{ kg} - m$$

- Momento producido por carga viva

En el normativo AASHTO (2002), sección 3.24.3.1, especifica la siguiente ecuación para “determinar el momento por carga viva, en el sistema inglés” (p. 36).

$$M_{CV} = 0.80 \times \left[\left(\frac{S_V + 2}{32} \right) \times P \right]$$

Donde:

$$\begin{aligned} M_{CV} &= \text{momento de} && (lb - pie) \\ &\text{carga viva} \\ S_V &= \text{luz libre entre vigas} && (1.90 \text{ m} = 6.23 \text{ pie}) \\ P &= \text{carga de rueda} && \left(\frac{145000}{2} N = 72500 N = 16298.65 \text{ lb} \right) \\ &\text{de diseño} \end{aligned}$$

$$M_{CV} = 0.80 \times \left[\left(\frac{6.23 \text{ pie} + 2}{32} \right) \times 16298.65 \text{ lb} \right] = 3353.45 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_{CV} = 3353.45 \text{ lb} - \text{pie} = 464.72 \text{ kg} - \text{m}$$

d. Momento último de diseño

- Carga de impacto

El normativo AASHTO (2002), sección 3.8.2.1., describe que “la cantidad de impacto o incremento se expresa como una fracción del esfuerzo de carga viva, se calcula como uno más el porcentaje y se determina mediante la siguiente fórmula” (p. 21).

$$CI = \frac{50}{S_V + 125} \leq 30.00\%$$

Donde:

$CI =$ carga de impacto (%)

$S_V =$ luz libre entre vigas (1.90 m = 6.23 pie)

$$CI = \frac{50}{6.23 + 125} = 0.3810 \leq 30.00\%$$

$$CI = 38.10\% \nless 30.00\%$$

$$CI = 30.00\%$$

- Momento último

$$M_U = 1.30 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} \times M_{CV} \times CI \right]$$

$$M_U = 1.30 \left[608.26 \text{ kg} - m + \frac{5}{3} \times 464.72 \text{ kg} - m \times 1.30 \right]$$

$$M_U = 2099.70 \text{ kg} - m$$

e. Cálculo de peralte efectivo

El cálculo del peralte efectivo se realiza a través de la siguiente relación:

$$d = t - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d	=	peralte efectivo de la losa	(cm)
t	=	espesor total de la losa	(20.00 cm)
rec	=	espesor de recubrimiento	(5.00 cm)
$\emptyset$	=	diámetro de la varilla a utilizar (No. 4)	(1.27 cm)

$$d = 20.00\text{cm} - 5.00\text{ cm} - \frac{1.27\text{ cm}}{2} = 14.37\text{ cm}$$

f. Cálculo de refuerzo

Hassoun y Al-Manaseer (2015), describen que se logra la condición equilibrada cuando:

El acero cede al mismo tiempo que falla el concreto, esto implica que alcanza el límite elástico en el acero y que el concreto ha alcanzado su límite máximo. El porcentaje de refuerzo utilizado para producir una condición equilibrada se denomina como relación de acero equilibrada, y este valor es igual al área de acero, dividido por la sección transversal efectiva. (p. 99)

Cómo se presenta en la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \rightarrow \text{ecuación } \boxed{1}$$

Donde:

A_s = área de acero (cm²)

ρ = cuantía de acero (adimensional)

b = base del elemento (cm)

d = peralte efectivo del elemento (cm)

Se deduce la siguiente ecuación, a través de un análisis en elementos de concreto armado que trabajan a flexión y ecuaciones dadas por el ACI 318S-14.

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{F_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{0.003825 \times f'_c \times b \times d^2}} \right] \rightarrow \text{ecuación [2]}$$

Despejando el área de acero en la ecuación [1]

$$A_s = \rho b d$$

Ingresando el valor de la ecuación [2], en la ecuación [1], se obtiene:

$$A_s = \left(\frac{0.85 f'_c}{F_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{0.003825 \times f'_c \times b \times d^2}} \right] \right) b d$$

Factorizando queda la siguiente expresión:

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

Donde:

$A_{s(req)}$	=	área de acero requerido	(cm^2)
f'_c	=	esfuerzo máximo de compresión del concreto	$(280 \text{ kg}/cm^2)$
F_y	=	límite de fluencia del refuerzo (grado 60)	$(4200.00 \text{ kg}/cm^2)$
M_u	=	momento último de diseño	$(2099.70 \text{ kg} - m)$
b	=	base unitaria de la losa	(100.00 cm)
d	=	peralte efectivo de la losa	(14.37 cm)

$$A_{s(req)} = \frac{0.85 \cdot (280)}{4200} \cdot \left[(100 \cdot 14.37) - \sqrt{(100 \cdot 14.37)^2 - \frac{(2099.70) \cdot (100)}{0.003825 \cdot (280)}} \right]$$

$$A_{s(req)} = 3.96 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero mínimo

American Concrete Institute (2014), en el reglamento 318S-14 y la sección 9.6.1.2, “establece que el acero mínimo debe ser mayor que las ecuaciones “a” y “b”” (p. 145). En unidades del Sistema MKS, se representan de la siguiente manera:

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y} bd$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{F_y} \times b \times d$$

Donde:

- $A_{s(\min)}$ = área de acero mínimo (cm^2)
 f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto ($280 \text{ kg}/cm^2$)
 F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 60) ($4200.00 \text{ kg}/cm^2$)
 b = base unitaria de la losa (100.00 cm)
 d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (14.37 cm)

$$\begin{aligned}
 (a) \rightarrow A_{s(\min)} &= \frac{0.8 \times \sqrt{280 \text{ kg}/cm^2}}{4200 \text{ kg}/cm^2} \times 100.00 \text{ cm} \times 14.37 \text{ cm} \\
 &= 4.58 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200 \text{ kg}/cm^2} \times 100.00 \text{ cm} \times 14.37 \text{ cm} = \mathbf{4.79 \text{ cm}^2}$$

El resultado de la ecuación “b”, es mayor que la de “a”, por lo tanto, el acero mínimo es de 4.79 cm^2 .

- Cálculo de acero máximo

El ACI 318S-14 define la siguiente ecuación para el cálculo del área del acero máximo:

$$A_{S(max)} = 0.5 \times \rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.003 \times E_s \times 0.85 \times f'_c}{F_y \times (F_y + 0.003 \times E_s)}$$

Donde:

ρ_b = cuantía de acero balanceada (adimensional)

E_s = módulo de elasticidad $\left(2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \right)$

f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto $\left(280 \text{ kg/cm}^2 \right)$

F_y = límite de fluencia del acero (grado 60) $\left(4200.00 \text{ kg/cm}^2 \right)$

β_1 = valor de distribución rectangular según (0.85)
 tabla 22.2.2.4.3 del normativo ACI
 318S -14

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.003 \times 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times \left(4200 \text{ kg/cm}^2 + 0.003 \times 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \right)}$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$A_{S(max)} = 0.5 \times \rho_b \times b \times d$$

Donde:

$$\begin{aligned} A_{s(max)} &= \text{área de acero máximo} && (\text{cm}^2) \\ \rho_b &= \text{cuantía de acero balanceada} && (0.0286) \\ b &= \text{base unitaria de la losa} && (100.00 \text{ cm}) \\ d &= \text{Distancia desde la fibra extrema en} && (14.37 \text{ cm}) \\ &\quad \text{compresión hasta el centroide del refuerzo} \\ &\quad \text{longitudinal en tracción} \end{aligned}$$

$$A_{s(max)} = 0.5 \times 0.0286 \times 100.00 \text{ cm} \times 14.37 \text{ cm} = 20.55 \text{ cm}^2$$

- Análisis del área de acero

$$A_{s(min)} < A_{s(req)} < A_{s(max)}$$

$$4.79 \text{ cm}^2 \nless 3.96 \text{ cm}^2 < 20.55 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínimo es mayor que el requerido, se sugiere utilizar el " $A_{s(min)}$ " para el refuerzo de la cama inferior de la losa.

$$A_s = 4.79 \text{ cm}^2$$

El área de acero transversal requerido para cubrir la cama superior de la losa, se calcula a través del acero por temperatura. La norma ACI 318S-14, sección 24.4.3.2, describe que la cuantía de refuerzo corrugada no debe ser menor a los valores dados en la siguiente ecuación:

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 \times 4200}{F_y}$$

Donde:

ρ_{min} = cuantía mínima de refuerzo por (adimensional)
temperatura

F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado $(4200.00 \text{ kg/cm}^2)$
60)

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 \times 4200}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0018$$

$$A_{s(temp)} = \rho_{min} \times b \times t$$

Donde:

$A_{s(temp)}$ = área de acero por temperatura (cm²)

ρ_{min} = cuantía mínima de refuerzo por (adimensional)
temperatura

b = base unitaria de la losa (100.00 cm)

t = espesor de la losa (20.00 cm)

$$A_{s(temp)} = 0.0018 \times 100.00 \text{ cm} \times 20.00 \text{ cm} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(temp)} = 3.60 \text{ cm}^2$$

La AASHTO (2002), la sección 3.24.10.2, describe que “la cantidad de refuerzo principal perpendicular al tráfico será el porcentaje del acero refuerzo principal requerido, mediante la siguiente fórmula” (p. 37).

$$F.L. = \frac{220}{\sqrt{S_V}} \leq 67.00\%$$

Donde:

$F.L$ = factor de refuerzo longitudinal (%)

S_V = luz libre entre vigas (1.90 m = 6.23 pie)

$$F.L. = \frac{220}{\sqrt{6.23 \text{ pie}}} = 88.14\%$$

$$F.L. = 88.14\% \nlessgtr 67.00\%$$

$$F.L. = 67.00\%$$

$$A_{s(long)} = 67.00\% \times A_s$$

$$A_{s(long)} = 67.00\% \times 4.79 \text{ cm}^2 = 3.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(long)} = \mathbf{3.21 \text{ cm}^2}$$

g. Refuerzo de acero

Distribución de refuerzo de acero en cama inferior de la losa

$$A_{s(cama\ inferior)} = 4.79\ cm^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 4, el cual es de $1.27\ cm^2$.

$$\# Varillas = \frac{A_{s(cama\ inferior)}}{A_{s(\emptyset=No.4)}} = \frac{4.79\ cm^2}{1.27\ cm^2} = 3.77 \approx 4\ varillas$$

El espaciamiento recomendado:

$$S = \frac{b}{\# Varillas} = \frac{100\ cm}{4\ varillas} = 25.00\ cm$$

Por lo tanto, utilizar varilla No. 4 grado 60 a cada 25.00 cm en la cama inferior.

Distribución de refuerzo de acero en cama superior de la losa

$$A_{s(temp)} = 3.60\ cm^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 4, el cual es de $1.27\ cm^2$.

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(temp)}}{A_{s(\emptyset=4)}} = \frac{3.60 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 2.83 \approx 3 \text{ varillas}$$

El espaciamiento recomendado:

$$S = \frac{b}{\# \text{ Varillas}} = \frac{100 \text{ cm}}{3 \text{ varillas}} = 33.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto, colocar varilla No. 4 grado 60 a cada 30.00 cm en la cama superior.

Distribución de refuerzo de acero longitudinal en la losa

$$A_{s(long)} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 4, el cual es de 1.27 cm^2 .

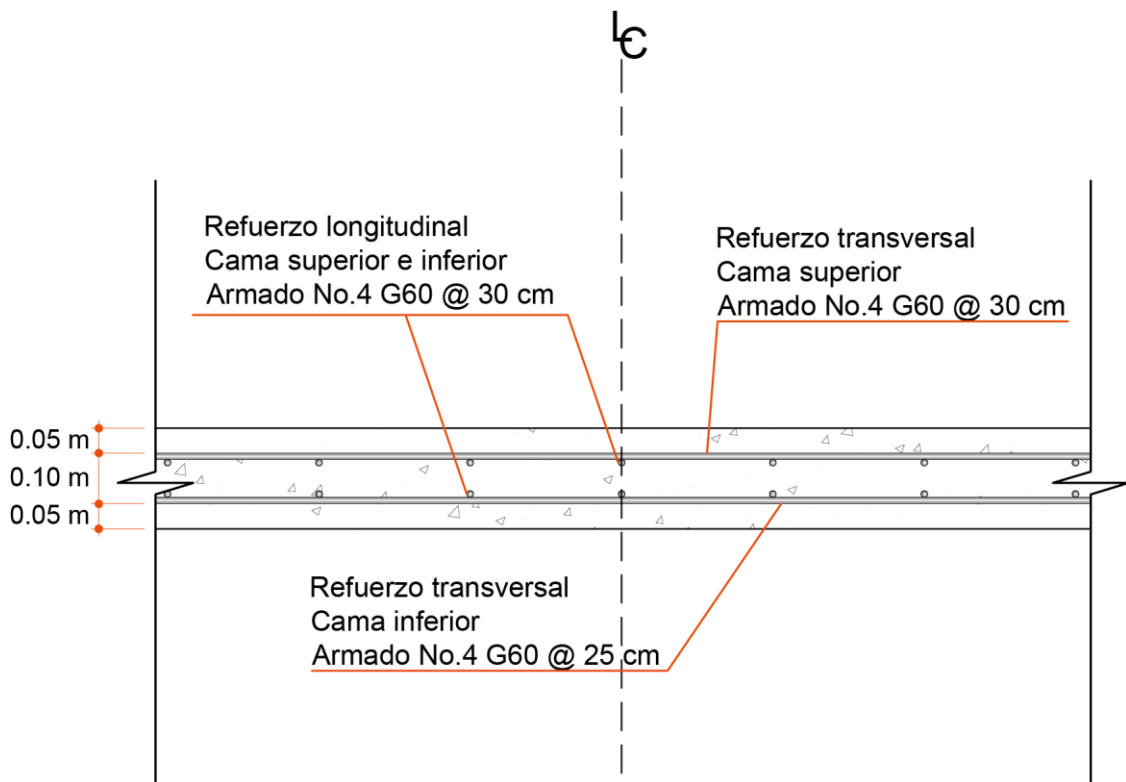
$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(long)}}{A_{s(\emptyset=4)}} = \frac{3.21 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 2.53 \approx 3 \text{ varillas}$$

El espaciamiento recomendado:

$$S = \frac{b}{\# \text{ Varillas}} = \frac{100 \text{ cm}}{3 \text{ varillas}} = 33.33 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 4 grado 60 a cada 30.00 cm longitudinalmente en cada cama. En resumen, el refuerzo de acero se distribuye en la losa como se aprecia en la figura 51.

Figura 51. Armado de losa



Fuente: elaboración propia.

3.7.3. Barandal

El barandal tiene como propósito principal contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura.

Los parámetros de diseño son los siguientes:

- La AASTHTO LRFD (2014), en la sección 13.8.1, describe que “la altura mínima de las barandas para peatones es de 1060.00 mm, medidas a partir de la cara superior de la acera” (p. 11). Por motivos de diseño y facilidad de ejecución en obra, la altura del barandal será de 1.10 m.
- El Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Carreteras (2010), estableció lo siguiente conforme la distribución de fuerzas actuantes sobre el barandal:

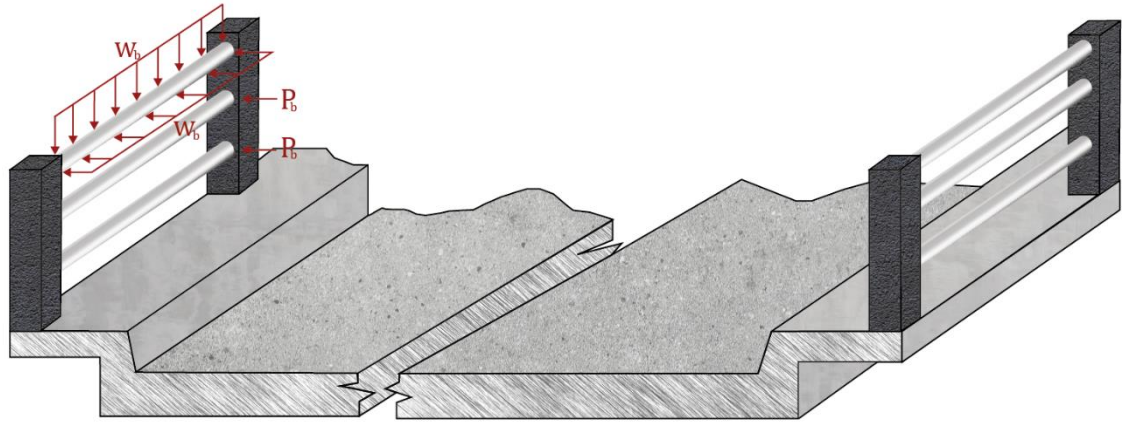
Antes de 1965, la AASHTO especificó que los miembros superiores de las barandas del puente deben diseñarse a una fuerza horizontal de 2.19 KN/m (150 Lb/ft) y una fuerza vertical de 1.46 KN/m (100 Lb/ft).

Posterior a 1965, en la novena edición de las especificaciones estándar de AASHTO para puentes, se requirió que las barandas se diseñen para una carga transversal de 45 KN (10 kips) divididos entre los diversos miembros del barandal.

La AASHTO LRFD (2004), sección 13.8.2, menciona que “la sobrecarga de diseño para las barandas, se toma como $w = 0.73 \text{ N/mm}$, un equivalente de $w = 75.0 \text{ kg/m}$ ” (p. 11).

Por lo expuesto anteriormente, se escogen las siguientes fuerzas aprobadas por la AASHTO, como se visualiza en la figura 52.

Figura 52. Cargas sobre el barandal



Fuente: elaboración propia.

Donde:

W_b = sobrecarga de diseño (75.00 kg/m)

P_b = carga transversal de diseño $(22.50 \text{ KN} = 2295 \text{ kg})$

El diseño del barandal, está constituido por tubos de acero galvanizado de diámetro $\phi = 3''$ y postes de concreto armado. Para el cálculo del barandal la distancia entre postes será de 2.00 m.

- Revisión del tubo de acero galvanizado

Las dimensiones del tubo de a utilizar, son las siguientes:

$$\phi_{\text{exterior}} = 3.500''$$

$$\phi_{\text{interior}} = 3.068''$$

- Inercia del tubo

$$I_{cilindro} = \frac{\pi}{4} [(radio\ mayor)^4 - (radio\ menor)^4]$$

$$I_{cilindro} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{3.500}{2} \right)^4 - \left(\frac{3.068}{2} \right)^4 \right] = 3.02\ pulg^4 = 125.70\ cm^4$$

- Momento de carga viva

$$M = \frac{q L_P^2}{8}$$

Donde:

M = momento de carga $(kg - m)$

q = carga distribuida $(W_b = 75.00\ kg/m)$

L = distancia entre postes $(2.00\ m)$

$$M_X = \frac{q L_P^2}{8} = \frac{(75.00\ kg/m) \times (2.00\ m)^2}{8} = 37.50\ kg - m$$

$$M_Y = \frac{q L_P^2}{8} = \frac{(75.00\ kg/m) \times (2.00\ m)^2}{8} = 37.50\ kg - m$$

- Momento de carga muerta

$$M = \frac{Q_{ag} L_P^2}{8}$$

Donde:

M = momento de carga (kg – m)

Q_{ag} = peso teórico del tubo de acero galvanizado (11.29 kg/m)

L_P = distancia entre postes (2.00 m)

$$M_x = \frac{Q_{ag} L_P^2}{8} = \frac{(11.29 \text{ kg/m}) \times (2.00 \text{ m})^2}{8} = 5.65 \text{ kg – m}$$

- Momento último

$$M_U = 1.30 \times \left[M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV} \right]$$

Donde:

M_U = momento último (kg – m)

M_{CM} = momento de carga muerta (5.65 kg – m)

M_{CV} = momento de carga viva (37.50 kg – m)

$$M_{U-X} = 1.30 \times \left[5.65 \text{ kg – m} + \frac{5}{3} (37.50 \text{ kg – m}) \right] = 88.60 \text{ kg – m}$$

$$M_{U-Y} = 1.30 \times \left[0 + \frac{5}{3} (37.50 \text{ kg} - m) \right] = 81.25 \text{ kg} - m$$

- Esfuerzo normal combinado

$$\sigma = \frac{M_x \times c}{I_x} + \frac{M_y \times c}{I_y}$$

Donde:

σ = esfuerzo normal combinado (Pa)

M_{x-y} = momento último (kg - m)

$I_{cilindro}$ = inercia del cilindro acero galvanizado $\left(\begin{matrix} 3.02 \text{ pulg}^4 = \\ 125.70 \text{ cm}^4 \end{matrix} \right)$

c = distancia máxima desde la superficie neutra hasta la superficie superior o inferior del elemento $\left(\begin{matrix} 1.75 \text{ pulg} = \\ 4.445 \text{ cm} \end{matrix} \right)$

$$\sigma = \frac{88.60 \text{ kg} - m \times 100 \times 4.445 \text{ cm}}{125.70 \text{ cm}^4} + \frac{81.25 \text{ kg} - m \times 100 \times 4.445 \text{ cm}}{125.70 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma = 600.62 \text{ kg/cm}^2 = 58.88 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma = 58.88 \text{ MPa}$$

- Verificación a la tensión admisible

La resistencia del tubo de acero galvanizado es la siguiente:

$$\sigma_f = 138 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$\sigma < 0.85 \times \sigma_f$$

$$58.88 \text{ MPa} < 0.85 \times 138 \text{ MPa}$$

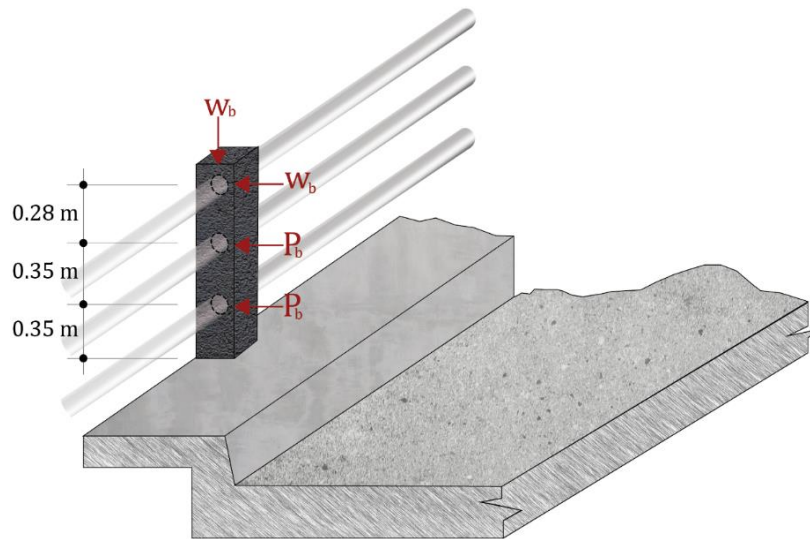
$$58.88 \text{ MPa} < 117.3 \text{ MPa}$$

Si cumple, el tubo de acero galvanizado de $\phi = 3''$ de diámetro.

- Cálculo de fuerzas en postes

En la figura 53, aparecen las fuerzas actuantes sobre el poste del barandal y en la figura 54, se visualizan las medidas propuestas del elemento. Para determinar si resiste el diseño propuesto, se realiza el siguiente cálculo.

Figura 53. **Fuerzas actuantes sobre el poste**



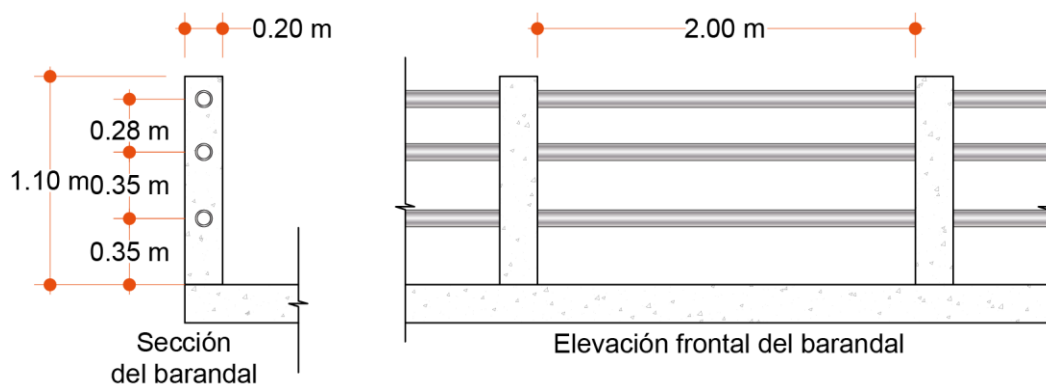
Fuente: elaboración propia.

Donde:

W_b = sobrecarga de diseño (75.00 kg/m)

P_b = carga transversal de diseño $(22.50 \text{ KN} = 2295 \text{ kg})$

Figura 54. **Medidas del barandal**



Fuente: elaboración propia.

- Integración de cargas

$$W_{poste} = 1.40 \times \gamma_c \times Vol$$

Donde:

$$\begin{aligned} W_{poste} &= \text{peso del poste} & (kg) \\ \gamma_c &= \text{peso específico del concreto armado} & (2400.00 \text{ kg/m}^3) \\ Vol &= \text{volumen del poste} & (m^3) \end{aligned}$$

$$W_{poste} = 1.40 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ m} = 147.84 \text{ kg}$$

$$W_{tubo} = 1.40 \times \# \text{ tubos} \times Q_{ag} \times L_p$$

Donde:

$$\begin{aligned} W_{tubo} &= \text{peso del tubo de acero galvanizado} & (kg) \\ \# \text{ tubos} &= \text{número de tubos entre dos postes} & (3 \text{ unidades}) \\ Q_{ag} &= \text{peso teórico del tubo de acero galvanizado} & (11.29 \text{ kg/m}) \\ L_p &= \text{separación entre dos postes} & (2.00 \text{ m}) \end{aligned}$$

$$W_{tubo} = 1.40 \times 3 \times 11.29 \text{ kg/m} \times 2.00 \text{ m} = 94.84 \text{ kg}$$

$$W_{CV.V} = W_b \times d_v$$

Donde:

W_{CV}	=	peso de la carga viva – vertical	(kg)
W_b	=	sobrecarga de diseño	(75.00 kg/m)
d_V	=	distancia donde se aplica la fuerza, sección de la columna	(0.20 m)

$$W_{CV.V} = 75.00 \text{ kg/m} \times 0.20 \text{ m} = 15.00 \text{ kg}$$

$$W_{CV.H} = W_b \times d_H$$

Donde:

$W_{CV.H}$	=	peso de la carga viva – horizontal	(kg)
W_b	=	sobrecarga de diseño	(75.00 kg/m)
d_H	=	distancia donde se aplica la fuerza, sobre la elevación de la sección	(0.98 m)

$$W_{CV.H} = 75.00 \text{ kg/m} \times 0.98 \text{ m} = 73.50 \text{ kg}$$

- Carga axial

$$P_u = W_{poste} + W_{tubo} + W_{CV.V}$$

$$P_u = 147.84 \text{ kg} + 94.84 \text{ kg} + 15.00 \text{ kg} = 257.68 \text{ kg}$$

- Momento total

$$M_T = W_{CV.H} \times b_1 + P_b \times b_2 + P_b \times b_3$$

Donde:

M_T	=	momento total	($kg - m$)
$W_{CV.H}$	=	peso de la carga viva – horizontal	(73.50 kg)
b_1	=	distancia del brazo 1	(0.49 m)
P_b	=	carga transversal de diseño	(2295 kg)
b_2	=	distancia del brazo 2	(0.35 m)
b_3	=	distancia del brazo 3	(0.70 m)

$$M_T = 73.50 \, kg \times 0.49 \, m + 2295 \, kg \times 0.35 \, m + 2295 \, kg \times 0.70 \, m$$

$$M_T = 2445.77 \, kg - m$$

- Cálculo de refuerzo de acero

American Concrete Institute (2014), indica en la sección 18.7.4.1 del normativo 318S-14 y en el capítulo de estructuras sismo resistentes, menciona que “el área de refuerzo longitudinal, debe ser al menos 1.00 % de A_g y no debe de exceder 6.00% A_g ” (p. 298).

Cálculo de relación $\frac{d}{h}$

$$\frac{d}{h} = \frac{h - r}{h}$$

Donde:

d = peralte efectivo de la sección (*adimensional*)

h = altura de la sección de la columna (20.00 cm)

r = recubrimiento según el ACI 318S-14 (4.00 cm)

$$\frac{d}{h} = \frac{20.00 \text{ cm} - 4 \text{ cm}}{20.00 \text{ cm}} = 0.80$$

Resistencia nominal del concreto a compresión:

$$f^*c = 0.80 \times f'c$$

$$f^*c = 0.80 \times 280.00 \text{ kg/cm}^2 = 224.00 \text{ kg/cm}^2$$

Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión:

$$f''c = 0.85 \times f^*c$$

$$f''c = 0.85 \times 224.00 \text{ kg/cm}^2 = 190.40 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del parámetro "K" del diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular:

$$K = \frac{P_U}{F_r b h f'c}$$

Donde:

K	=	parámetro de diagrama	(<i>adimensional</i>)
P_U	=	carga axial	(257.68 kg)
F_r	=	factor de resistencia	(0.65)
b	=	base del elemento	(20.00 cm)
h	=	altura del elemento	(20.00 cm)
$f'c$	=	esfuerzo máximo de compresión del concreto	(280 ^{kg} / _{cm²})

$$K = \frac{257.68 \text{ kg}}{0.65 \times 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} \times 280 \text{ kg/cm}^2} = 0.00354$$

Cálculo del parámetro "R" del diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular:

$$R = \frac{M_T}{F_r b h^2 f'c}$$

Donde:

R	=	parámetro de diagrama	(adimensional)
M_T	=	momento total	(2445.77 kg – m)
F_r	=	factor de resistencia	(0.65)
b	=	base de la columna	(20.00 cm)
h	=	altura de la columna	(20.00 cm)

$$R = \frac{2445.77 \text{ kg} - \text{m} \times 100}{0.65 \times 20 \text{ cm} \times (20 \text{ cm})^2 \times 280 \text{ kg/cm}^2} = 0.16798$$

A través del diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular, se encuentra el valor de “ q ”, con los valores calculados de los parámetros “ K ” y “ R ”, adjuntado en el anexo “J” de este documento.

$$q = 0.41$$

Cálculo de la cuantía de acero, con el valor de “ q ”:

$$\rho = q \times \frac{f''c}{F_y}$$

Donde:

ρ	=	cuantía de acero	(adimensional)
q	=	valor obtenido en el diagrama	(0.41)
f''_c	=	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión	(190.40 kg/cm^2)
F_y	=	límite de fluencia del esfuerzo (grado 60)	$(4200.00 \text{ kg/cm}^2)$

$$\rho = 0.41 \times \frac{190.40 \text{ kg/cm}^2}{4200.00 \text{ kg/cm}^2} = 0.01859$$

- Cálculo del área de acero

$$A_s = \rho \times b \times h$$

Donde:

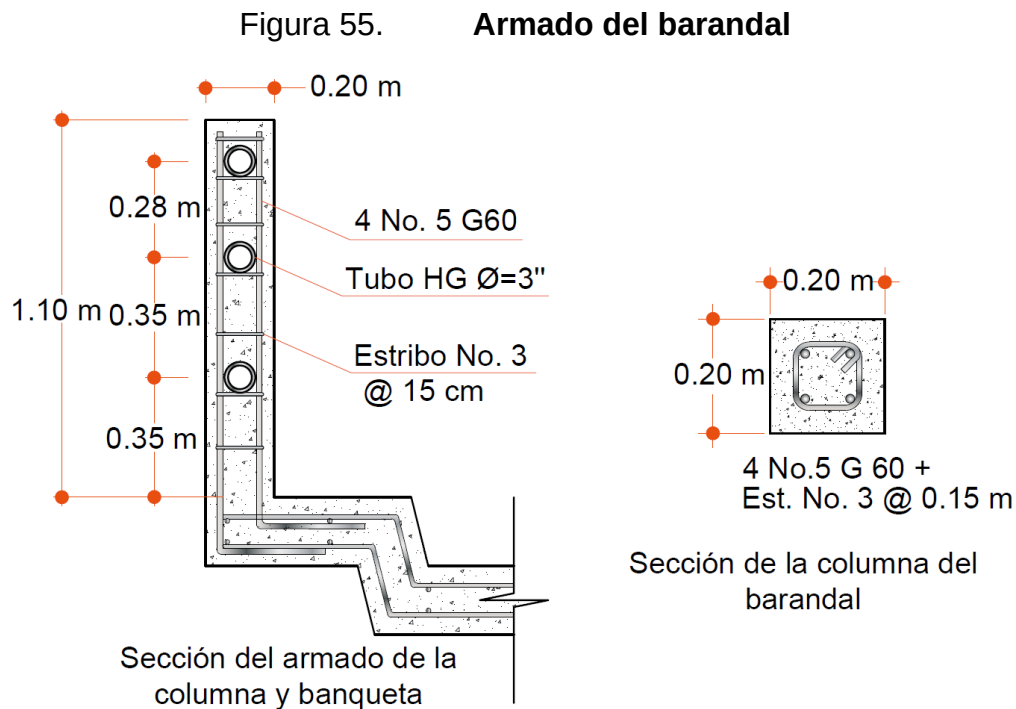
A_s	=	área de acero	(cm^2)
ρ	=	cuantía de acero	(0.01859)
b	=	base de la sección de la columna	(20.00 cm)
h	=	altura de la sección de la columna	(20.00 cm)

$$A_s = 0.01859 \times 20.00 \text{ cm} \times 20.00 \text{ cm} = 7.44 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 5 grado 60, el cual es de 1.98 cm^2 .

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_s}{A_{s(\phi=5)}} = \frac{7.44 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 3.76 \approx 4 \text{ varillas}$$

Como refuerzo transversal se propone un estribo de varilla No. 3 grado 40 a cada 15.00 cm. En la figura 55, se visualiza el diseño final de la columna del barandal.

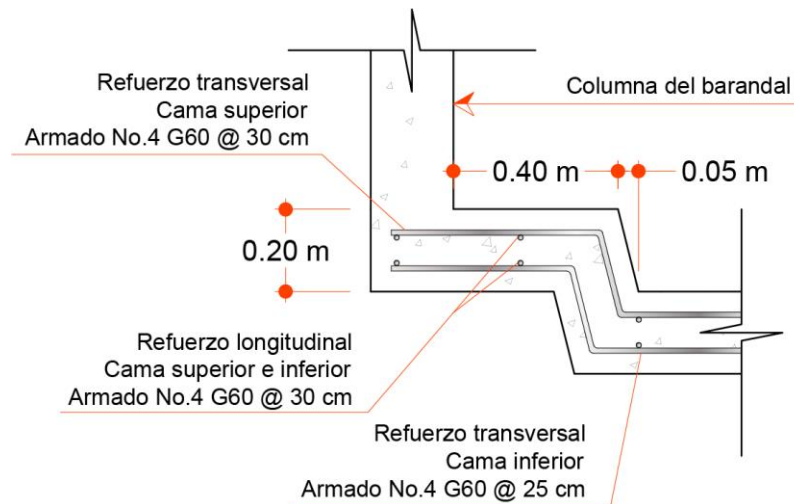


Fuente: elaboración propia.

3.7.4. Banqueta

La banqueta o acera, es aquella parte de la calzada construida principalmente para uso de los peatones. En este caso la banqueta, será una prolongación del puente y construido de concreto reforzado. La figura 56, muestra las medidas de la banqueta y su debido armado.

Figura 56. Armado de banqueta



Fuente: elaboración propia.

3.7.5. Bombeo y drenaje

La escorrentía es una de las componentes del ciclo hidrológico, y se define como el agua proveniente de la precipitación, que circula sobre o bajo la superficie, por este motivo, el drenaje es una parte vital en el diseño del puente, evacuando las aguas pluviales de la superficie de la losa, mejorando la seguridad del tráfico y la vida útil de la estructura del puente.

Se propone una pendiente del 2.00% en la carpeta de rodadura, a partir del eje central del puente para bombeo transversal y cada 3.00 metros en ambos costados de la losa del puente se colocarán tubos HG de Ø=3", para drenar el agua pluvial.

3.7.6. Vigas

Son elementos horizontales que se extienden sobre el vano principal del cauce, destinados a resistir las cargas de diseño.

a. Dimensionamiento de la viga

En la sección 3.7.1. se determinó los valores de la altura y base de la viga, tales como:

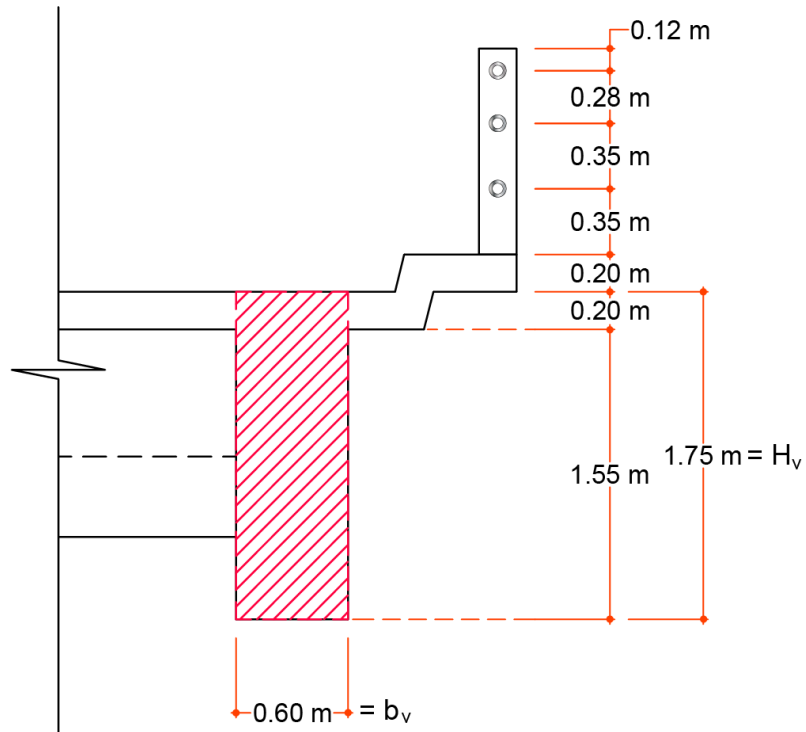
Donde:

$$H_V = \text{altura de la viga} \quad (1.75 \text{ m})$$

$$b_V = \text{base de la viga} \quad (0.60\text{m})$$

En la figura 57, se ilustra las dimensiones de la sección transversal de la viga principal.

Figura 57. **Dimensión de viga principal**



Fuente: elaboración propia.

b. Factor de distribución

En la sección 3.23.2.2. del normativo *Standard Specifications for Highway Bridges* de la AASHTO (2002), describe “el momento de flexión de la carga viva que absorbe cada viga se determinará aplicando el factor de distribución (FD)” (p. 32). En la tabla 3.23.1. del normativo ya mencionado muestra la distribución de cargas de ruedas en vigas longitudinales, para este caso se utiliza las fórmulas tabuladas en la tabla 33.

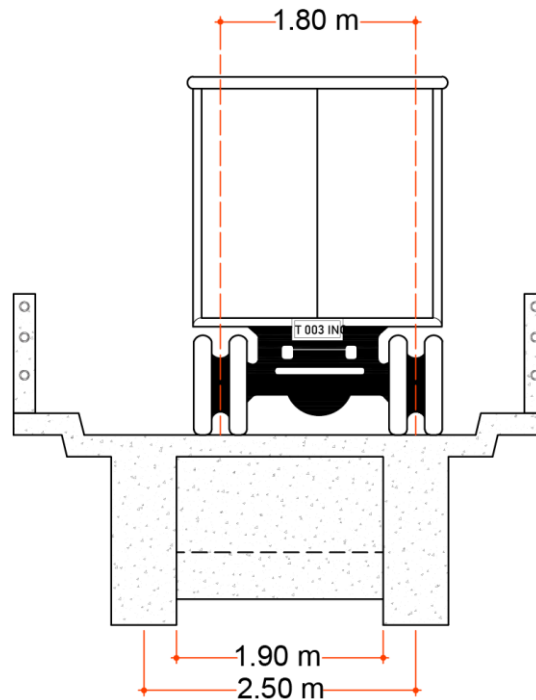
Tabla 33. **Distribución de cargas de ruedas en vigas longitudinales**

Puente diseñado para una sola vía	Puente diseñado para dos o más vías
<i>Si $S_V < 6'$, utilizar la siguiente relación</i> $\frac{S_V}{6.5}$	<i>Si $S_V < 10'$, utilizar la siguiente relación</i> $\frac{S_V}{6}$
$S_V = \text{distancia libre entre vigas (en pies)}$	

Fuente: AASHTO. 2002. p. 33.

La distancia libre entre vigas es de 1.90 m, es decir 6.23 *pies*, como se aprecia en la figura 58.

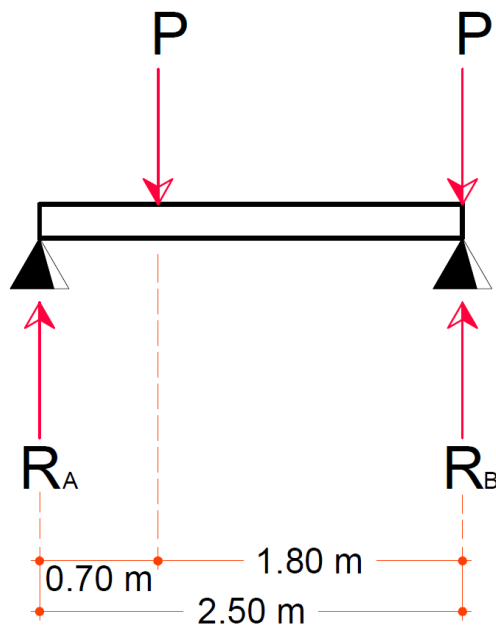
Figura 58. **Sección del puente vehicular**



Fuente: elaboración propia.

Para determinar el valor del factor de distribución, se realiza una sumatoria de momentos con el siguiente diagrama de cuerpo libre, que se muestra en la figura 59.

Figura 59. Diagrama de cuerpo libre



Fuente: elaboración propia.

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

$$R_B \times 2.50m = P \times 0.70m + P \times 2.50m$$

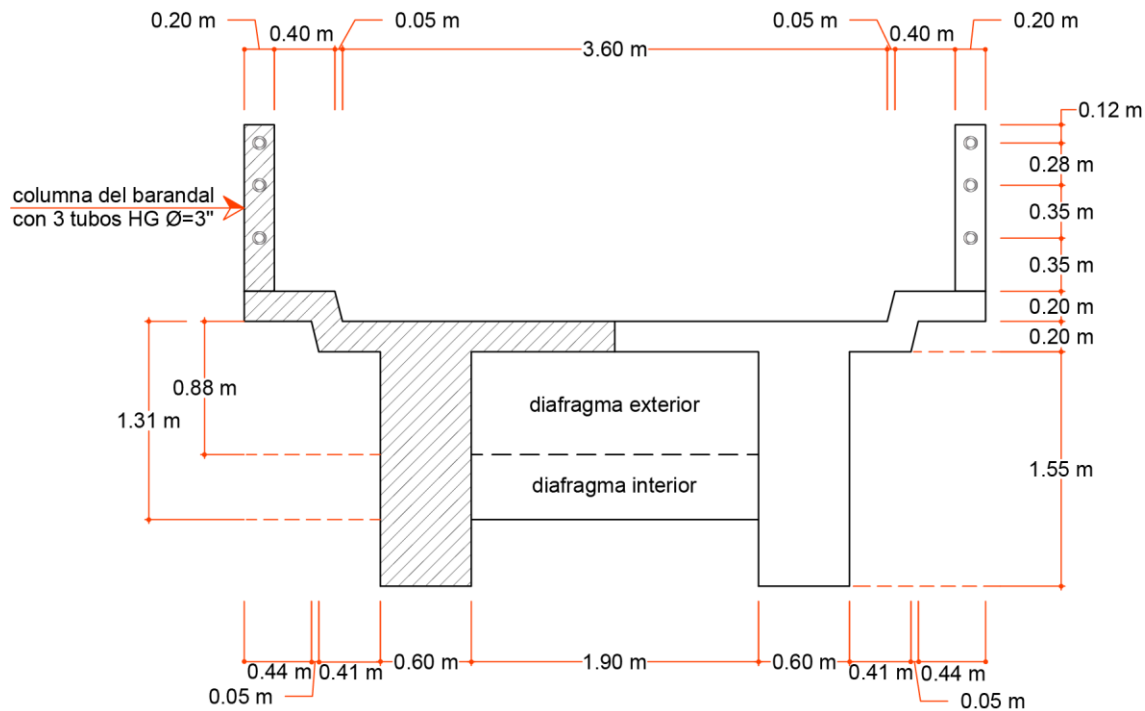
$$R_B = \frac{3.20}{2.50}P$$

$$R_B = 1.28P$$

$$FD = 1.28$$

c. Cálculo de momentos

Figura 60. **Áreas calculadas de la sección transversal de superestructura**



Fuente: elaboración propia.

- Integración de cargas muertas

$$W_{(losa+banqueta)} = A_T \times \gamma_c$$

Donde:

W = peso lineal del elemento (kg/m)

A_T = área transversal de la sección (0.5212 m²)

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} \quad (2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{(losa+banqueta)} = 0.5212 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1250.88 \text{ kg/m}$$

$$W_{(pasamanos)} = \frac{A_{sección \text{ del poste}} \times H_{poste} \times \gamma_c}{separación \text{ entre postes}}$$

Donde:

$$W = \text{peso lineal del elemento} \quad (\text{kg/m})$$

$$H_{postes} = \text{altura del poste} \quad (1.10 \text{ m})$$

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} \quad (2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$A_{sección \text{ entre postes}} = \text{área de la sección del poste} \quad (0.04 \text{ m}^2)$$

$$W_{(pasamanos)} = \frac{0.20 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{2.00 \text{ m}} = 52.80 \text{ kg/m}$$

$$W_{(viga)} = H_v \times b_v \times \gamma_c$$

Donde:

$$W = \text{peso lineal del elemento} \quad (\text{kg/m})$$

$$H_v = \text{altura de la viga, sin incluir espesor de la losa} \quad (1.55 \text{ m})$$

$$b_v = \text{base de la viga} \quad (0.60 \text{ m})$$

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} \quad (2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_{(viga)} = 1.55 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2232.00 \text{ kg/m}$$

- Carga total distribuida

$$W_T = W_{(losa+banqueta)} + W_{(pasamanos)} + W_{(viga)}$$

$$W_T = 1250.88 \text{ kg/m} + 52.80 \text{ kg/m} + 2232.00 \text{ kg/m}$$

$$W_T = 3733.68 \text{ kg/m}$$

- Cargas producidas por los diafragmas

- Diafragma exterior

$$P_{DE} = H_{DE} \times b_{DE} \times \gamma_c \times \left[\frac{S + b_v}{2} \right]$$

Donde:

P_{DE} = peso del diafragma exterior (kg)

H_{DE} = altura del diafragma exterior (0.88 m)

b_{DE} = base del diafragma exterior (0.30 m)

γ_c = peso específico del concreto (2400 kg/m³)

S_v = distancia libre entre vigas (1.90 m)

b_v = base de la viga (0.60 m)

$$P_{DE} = 0.88 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left[\frac{1.90 \text{ m} + 0.60 \text{ m}}{2} \right] = 792.00 \text{ kg}$$

- Diafragma interior

$$P_{DI} = H_{DI} \times b_{DI} \times \gamma_c \times \left[\frac{S + b_v}{2} \right]$$

Donde:

P_{DI} = peso del diafragma interior (kg)

H_{DI} = altura del diafragma interior (1.31 m)

b_{DI} = base del diafragma interior (0.40 m)

γ_c = peso específico del concreto (2400 kg/m³)

S_v = distancia libre entre vigas (1.90 m)

b_v = base de la viga (0.60 m)

$$P_{DI} = 1.31 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left[\frac{1.90 \text{ m} + 0.60 \text{ m}}{2} \right] = 1572.00 \text{ kg}$$

- Carga total de los diafragmas

$$P_T = P_{DE} + P_{DI}$$

$$P_T = 792.00 \text{ kg} + 1572.00 \text{ kg} = 2364.00 \text{ kg}$$

- Momento por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{W_T \times L_T^2}{8} + P_T \times a_D$$

Donde:

M_{CM} = momento por carga muerta ($kg - m$)

W_T = carga total distribuida ($3733.68 \text{ } kg/m$)

L_T = luz del tramo del puente ($25.00 \text{ } m$)

P_T = carga total de los diafragmas ($2364.00 \text{ } kg$)

a_D = separación de los diafragmas ($8.33 \text{ } m$)

$$M_{CM} = \frac{3733.68 \text{ } kg/m \times (25.00 \text{ } m)^2}{8} + 2364.00 \text{ } kg \times 8.33 \text{ } m$$

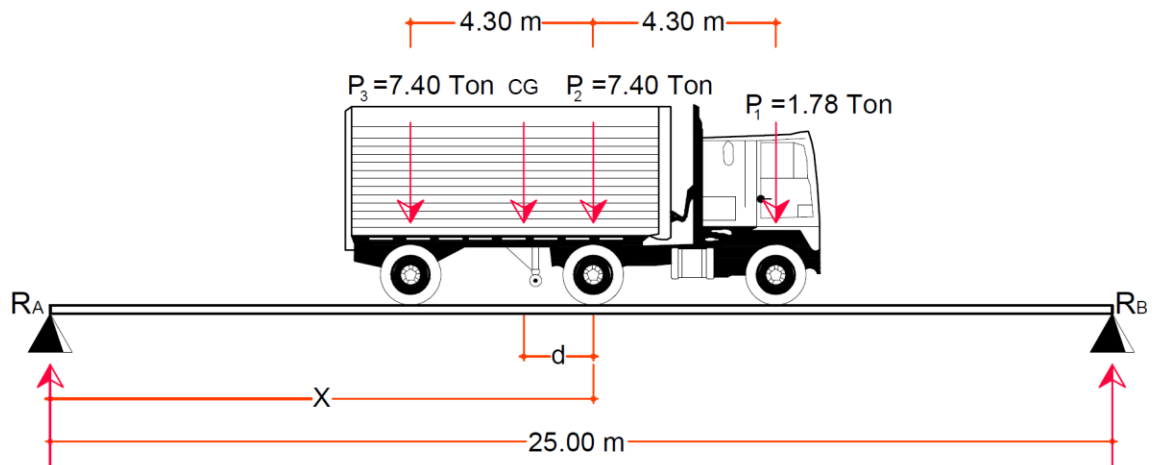
$$M_{CM} = 311,385.87 \text{ } kg - m = 311.38 \text{ } Ton - m$$

- Integración de carga viva

El momento por carga viva se calcula a través del teorema de Barré, y Vallecilla Bahena (2006), lo expresa como “la posición del tren de cargas móviles que produce una fuerza respecto al punto que se encuentra bajo una rueda y cuando la resultante de todas las cargas aplicadas equidista del centro de la luz” (p. 77).

Se realiza el siguiente diagrama de cuerpo libre, para una mejor comprensión, ilustrado en la figura 61.

Figura 61. **Diagrama de cuerpo libre de carga viva**



Fuente: elaboración propia.

Hibbeler (2010), afirma “las cargas formarán un sistema de fuerzas, y la fuerza resultante de este sistema es el peso total del cuerpo, la cual pasa a través de un solo punto denominado como centro de gravedad (CG)” (p. 447).

En este caso, la resultante será denominada con la terminación " P_T ", es igual a la sumatorias de las cargas del vehículo.

$$P_T = P_1 + P_2 + P_3$$

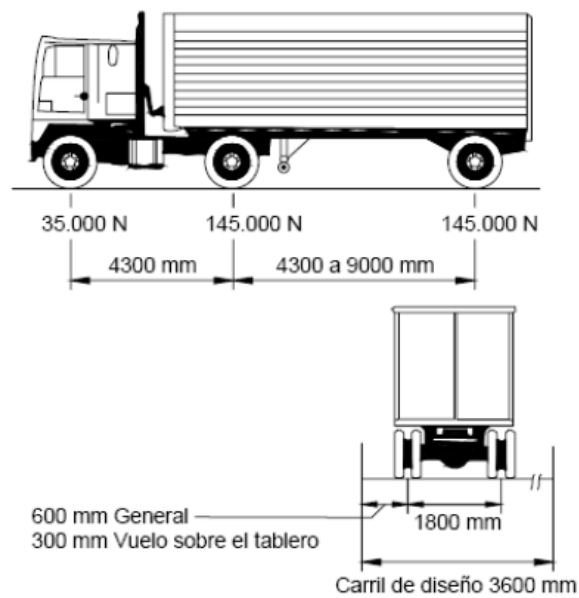
Donde:

$P_T =$ fuerza resultante en el centro de gravedad (Ton)

$P_1, P_2, P_3 =$ cargas de rueda de diseño (Ton)

La AASHTO LRFD (2004), en la sección 3.6.1.2.2, describe las características del camión de diseño, “los pesos y las separaciones entre ejes los dos ejes de 145,000 N varían entre 4300 y 9000 mm, como se especifica en la siguiente figura” (p. 25).

Figura 62. Medidas del camión de diseño



Fuente: AASHTO LRFD. 2014. p. 26.

Convertir las unidades de Newton a kg:

$$P_1 = 35000 \text{ N} \times \frac{0.102 \text{ kg}}{1 \text{ N}} = 3570 \text{ kg}$$

$$P_2 = P_3 = 145000 \text{ N} \times \frac{0.102 \text{ kg}}{1 \text{ N}} = 14790 \text{ kg}$$

Las fuerzas que muestra la figura 62, son cargas totales por eje, se calcula el peso que recibe una de las vigas y para ello se realiza una división por el número de elementos estructurales longitudinales que soportan la losa, en este caso es de dos.

$$P_1 = \frac{3570 \text{ kg}}{2} = 1785 \text{ kg} = 1.78 \text{ Ton}$$

$$P_2 = P_3 = \frac{14790 \text{ kg}}{2} = 7395 \text{ kg} = 7.40 \text{ Ton}$$

Fuerza resultante en el centro de gravedad:

$$P_T = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_T = 1.78 \text{ Ton} + 7.40 \text{ Ton} + 7.40 \text{ Ton} = 16.58 \text{ Ton}$$

- Cálculo de la distancia "d"

Realizando sumatoria de momentos en el punto "CG", donde ocurre la fuerza resultante del camión de diseño.

$$\sum M_{CG} = 0 \quad \curvearrowright +$$

$$-P_3 \times (4.30 \text{ m} - d) + P_1 \times (4.30 \text{ m} + d) + P_2 \times (d) = 0$$

$$-4.30 P_3 + d P_3 + 4.30 P_1 + d P_1 + d P_2 = 0$$

$$d(P_1 + P_2 + P_3) - 4.30(P_3 - P_1) = 0$$

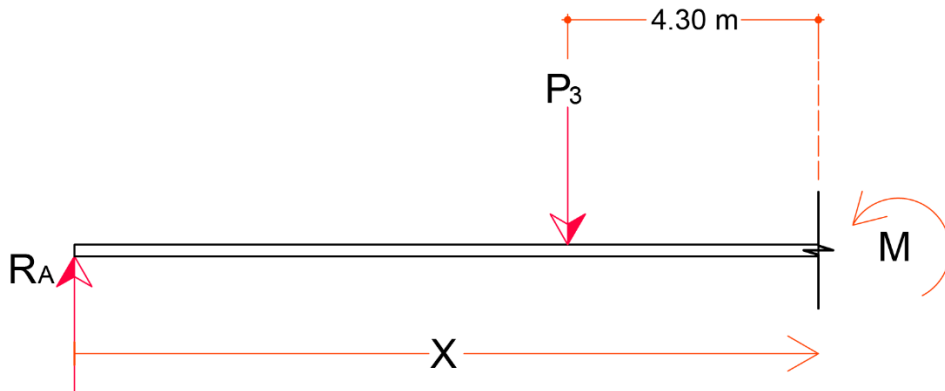
$$d(P_1 + P_2 + P_3) - 4.30(P_3 - P_1) = 0$$

$$d = \frac{4.30(P_3 - P_1)}{(P_1 + P_2 + P_3)}$$

$$d = \frac{4.30(7.40 \text{ Ton} - 1.78 \text{ Ton})}{1.78 \text{ Ton} + 7.40 \text{ Ton} + 7.40 \text{ Ton}} = 1.46 \text{ m}$$

El momento máximo por una sucesión de cargas vivas móviles ocurre en la carga más cercana (P_2) al centro de gravedad (CG). Por este motivo, se calcula el momento a través del método de ecuaciones, iniciando desde el punto "A" hacia la ubicación de la carga " P_2 ", cómo se visualiza en la figura 63.

Figura 63. **Diagrama de cuerpo libre, tramo "A" - "P2"**



Fuente: elaboración propia.

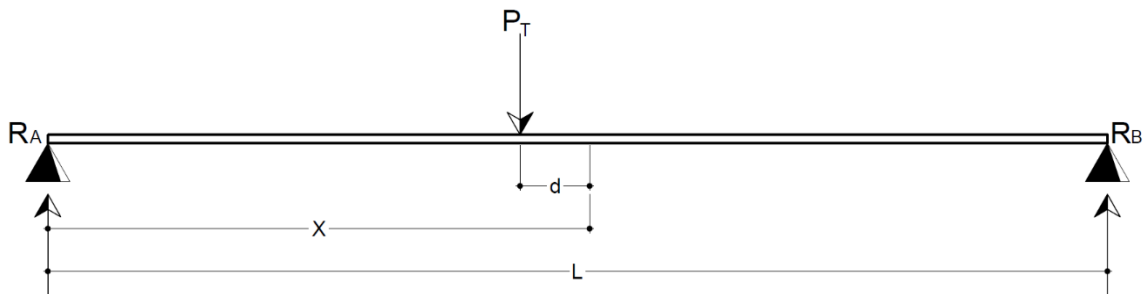
$$\sum M = 0 \quad \curvearrowright +$$

$$M - R_A \times x + P_3 \times 4.30 \text{ m} = 0$$

$$M = xR_A - 4.30P_3$$

La reacción " R_A " se determina mediante el equilibrio de la resultante " P_T " de las fuerzas actuantes, según figura 64.

Figura 64. Diagrama del equilibrio resultante P_T



Fuente: elaboración propia.

$$\sum M_{R_B} = 0 \quad \curvearrowright +$$

$$-R_A \times L + P_T \times (L - x + d) = 0$$

$$R_A \times L = P_T \times (L - x + d)$$

$$R_A = \frac{P_T(L - x + d)}{L}$$

Sustituir " R_A " en la ecuación del momento en el punto " P_2 ":

$$M = x \left[\frac{P_T(L - x + d)}{L} \right] - 4.30P_3$$

Para determinar el valor de "x" que hace máximo al momento en "P₂" se deriva la ecuación del momento flector con respecto a "x".

$$M = x \left[\frac{P_T(L - x + d)}{L} \right] - 4.30P_3$$

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx} \left[\left(\frac{P_T(L - x + d)}{L} \right) - 4.30P_3 \right]$$

$$\frac{dM}{dx} = 1 - \frac{2}{L}x + \frac{d}{L}$$

$$x = \frac{\left(1 + \frac{d}{L}\right)L}{2}$$

$$x = \frac{\left(\frac{d+L}{L}\right)L}{2}$$

$$x = \frac{L + d}{2} = \frac{25.00 \text{ m} + 1.46 \text{ m}}{2} = 13.23 \text{ m}$$

- Momento máximo

$$M_{CV} = xR_A - 4.30P_3$$

Reemplazando valores:

$$M_{CV} = (13.23 \text{ m}) \times \left[\frac{16.58 \text{ Ton} \times (25.00 \text{ m} - 13.23 \text{ m} + 1.46 \text{ m})}{25.00 \text{ m}} \right] - 4.30 \text{ m} \times 7.40 \text{ Ton} =$$

$$M_{CV} = 84.26 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Carga de impacto

El normativo *Standard Specifications for Highway Bridges* de la AASHTO (2002), sección 3.8.2.1., indica “la cantidad de impacto o incremento se expresa como una fracción del esfuerzo de carga viva, se calcula como uno más el porcentaje y se determina mediante la siguiente fórmula” (p. 21).

$$CI = \frac{50}{L_T + 125} \leq 30.00\%$$

Las indicaciones de la sección 3.8.2. del reglamento AASHTO (2002), describe que la longitud de la porción de luz “es cargada para producir la máxima tensión en el elemento, por lo tanto, para calcular esfuerzos de momento y corte, la distancia “ L_T ”, se tomará entre los centros de apoyos elastoméricos de la viga” (p. 21).

Donde:

$CI =$ carga de impacto (%)

$L_T =$ Longitud en pies de la porción de luz que es cargada para producir la máxima tensión en el elemento (25.00 m = 82.02')

$$CI = \frac{50}{82.02 + 125} = 0.24 \leq 30.00\%$$

$$CI = 24.00\%$$

- Momento último de diseño

$$M_U = 1.30 \times \left(M_{CM} + \frac{5}{3} \times M_{CV} \times CI \times FD \right)$$

Donde:

$M_U =$ momento de diseño último (kg – m)

$M_{CM} =$ momento por carga muerta (311.38 Ton – m)

$M_{CV} =$ momento por carga viva (84.26 Ton – m)

$CI =$ carga de impacto (1.24)

$FD =$ factor de distribución (1.28)

$$M_U = 1.30 \times \left(311.38 + \frac{5}{3} \times 84.26 \times 1.24 \times 1.28 \right)$$

$$M_U = 694.56 \text{ Ton} - m$$

d. Cálculo de refuerzo en la viga

Para el cálculo del área de acero se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_{s(req)} = \frac{0.85 \cdot f'c}{F_y} \cdot \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}} \right]$$

Donde:

$A_{s(req)}$	=	área de acero requerido	(cm^2)
$f'c$	=	esfuerzo máximo de compresión del concreto	$(280 \text{ kg}/cm^2)$
F_y	=	límite de fluencia del refuerzo (grado 60)	$(4200 \text{ kg}/cm^2)$
M_u	=	momento último de diseño	$(694.56 \text{ Ton} - m)$
b	=	base de la viga	(60 cm)
d	=	peralte efectivo de la viga	(cm)

Cálculo del peralte efectivo:

$$d = t_v - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d	=	peralte efectivo de la viga	(cm)
t_v	=	espesor total de la viga	($175.00\ cm$)
rec	=	espesor de recubrimiento	($5.00\ cm$)
$\emptyset$	=	diámetro de la varilla a utilizar (No. 12)	($3.81\ cm$)

$$d = 175.00cm - 5.00\ cm - \frac{3.81\ cm}{2} = 168.10\ cm$$

$$A_{s(req)} = \frac{0.85 \cdot (280)}{4200} \cdot \left[(60 \cdot 168.10) - \sqrt{(60 \cdot 168.10)^2 - \frac{(694.56 \cdot 10^3) \cdot (60)}{0.003825 \cdot (280)}} \right]$$

$$A_{s(req)} = 122.42\ cm^2$$

- Cálculo de acero mínimo

American Concrete Institute (2014), en su reglamento 318S-14 y en la sección 9.6.1.2, “establece que el acero mínimo debe ser mayor que las ecuaciones “a” y “b”” (p. 145). En unidades del Sistema MKS, se representan de la siguiente manera:

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y} bd$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{F_y} \times b \times d$$

Donde:

$A_{s(\min)}$ = área de acero mínimo (cm^2)

f'_c = esfuerzo máximo de compresión
del concreto ($280 \text{ kg}/cm^2$)

F_y = límite de fluencia del
refuerzo (grado 60) ($4200 \text{ kg}/cm^2$)

b = ancho del alma (60.00 cm)

d = Distancia desde la fibra extrema en
compresión hasta el centroide del refuerzo
longitudinal en tracción (168.10 cm)

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8 \times \sqrt{280 \text{ kg}/cm^2}}{4200 \text{ kg}/cm^2} \times 60.00 \text{ cm} \times 168.10 \text{ cm} = 32.15 \text{ cm}^2$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200 \text{ kg}/cm^2} \times 60.00 \text{ cm} \times 168.10 \text{ cm} = \mathbf{33.62 \text{ cm}^2}$$

El resultado de la ecuación “ b ”, es mayor que la “ a ”, de manera que, el acero mínimo es de 33.62 cm^2 .

- Cálculo de acero máximo

El ACI 318S-14, define la siguiente ecuación para el cálculo del área del acero máximo:

$$A_{S(max)} = 0.5 \times \rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.003 \times E_s \times 0.85 \times f'_c}{F_y \times (F_y + 0.003 \times E_s)}$$

Donde:

- | | | | |
|-----------|---|--|---------------------------------------|
| ρ_b | = | cuantía de acero balanceada | (adimensional) |
| E_s | = | módulo de elasticidad | $(2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$ |
| f'_c | = | esfuerzo máximo de compresión del concreto | (280 kg/cm^2) |
| F_y | = | límite de fluencia del refuerzo (grado 60) | $(4200.00 \text{ kg/cm}^2)$ |
| β_1 | = | valor de distribución rectangular según tabla 22.2.2.4.3 del normativo ACI 318S-14 | |

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.003 \times 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times (4200 \text{ kg/cm}^2 + 0.003 \times 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$A_{S(max)} = 0.5 \times 0.0286 \times 60.00 \text{ cm} \times 168.10 \text{ cm} = 144.23 \text{ cm}^2$$

- Análisis del área de acero

$$A_{S(min)} < A_{S(req)} < A_{S(max)}$$

$$33.62 \text{ cm}^2 < 122.42 \text{ cm}^2 < 144.23 \text{ cm}^2$$

El acero requerido cumple con la relación anterior, por lo tanto, el área del elemento estructural a implementar en las vigas es de 122.42 cm^2 .

Aplicando la distribución del área de acero calculado, será 50% para la cama inferior como varillas corridas y 50% para bastones en el centro de la viga.

$$A_{S(cama inferior)} = 50.00\% \times A_{S(req)}$$

$$A_{S(cama inferior)} = 0.50 \times 122.42 \text{ cm}^2 = 61.21 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 11, el cual es de 10.06 cm^2 .

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_s (\text{cama inferior})}{A_{S(\emptyset=\text{No.11})}} = \frac{61.21 \text{ cm}^2}{10.06 \text{ cm}^2} = 6.08 \approx 7 \text{ varillas}$$

Se utiliza siete varillas No. 11 grado 60 en la cama inferior y centro de la viga.

En la cama superior de la viga, se emplea un 33.00% del acero requerido.

$$A_s (\text{cama superior}) = 33.00\% \times A_{s(\text{req})}$$

$$A_s (\text{cama superior}) = 33.00\% \times 122.42 \text{ cm}^2 = 40.40 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 11, el cual es de 9.58 cm^2 .

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_s (\text{cama superior})}{A_{S(\emptyset=\text{No.11})}} = \frac{40.40 \text{ cm}^2}{10.06 \text{ cm}^2} = 4.02 \approx 5 \text{ varillas}$$

Se utiliza 5 varillas No. 11 grado 60 en la cama superior de la viga.

- Refuerzo adicional

Debido a que el peralte de la viga es mayor a cuarenta centímetros, la AASHTO propone un refuerzo de 0.25 pulg^2 por cada pie de alto de la viga (5.29 cm^2 por cada metro de alto).

$$A_{s \text{ (adicional)}} = \left(5.29 \text{ cm}^2/\text{m} \right) \times H_v$$

$$A_{s \text{ (adicional)}} = \left(5.29 \text{ cm}^2/\text{m} \right) \times 1.75 \text{ m} = 9.26 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 5, el cual es de 1.98 cm^2 .

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s \text{ (adicional)}}}{A_{s(\varnothing=5)}} = \frac{9.26 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.68 \approx 5 \text{ varillas}$$

Se utiliza 5 varillas No. 5 grado 60 como refuerzo en cada extremo de viga.

- e. Diseño a corte

El cortante máximo por carga muerta:

$$V_{CM} = \frac{W_T L_T}{2} + \frac{\sum P_T}{2}$$

Donde:

V_{CM} = corte por carga muerta (kg)

W_T = carga total distribuida (3733.68 kg/m)

L_T = luz del tramo del puente (m) (25.00 m)

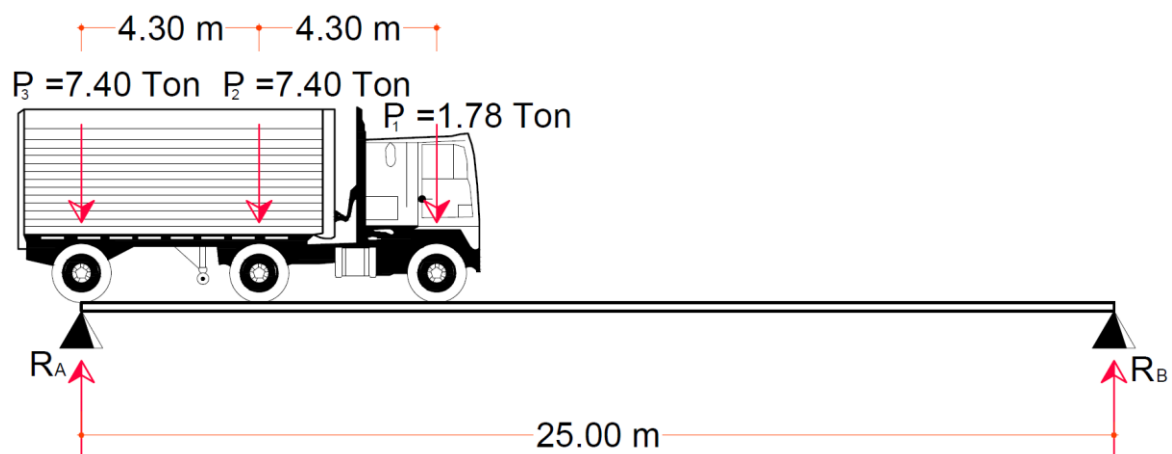
$\sum P_T$ = sumatoria de la carga de los diafragmas (4728.00 kg)

$$V_{CM} = \frac{(3733.68 \text{ kg/m}) \times (25.00 \text{ m})}{2} + \frac{(4728.00 \text{ kg})}{2}$$

$$V_{CM} = 49035.00 \text{ kg}$$

- Cortante máxima por carga viva

Figura 65. Diagrama para esfuerzos cortantes



Fuente: elaboración propia.

Se optó como punto de referencia el diagrama de cuerpo libre de la figura 64, se deduce la siguiente sumatoria de momentos.

$$\sum M_{R_B} = 0 \quad \curvearrowleft \quad +$$

$$-R_A \times 25.00 \, m + P_3 \times 25.00 \, m + P_2 \times (25.00 \, m - 4.30 \, m) \\ + P_1 \times (25.00 \, m - 4.30 \, m - 4.30 \, m) = 0$$

$$-25R_A + 7.40 \, Ton \times 25.00 \, m + 7.40 \, Ton \times (25.00 \, m - 4.30 \, m) \\ + 1.78 \, Ton \times (25.00 \, m - 4.30 \, m - 4.30 \, m) = 0$$

$$R_A = \frac{7.40 \times 25.00 + 7.40 \times (20.70) + 1.78 \times (16.40)}{25}$$

$$R_A = 14.69488 \, Ton$$

$$R_A = V_{CV} = 14,694.88 \, kg$$

- Corte último de diseño

$$V_u = 1.30 \times \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} \times CI \times FD \right)$$

Donde:

$$V_U = \text{corte último de diseño} \quad (kg)$$

$$V_{CM} = \text{corte por carga muerta} \quad (49,035.00 \, kg)$$

$$V_{CV} = \text{corte por carga viva} \quad (14,694.88 \, kg)$$

CI = carga de impacto (cálculo en el inciso “c” de la sección 3.7.6.) (1.24)

FD = factor de distribución (cálculo en el inciso “b” de la sección 3.7.6.) (1.28)

$$V_u = 1.30 \times \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} \times 1.24 \times 1.28 \right)$$

$$V_u = 1.30 \times \left(49,035.00 \text{ kg} + \frac{5}{3} \times 14,694.88 \text{ kg} \times 1.24 \times 1.28 \right)$$

$$V_u = 114280.21 \text{ kg}$$

Para la fuerza V_c , se calcula mediante la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318S-14.

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c} \text{ } bd$$

Donde:

V_c = fuerza cortante resistente del concreto

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm^2)

b = base de la viga (60.00 cm)

d = peralte efectivo de la viga (168.10 cm)

λ = factor de modificación, basado en la composición del agregado en la mezcla de concreto conforme a la tabla 19.2.4.2 del ACI 318S-14 ($\lambda = 1.00$)

$$V_c = 0.53 \times 1.00 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \times 60.00 \text{ cm} \times 168.10 \text{ cm}$$

$$V_c = 89,448.66 \text{ kg}$$

Dada la siguiente relación por el ACI 318S-14:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

El factor de reducción de resistencia (Φ), debe de cumplir con la tabla 21.2.1 del ACI S318-14, en este caso la acción es cortante, de manera que, el valor es $\Phi = 0.75$.

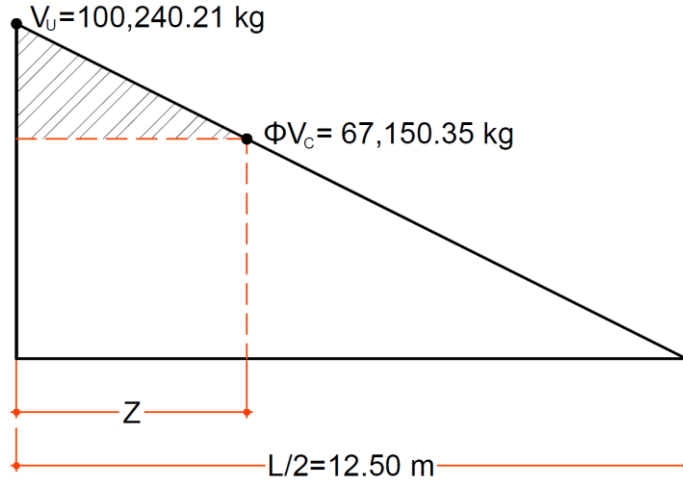
$$114,280.21 \text{ kg} \leq 0.75 \times (89,448.66 \text{ kg})$$

$$114,280.21 \text{ kg} \nlessgtr 67,086.50 \text{ kg}$$

La expresión $V_u \leq \Phi V_c$, no cumple con los resultados obtenidos, significa que el elemento debe de reforzarse con estribos.

Para determinar la zona de confinamiento se desarrolló un análisis de triángulos semejantes, como se visualiza en la figura 66.

Figura 66. **Relación con triángulos semejantes con fuerzas cortantes**



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{V_u}{(L_T/2)} = \frac{\Phi V_c}{(L_T/2) - Z}$$

$$(L_T/2) - Z = \frac{\Phi V_c \times (L_T/2)}{V_u}$$

$$Z = (L_T/2) - \frac{\Phi V_c \times (L_T/2)}{V_u}$$

$$Z = 12.50 \text{ m} - \frac{67,086.50 \text{ kg} \times 12.50 \text{ m}}{114,280.21 \text{ kg}}$$

$$Z = 5.16 \text{ m}$$

De acuerdo a los cálculos el área de confinamiento es de $Z = 5.16 \text{ m}$, sin embargo, por facilidades de diseño la distancia se aproxima a $Z = 5.20 \text{ m}$.

- Separación entre estribos

Mediante la ecuación 22.5.1.2 del ACI 318S-14, se calcula la fuerza cortante que resiste el acero, donde dice que el esfuerzo último debe ser menor a la resistencia nominal para cortante por el factor de reducción de resistencia.

$$V_u \leq \Phi V_n$$

En la sección 22.5.1.1 del ACI 318S-14, menciona que la resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, se debe calcular como $V_n = (V_c + V_s)$ (p. 374).

Despejando la fuerza cortante que resiste el acero (V_s), queda el siguiente resultado:

$$V_u = \Phi(V_c + V_s)$$

$$V_u = \Phi V_c + \Phi V_s$$

$$V_s = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi}$$

$$V_s = \frac{114,280.21 \text{ kg} - 67,086.50 \text{ kg}}{0.75} = 62,924.95 \text{ kg}$$

El ACI 318S-14 en la sección 22.5.10.5.3, utiliza la siguiente fórmula, siempre y cuando cumpla con los requisitos en la sección 22.5.10.5.1. Como el estribo será perpendicular al eje longitudinal del miembro el ángulo es de $\alpha = 90^\circ$.

$$V_s = \frac{A_v \times F_y \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times d}{s}$$

Donde:

$$\begin{aligned} V_s &= \text{fuerza cortante que resiste el acero} && (62,924.95 \text{ kg}) \\ A_v &= \text{área efectiva de las ramas de las varillas} && (cm^2) \\ \alpha &= \text{ángulo entre estribos y el eje del} && (90.00^\circ) \\ &\quad \text{miembro} \\ d &= \text{peralte efectivo de la viga} && (168.10 \text{ cm}) \\ s &= \text{espaciamiento entre estribos} && (cm) \\ F_y &= \text{límite de fluencia del refuerzo (grado 40)} && (2810.00 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

Se despeja el valor de “s”:

$$s = \frac{A_v \times F_y \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times d}{V_s}$$

Se propone utilizar el área de acero de la varilla No. 4, $A_{\emptyset=4} = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$s = \frac{2 \times 1.27 \text{ cm}^2 \times 2810 \text{ kg/cm}^2 \times (\sin 90 + \cos 90) \times 168.10 \text{ cm}}{62,924.95 \text{ kg}}$$

$$s = 19.07 \text{ cm}$$

Sin embargo, en la sección 18.4.2.4 del ACI 318S-14, menciona que el espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder los siguientes incisos.

- $d/4$

$$\frac{d}{4} = \frac{168.10 \text{ cm}}{4} = 42.02 \text{ cm}$$

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro ($\phi_{No.11} = 3.492 \text{ cm}$).

$$8 \times \phi_{bl} = 8 \times 3.492 \text{ cm} = 27.94 \text{ cm}$$

- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento ($\phi_{No.4} = 1.270 \text{ cm}$).

$$24 \times \phi_{be} = 24 \times 1.270 \text{ cm} = 30.48 \text{ cm}$$

- 300 mm.

$$s = \text{No mayor a } 30 \text{ cm.}$$

El resultado de 27.94 cm es el menor de los determinados de la sección 18.4.2.4 del ACI 318S-14, sin embargo, la distancia calculada con la fórmula de la unidad 22.5.10.5.3 del normativo antes

mencionado, es mucho menor, por lo tanto, se colocarán estribos No. 4 grado 40 a cada 19 cm en los primeros 5.20 m de los extremos de la viga.

Para el área libre del centro de la viga, que no es afectada por la zona de confinamiento, se refuerza según la especificación 9.7.6.2.2 del ACI 318S-14.

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Donde:

- V_s = fuerza cortante que resiste el acero (62,924.95 kg)
- $f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm²)
- b = base de la viga (60.00 cm)
- d = peralte efectivo de la viga (168.10 cm)

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \times 60.00 \text{ cm} \times 168.10 \text{ cm}$$

$$62,924.95 \text{ kg} \leq 185,648.17 \text{ kg}$$

$$s = \frac{d}{2} < 60.00 \text{ cm}$$

$$s = \frac{168.10}{2} < 60.00 \text{ cm}$$

$$s = 84.05 \text{ cm} < 60.00 \text{ cm}$$

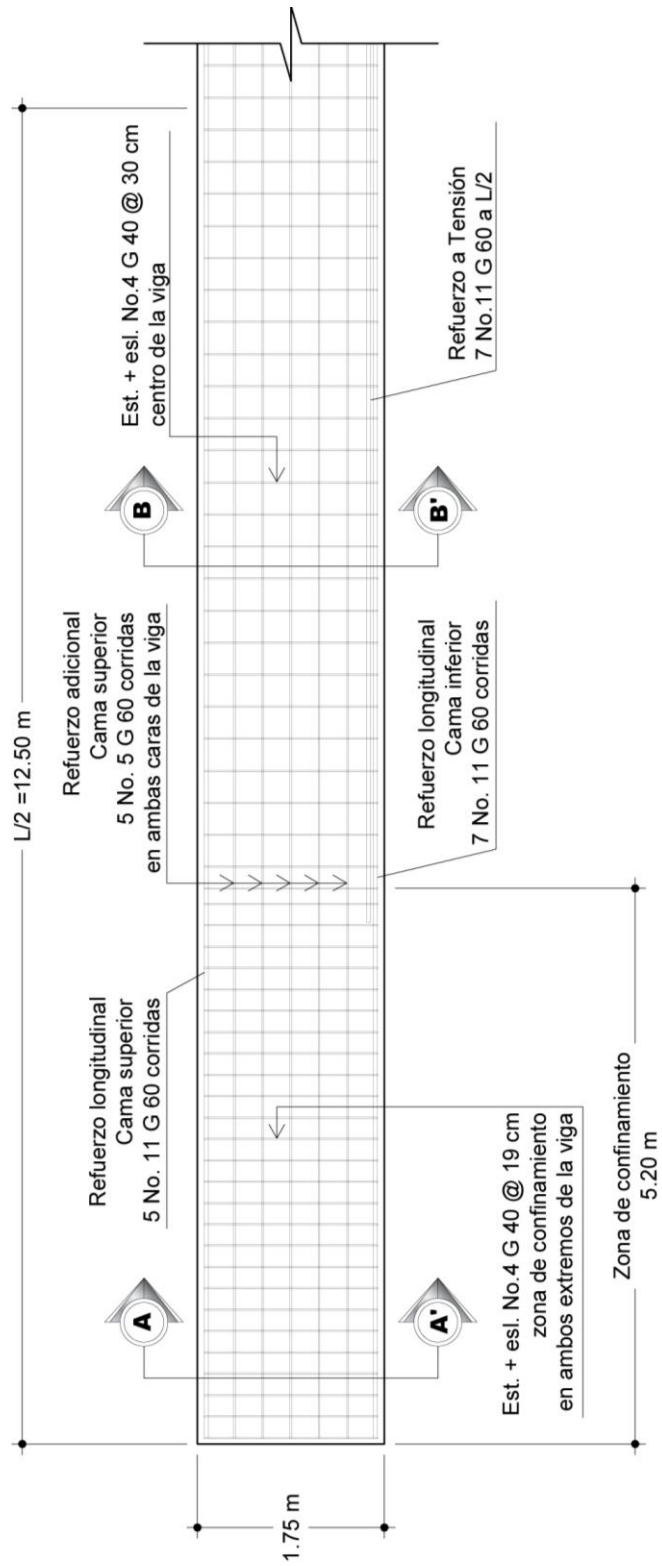
$$s = 60.00 \text{ cm}$$

Sin embargo, el normativo demandas estructurales, condiciones del sitio y niveles de protección de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- (2002), describe que el país “está dividido en cuatro zonas sísmicas, el nivel más bajo se asigna a la mitad nororiental del país y las otras dos terceras partes del país aumentan la intensidad conforme se acerca al pacífico” (p. 12). En el caso del departamento de Chiquimula se encuentra en la zona 4.1 y tiene un índice de sismicidad de 4 y el capítulo 3 del reglamento ya mencionado, indica que las zonas con un rango mayor a 5, deben de tomar precauciones especiales.

El departamento de Chiquimula tiene un índice elevado, se contempla como medida de precaución, el espaciamiento máximo de estribos ($s = 300.00 \text{ mm}$) descrito en el capítulo de estructuras sismo resistentes 18.4.2.4 del ACI 318S-14.

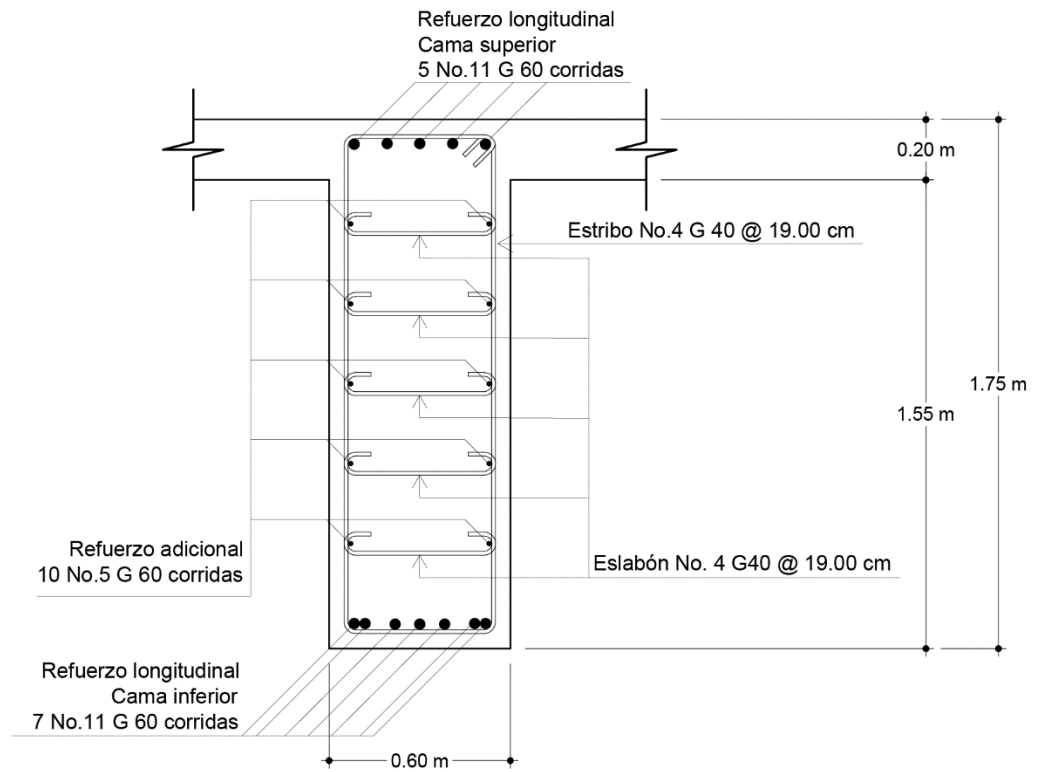
Colocar los refuerzos transversales (estribos) de acero No. 4 grado 40 a cada 30.00 cm, en el centro de la viga. En la figura 67, muestra la corte longitudinal de la viga, visualizando el armado final de la misma. Y en las figuras 68 y 69, se representa las secciones de corte que se muestran en la siguiente representación.

Figura 67. Armado longitudinal de la viga principal



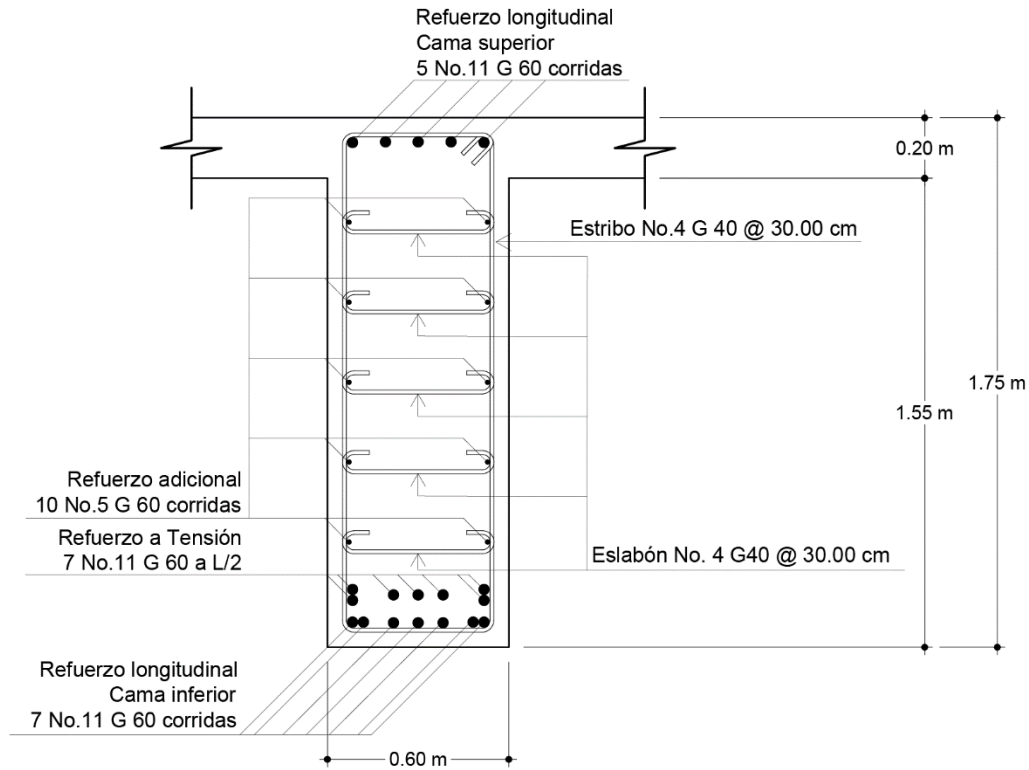
Fuente: elaboración propia.

Figura 68. **Sección A-A' del armado de la viga principal**



Fuente: elaboración propia.

Figura 69. **Sección B-B' del armado de la viga principal**



Fuente: elaboración propia.

3.7.7. Diseño de diafragma

Es un elemento estructural capaz de transmitir fuerzas externas hacia la subestructura. La norma AASHTO, especifica que los diafragmas no se ubiquen en un espaciamiento mayor de 30' (9.00 m) a lo largo de la viga, en este caso, se distribuye de la siguiente manera: dos externos en los extremos del puente y dos internos, teniendo una separación de 8.33 m.

a. Diafragma exterior

- Altura del diafragma

$$H_{DE} = \frac{1}{2} \times H_V$$

Donde:

H_{DE} = altura del diafragma exterior (m)

H_V = altura de la viga (1.75 m)

$$H_{DE} = \frac{1}{2} \times 1.75 \text{ m} = 0.875 \text{ m}$$

$$H_{DE} = 0.88 \text{ m}$$

- Base del diafragma

El cálculo del elemento es similar al de una viga y el *American Concrete Institute* (2014) propone en su normativo 318S-14 sección 8.8.1.3., “establece que la altura total del elemento no debe ser mayor de 3.50 veces de su ancho” (p. 125).

Donde:

B_{DE} = base del diafragma exterior (m)

H_{DE} = altura del diafragma exterior (0.88m)

$$B_{DE} = \frac{H_{DE}}{3.5}$$

$$B_{DE} = \frac{0.88 \text{ m}}{3.5} = 0.25 \text{ m}$$

Sin embargo, por norma de construcción, la base mínima del diafragma no puede ser menor a 30.00 cm, por este motivo se toma ese valor.

$$B_{DE} = 0.30 \text{ m}$$

- Cálculo del acero de refuerzo

El refuerzo en el diafragma exterior se determina a través del " $A_{s(\min)}$ " y a partir de la sección 9.6.1.2 del reglamento 318S-14 de *American Concrete Institute* (2014), "establece que el cálculo del acero debe ser mayor que las ecuaciones " a " y " b " (p. 145). En unidades del Sistema MKS, se representan de la siguiente manera:

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y} bd$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{F_y} \times b \times d$$

Donde:

$A_{s(\min)}$	=	área de acero mínimo	(cm^2)
f'_c	=	esfuerzo máximo de compresión del concreto	$(280 \text{ kg}/cm^2)$
b	=	ancho del alma	(30.00 cm)
d	=	distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción	(cm)
F_y	=	límite de fluencia del refuerzo (grado 60)	$(4200.00 \text{ kg}/cm^2)$

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = t_{DE} - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d	=	peralte efectivo del diafragma exterior	(cm)
t_{DE}	=	espesor total del diafragma exterior	$(88.00cm)$
rec	=	espesor de recubrimiento	(5.00 cm)

$\emptyset$ = diámetro de la varilla a utilizar (No. 6) (1.91 cm)

$$d = 88.00 \text{ cm} - 5.00 \text{ cm} - \frac{1.91 \text{ cm}}{2} = 82.04 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (a) \rightarrow A_{s(\min)} &= \frac{0.8 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 30.00 \text{ cm} \times 82.04 \text{ cm} \\ &= 7.84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 30.00 \text{ cm} \times 82.04 \text{ cm} = \mathbf{8.20 \text{ cm}^2}$$

El resultado de la ecuación “b”, es mayor que la de “a”, por lo que, el acero mínimo es de 8.20 cm².

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(\min)}}{A_{\emptyset=\text{No.6}}} = \frac{8.20 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 2.88 \approx 3 \text{ varillas}$$

Colocar 3 varillas No. 6 grado 60 corridas en la cama superior e inferior.

- Refuerzo adicional

Debido a que el peralte del diafragma es mayor a 40 cm, la AASHTO propone un refuerzo de 0.25 pulg^2 por cada pie de alto del elemento (5.29 cm^2 por cada metro de alto).

$$A_{s \text{ (adicional)}} = \left(5.29 \text{ cm}^2/\text{m} \right) \times H_{DE}$$

$$A_{s \text{ (adicional)}} = \left(5.29 \text{ cm}^2/\text{m} \right) \times 0.88 \text{ m} = 4.66 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 5, el cual es de 1.98 cm^2 .

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s \text{ (adicional)}}}{A_{s(\emptyset=\text{No.5})}} = \frac{4.66 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.35 \approx 3 \text{ varillas}$$

Se utiliza 3 varillas No. 5 grado 60 como refuerzo en cada lado del diafragma exterior.

- Refuerzo transversal

La sección 18.4.2.5 del reglamento 318S-14 de la organización *American Concrete Institute* (2014), dictamina que “el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder $d/2$ en toda la longitud del elemento” (p. 287).

$$s = \frac{d}{2} = \frac{82.04 \text{ cm}}{2} = 41.02 \text{ cm}$$

Como ya se había descrito en el cálculo del espaciamiento del refuerzo transversal de la viga principal, por cuestiones de seguridad se utilizará el espaciamiento máximo de estribo en una viga ($s = 300.00 \text{ mm}$), detallado en el capítulo de estructuras sismo resistentes 18.4.2.4 del ACI 318S-14.

Revisión de área de acero para el estribo, en la sección 9.6.3.3 del ACI 318S-14, describe que el área del acero mínimo para el refuerzo transversal, se verifica a través de las dos siguientes ecuaciones.

$$A_v \geq 0.2 \times \sqrt{f'c} \times \frac{b \times s}{F_y}$$

Donde:

- A_v = área efectiva de las ramas de las varillas (1.42 cm²)
- $f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm²)
- b = base del diafragma exterior (30.00 cm)
- s = espaciamiento entre estribos (30.00 cm)
- F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 40) (2810.00 kg/cm²)

$$A_v \geq 0.2 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \times \frac{30.00 \text{ cm} \times 30.00 \text{ cm}}{2810 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1.42 \text{ cm}^2 \geq 1.07 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq 3.50 \times \frac{b \times s}{F_y}$$

Donde:

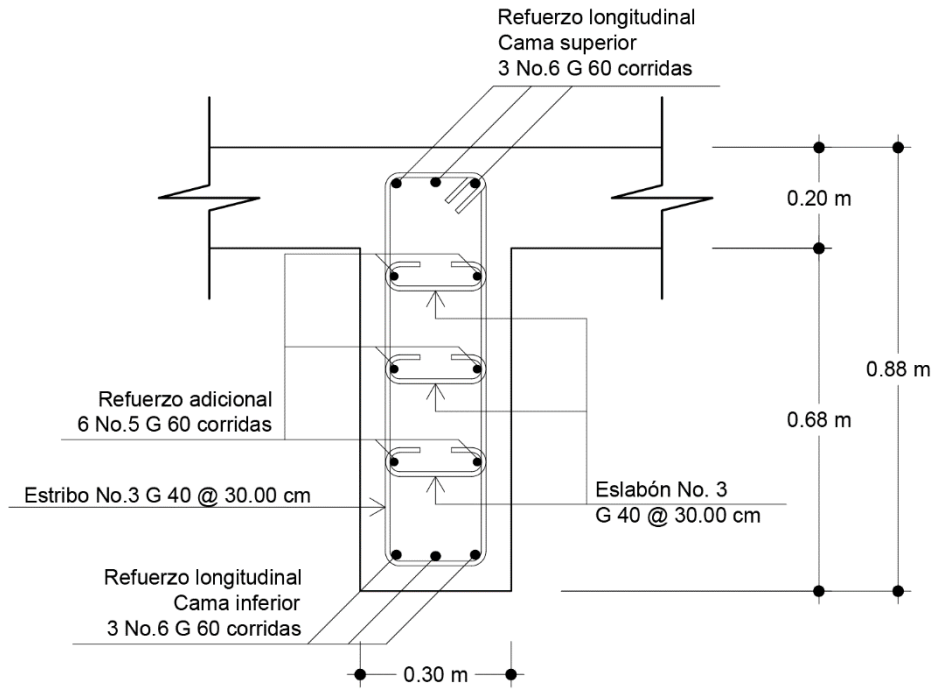
$$\begin{aligned} A_v &= \text{área efectiva de las ramas de las varillas} & (1.42 \text{ cm}^2) \\ b &= \text{base del diafragma exterior} & (30.00 \text{ cm}) \\ s &= \text{espaciamiento entre estribos} & (30.00 \text{ cm}) \\ F_y &= \text{límite de fluencia del refuerzo (grado 40)} & (2810.00 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

$$A_v \geq 3.50 \times \frac{30.00 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{2810.00 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1.42 \text{ cm}^2 \geq 1.12 \text{ cm}^2$$

El acero cumple en ambas ecuaciones, por esta razón, se colocará estribos No. 3 grado 40 a cada 0.30 m. En la figura 70, aparece el armado final del diafragma exterior.

Figura 70. **Armado del diafragma externo**



Fuente: elaboración propia.

b. Diafragma interior

- Altura del diafragma

$$H_{DI} = \frac{3}{4} \times H_V$$

Donde:

H_{DI} = altura del diafragma interior (m)

H_V = altura de la viga (1.75 m)

$$H_{DI} = \frac{3}{4} \times 1.75 \text{ m} = 1.31 \text{ m}$$

- Base del diafragma

El cálculo del elemento es similar al de una viga y el *American Concrete Institute* (2014) menciona en su normativo 318S-14 sección 8.8.1.3., “establece que la altura total del elemento no debe ser mayor de 3.50 veces de su ancho” (p. 125).

Donde:

$$\begin{aligned} B_{DI} &= \text{base del diafragma interior} && (m) \\ H_{DI} &= \text{altura del diafragma interior} && (1.31m) \end{aligned}$$

$$B_{DI} = \frac{H_{DI}}{3.5}$$

$$B_{DI} = \frac{1.31 \text{ m}}{3.5} = 0.37 \text{ m}$$

Por facilidades de diseño la base del diafragma interior, se aproxima a 40.00 cm.

$$B_{DI} = 0.40 \text{ m}$$

- Cálculo del acero de refuerzo

En el diafragma interior se determina a través del acero mínimo y a partir de la sección 9.6.1.2 del reglamento 318S-14 de *American Concrete Institute* (2014), “establece que el cálculo del acero debe ser mayor que las ecuaciones “a” y “b”” (p. 145). En unidades del Sistema MKS, se representan de la siguiente manera:

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y} bd$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{F_y} \times b \times d$$

Donde:

$A_{s(\min)}$	=	área de acero mínimo	(cm^2)
f'_c	=	esfuerzo máximo de compresión del concreto	$(280 \text{ kg}/cm^2)$
F_y	=	límite de fluencia del refuerzo (grado 60)	$(4200 \text{ kg}/cm^2)$
b	=	ancho del alma	(40.00 cm)
d	=	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción	(cm)

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = t_{DI} - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = peralte efectivo del diafragma interior (cm)

t_{DI} = espesor total del diafragma interior (131.00cm)

rec = espesor de recubrimiento (5.00 cm)

$\emptyset$ = diámetro de la varilla a utilizar (No. 7) (2.22 cm)

$$d = 131.00 \text{ cm} - 5.00 \text{ cm} - \frac{2.22 \text{ cm}}{2} = 124.89 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (a) \rightarrow A_{s(\min)} &= \frac{0.8 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 40.00 \text{ cm} \times 124.89 \text{ cm} \\ &= 15.92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 40.00 \text{ cm} \times 124.89 \text{ cm} = \mathbf{16.65 \text{ cm}^2}$$

El resultado de la ecuación “b”, es mayor que la de “a”, por lo que, el acero mínimo es de 16.65 cm².

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(\min)}}{A_{\emptyset=\text{No.7}}} = \frac{16.65 \text{ cm}^2}{3.88 \text{ cm}^2} = 4.29 \approx 5 \text{ varillas}$$

Colocar 5 varillas No. 7 grado 60 corridas en la cama superior e inferior.

- Refuerzo adicional

Debido a que el peralte del diafragma es mayor a 40 cm, la AASHTO propone un refuerzo de 0.25 pulg^2 por cada pie de alto del elemento (5.29 cm^2 por cada metro de alto).

$$A_{s(\text{adicional})} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m}) \times H_{DI}$$

$$A_{s(\text{adicional})} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1.31 \text{ m} = 6.93 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar el área de acero de una varilla No. 5, el cual es de 1.98 cm^2 .

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(\text{adicional})}}{A_{S(\emptyset=\text{No.5})}} = \frac{6.93 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 3.50 \approx 4 \text{ varillas}$$

Se utiliza 4 varillas No. 5 grado 60 como refuerzo en cada lado del diafragma interior.

- Refuerzo transversal

La organización *American Concrete Institute* (2014) indica que “el espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder " $d/2$ " en toda la longitud del elemento” (p. 287). De acuerdo a sección 18.4.2.5 del reglamento 318S-14.

$$s = \frac{d}{2} = \frac{124.89 \text{ cm}}{2} = 62.44 \text{ cm}$$

Debido a que Guatemala es un país sísmico, se contempla como medida de precaución, un espaciamiento máximo de estribos ($s = 300.00 \text{ mm}$) descrito en el capítulo de estructuras sismo resistentes 18.4.2.4 del ACI 318S-14. En la sección 9.6.3.3 del ACI 318S-14, describe que el área del acero mínimo del refuerzo transversal, se cumple a través de las dos siguientes ecuaciones.

$$A_v \geq 0.2 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b \times s}{F_y}$$

Donde:

- A_v = área efectiva de las ramas de las varillas (1.42 cm²)
 f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm²)
 b = base del diafragma interior (40.00 cm)
 s = espaciamiento entre estribos (30.00 cm)
 F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 40) (2810.00 kg/cm²)

$$A_v \geq 0.2 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \times \frac{40.00 \text{ cm} \times 30.00 \text{ cm}}{2810 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1.42 \text{ cm}^2 \nlessgtr 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq 3.50 \times \frac{b \times s}{F_y}$$

Donde:

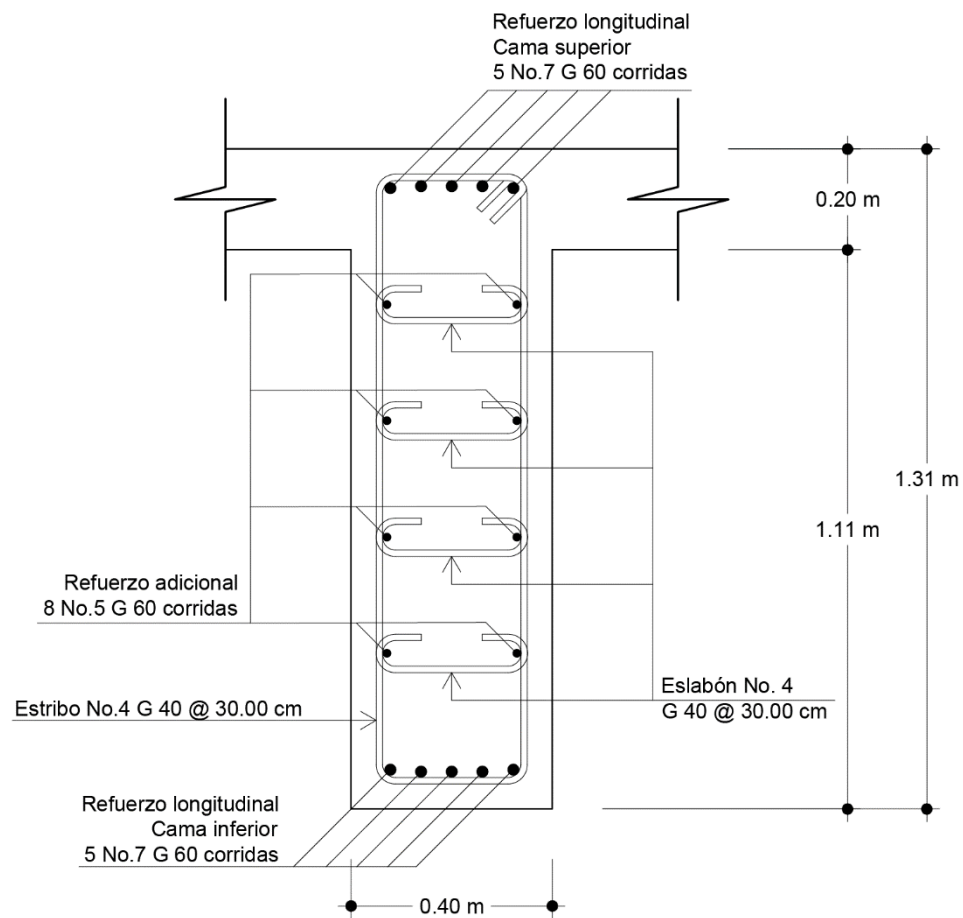
- A_v = área efectiva de las ramas de las varillas (1.42 cm²)
 b = base del diafragma interior (40.00 cm)
 s = espaciamiento entre estribos (30.00 cm)
 F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 40) (2810.00 kg/cm²)

$$A_v \geq 3.50 \times \frac{40.00 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{2810.00 \text{ kg/cm}^2}$$

$$1.42 \text{ cm}^2 \nlessgtr 1.50 \text{ cm}^2$$

El área de acero de la varilla No. 3 no cumple en ambas ecuaciones, debido a ello, se colocará estribos No. 4 grado 40 a cada 0.30 m. En la figura 71, aparece el armado final del diafragma interior.

Figura 71. Armado del diafragma interior



Fuente: elaboración propia.

3.8. Diseño de la subestructura

Guzmán Escobar (1997), define la subestructura como el “componente estructural compuesto por elementos que soportan el puente, tales como estribos y pilas” (p. 2).

3.8.1. Cortina

Las especificaciones para el diseño de puentes por el reglamento AASHTO LRFD (2004), hace mención en su normativo en la sección 3.11.5.5, que “la densidad del fluido equivalente del suelo a utilizar, no debe ser inferior a 480 kg/m³” (p. 84).

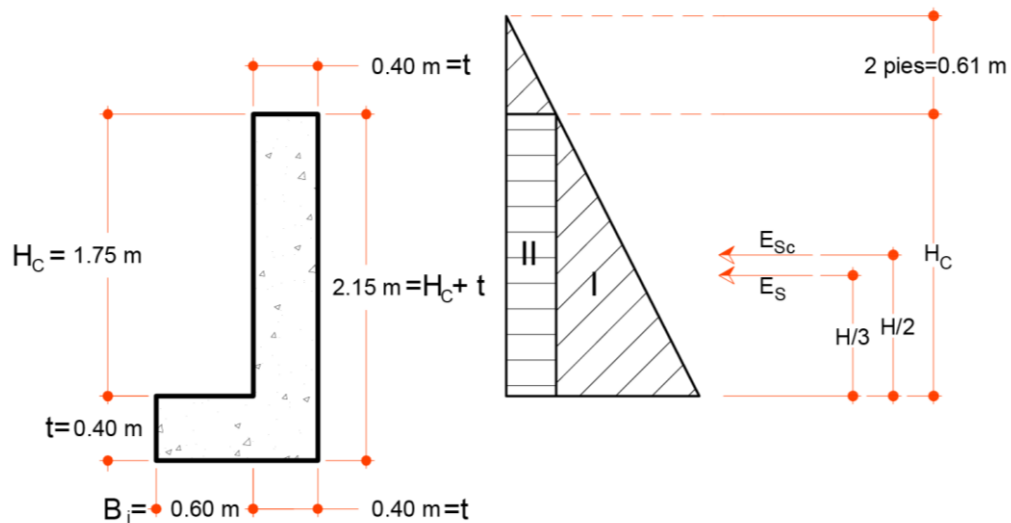
Las dimensiones de la cortina se basan en las especificaciones dadas por la AASHTO, se detallan en la tabla 34 y se agrega la figura 72 para una mejor visualización del elemento estructural.

Tabla 34. **Elementos de la cortina y viga de apoyo**

Elemento	Especificaciones
Espesor (t_c)	El espesor mínimo recomendado es de 30.00 cm, debido a la magnitud de la obra se utiliza un espesor de 40.00 cm.
Altura (H_c)	La altura de la cortina es igual a la altura de la viga del puente. En este caso es de 1.75 m.
Base interior (B_i)	La distancia sugerida es de 50.00 cm, sin embargo, se le agregan 5.00 cm, debido que se considera una junta entre la cortina y la base de la viga de apoyo. Por conveniencia en diseño la distancia es de 60.00 cm.

Fuente: elaboración propia.

Figura 72. **Dimensiones y fuerzas aplicadas en viga de apoyo y cortina**



Fuente: elaboración propia

Para determinar el empuje del suelo se utiliza la siguiente ecuación:

$$E_T = E_S + E_{SC}$$

Donde:

E_T = empuje del suelo

E_S = empuje debido al suelo

E_{SC} = empuje debido a la sobrecarga

- Empuje debido al suelo

$$E_s = \frac{1}{2} \times w \times H_c^2$$

Donde:

E_s = empuje debido al suelo (kg/m)

w = densidad del flujo equivalente (480.00 kg/m³)

H_c = altura de cortina (1.75 m)

$$E_s = \frac{1}{2} \times 480.00 \text{ kg/m}^3 \times (1.75 \text{ m})^2 = 735.00 \text{ kg/m}$$

- Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{SC} = w \times h_{SC} \times H_c$$

Donde:

w = densidad del flujo equivalente (480.00 kg/m³)
 h_{SC} = altura donde actúa la sobrecarga (2 pie = 0.61 m)
 H_C = altura de cortina (1.75 m)

$$E_{SC} = 480.00 \frac{kg}{m^3} \times 0.61 m \times 1.75 m = 512.40 \frac{kg}{m}$$

- Empuje total del suelo

$$E_T = E_S + E_{SC}$$

$$E_T = 735 \frac{kg}{m} + 512.40 \frac{kg}{m} = 1247.40 \frac{kg}{m}$$

- Momento debido al suelo

$$M_{E_S} = \frac{1}{3} \times H_C \times E_S$$

Donde:

M_{E_S} = momento debido al suelo
 H_C = altura de cortina (1.75 m)
 E_S = empuje debido al suelo (735.00 kg/m)

$$M_{E_S} = \frac{1}{3} \times 1.75 m \times 735.00 \frac{kg}{m} = 428.75 \frac{kg \cdot m}{m}$$

- Momento debido a la sobrecarga

$$M_{E_{SC}} = \frac{1}{2} \times H_C \times E_{SC}$$

Donde:

$M_{E_{SC}}$ = momento debido a la sobrecarga

H_C = altura de cortina (1.75 m)

E_{SC} = empuje debido a la sobrecarga (512.40 kg/m)

$$M_{E_{SC}} = \frac{1}{2} \times 1.75 \text{ m} \times 512.40 \text{ kg/m} = 448.35 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Momento actuante del suelo

$$M_{E_T} = M_{E_S} + M_{E_{SC}}$$

Donde:

M_{E_T} = momento actuante total del suelo

M_{E_S} = momento debido al suelo

$M_{E_{SC}}$ = momento debido a la sobrecarga

$$M_{E_T} = 428.75 \frac{kg \cdot m}{m} + 448.35 \frac{kg \cdot m}{m} = 877.10 \frac{kg \cdot m}{m}$$

- Fuerza longitudinal (FL)

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica - AGIES- (2001), indica la consideración de una fuerza longitudinal, que puede ser causada por los vehículos, la magnitud se tomará como “5.00% de la carga viva de los carriles que llevan tránsito en la misma dirección y el momento se considerará aplicada a 1.80 m por encima de la superficie de rodadura” (p. 9).

$$FL = \frac{5\%P}{2H_c}$$

Donde:

FL = fuerza longitudinal

P = cargas de rueda de diseño

H_c = altura de cortina (1.75 m)

Para calcular la carga de la rueda del camión de diseño, se convierte la carga de 145,000.00 N a kilogramos, dividido dos para tener la carga de rueda del camión de diseño.

$$145,000 \text{ N} \times \frac{0.102 \text{ kg}}{1 \text{ N}} = \frac{14790 \text{ kg}}{2} = 7395.00 \text{ kg}$$

$$FL = \frac{0.05 \times 7395 \text{ kg}}{2 \times 1.75 \text{ m}} = 105.64 \text{ kg/m}$$

- Momento de fuerza longitudinal

$$M_{FL} = FL \times (H_c + r)$$

Donde:

M_{FL} = momento de la fuerza longitudinal

FL = fuerza longitudinal (105.64 kg/m)

H_c = altura de cortina (1.75 m)

r = brazo del momento (1.80 m)

$$M_{FL} = 105.64 \text{ kg/m} \times (1.75 \text{ m} + 1.80 \text{ m}) = 375.02 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Fuerza de sismo (EQ)

El criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe de utilizar un 12% del peso propio de la cortina. El

brazo de aplicación de la fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección.

$$EQ = 12\%W_c$$

Donde:

EQ = fuerza del sismo

W_c = peso de la cortina

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} = 1680.00 \text{ kg/m}$$

$$EQ = 0.12 \times 1680 \text{ kg/m} = 201.60 \text{ kg/m}$$

- Momento

$$M_{EQ} = EQ \times \frac{H_c}{2}$$

Donde:

M_{EQ} = momento de sismo

EQ = fuerza de sismo (201.60 kg/m)

H_c = altura de cortina (1.75 m)

$$M_{EQ} = 201.60 \text{ kg/m} \times \frac{1.75 \text{ m}}{2} = 176.40 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

La combinación de cargas se establece una serie de grupos de cargas que pueden someter a una estructura, de esta define el momento último a utilizar, mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Grupo } (N) = \gamma[\beta \cdot TP + \dots]$$

Donde:

γ = factor de carga (ver tabla 3.22.1a de la norma AASHTO Standard)

β = coeficiente (ver sección 3.22.1 de la norma AASHTO Standard)

TP = tipo de carga conforme al grupo

$$\text{Grupo } (III) = \gamma_{III}[\beta_E \cdot M_{ET} + \beta_{FL} \cdot M_{FL}]$$

$$\text{Grupo } (III) = 1.30 \times \left[1.30 \cdot 877.10 \frac{kg - m}{m} + 1 \cdot 375.02 \frac{kg - m}{m} \right]$$

$$\text{Grupo } (III) = 1969.82 \frac{kg - m}{m}$$

$$\text{Grupo } (VI) = \gamma_{VI}[\beta_E \cdot M_{ET} + \beta_{FL} \cdot M_{FL}]$$

$$\text{Grupo } (VI) = 1.25 \times \left[1.30 \cdot 877.10 \frac{kg - m}{m} + 1 \cdot 375.02 \frac{kg - m}{m} \right]$$

$$\text{Grupo } (VI) = 1894.06 \frac{kg - m}{m}$$

$$Grupo (VII) = \gamma_{VII} [\beta_E \cdot M_{ET} + \beta_{EQ} \cdot M_{EQ}]$$

$$Grupo (VII) = 1.30 \times \left[1.30 \cdot 877.10 \frac{kg - m}{m} + 1 \cdot 176.40 \frac{kg - m}{m} \right]$$

$$Grupo (VII) = 1711.62 \frac{kg - m}{m}$$

El momento de diseño es el resultado obtenido del grupo mayor:

$$Grupo (III) = 1969.82 \frac{kg - m}{m}$$

Para el cálculo del área de acero se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_{s(req)} = \frac{0.85 \cdot f'_c}{F_y} \cdot \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f'_c}} \right]$$

Donde:

$$A_{s(req)} = \text{área de acero requerido} \quad (cm^2)$$

$$f'_c = \text{esfuerzo máximo de compresión del concreto} \quad (280 \frac{kg}{cm^2})$$

$$F_y = \text{límite de fluencia del refuerzo (grado 60)} \quad (4200.00 \frac{kg}{cm^2})$$

$$M_u = \text{momento último de diseño} \quad \left(1969.82 \frac{kg - m}{m} \right)$$

b = base de la cortina (100 cm)
 d = peralte efectivo de la cortina (cm)

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = t_c - rec - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

d = peralte efectivo de la cortina (cm)

t_c = espesor total de la cortina (40 cm)

rec = espesor de recubrimiento (7.50 cm)

ϕ = diámetro de la varilla a utilizar (No. 4) (1.27 cm)

$$d = 40\text{cm} - 7.50\text{ cm} - \frac{1.27\text{ cm}}{2} = 31.87\text{ cm}$$

$$A_{s(req)} = \frac{0.85 \cdot (280)}{4200} \cdot \left[(100 \cdot 31.87) - \sqrt{(100 \cdot 31.87)^2 - \frac{(1969.82) \cdot (100)}{0.003825 \cdot (280)}} \right]$$

$$A_{s(req)} = 1.64\text{ cm}^2$$

La organización *American Concrete Institute* menciona en la sección 9.6.1.2 del normativo 318S-14, como determinar el acero mínimo y está dado por dos fórmulas y de ambos resultaos, el mayor es el indicado. En unidades del Sistema MKS, se representan de la siguiente manera:

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y} bd$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{F_y} \times b \times d$$

Donde:

$A_{s(\min)}$ = área de acero mínimo (cm^2)

f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto $(280 \text{ kg}/cm^2)$

F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 60) $(4200 \text{ kg}/cm^2)$

b = base del elemento (100 cm)

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (31.87 cm)

$$\begin{aligned} (a) \rightarrow A_{s(\min)} &= \frac{0.8 \times \sqrt{280 \text{ kg}/cm^2}}{4200 \text{ kg}/cm^2} \times 100 \text{ cm} \times 31.87 \text{ cm} \\ &= 10.16 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200 \text{ kg}/cm^2} \times 100 \text{ cm} \times 31.87 \text{ cm} = \mathbf{10.62 \text{ cm}^2}$$

El resultado de la ecuación “b”, es mayor que la de “a”, debido a ello, el acero mínimo es de 10.62 cm^2 .

Para calcular el área de acero máximo se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_{S(max)} = 0.5 \times \rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.003 \times E_s \times 0.85 \times f'_c}{F_y \times (F_y + 0.003 \times E_s)}$$

Donde:

- ρ_b = cuantía de acero balanceada (adimensional)
- E_s = módulo de elasticidad $(2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$
- f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm^2)
- F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 60) $(4200.00 \text{ kg/cm}^2)$
- β_1 = valor de distribución rectangular según tabla 22.2.2.4.3 del normativo ACI 318S-14 (0.85)

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.003 \times 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times (4200 \text{ kg/cm}^2 + 0.003 \times 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$A_{s(max)} = 0.5 \times 0.0286 \times 100 \text{ cm} \times 31.87 \text{ cm} = 45.57 \text{ cm}^2$$

- Análisis del área de acero

$$A_{s(min)} < A_{s(req)} < A_{s(max)}$$

$$10.62 \text{ cm}^2 \not< 1.64 \text{ cm}^2 < 45.57 \text{ cm}^2$$

Como la condición anterior no cumplió, se recomienda utilizar el área de acero mínima de 10.62 cm^2 .

Se propone utilizar varilla No. 5 grado 60, cuya área es de $A_{\emptyset=No.5} = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(calculada)}}{A_{\text{diámetro de la varilla}}} = \frac{10.62 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 5.36 \approx 6 \text{ varillas}$$

El espaciamiento recomendado:

$$s = \frac{b}{\# \text{ Varillas}} = \frac{100 \text{ cm}}{6 \text{ varillas}} = 16 \text{ cm}$$

Colocar varillas No. 5 de grado 60 a cada 16 cm en ambas camas.

- Cálculo de área de acero horizontal

La AASHTO Standard, describe que el refuerzo deberá calcularse a través de la ecuación de acero por temperatura. En la sección 24.4.3.2 del normativo 318S-14 de la organización *American Concrete Institute* (2014), plantea que “la cuantía de refuerzo corrugada por temperatura no debe ser menor a los valores dados en la siguiente ecuación” (p. 430).

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 \times 4200}{F_y}$$

Donde:

ρ_{min} = cuantía mínima de refuerzo por (adimensional)
temperatura

F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado $(4200.00 \text{ kg/cm}^2)$
60)

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 \times 4200}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0018$$

$$A_{s(temp)} = \rho_{min} \times H_c \times d$$

Donde:

- $A_{s(temp)}$ = área de acero por temperatura (cm²)
 ρ_{min} = cuantía mínima de refuerzo por temperatura (adimensional)
 H_c = altura de la cortina (175.00 cm)
 d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (31.87 cm)

$$A_{s(temp)} = 0.0018 \times 175 \text{ cm} \times 31.87 \text{ cm} = 10.04 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 60, cuya área es de $A_{\emptyset=No.4} = 1.27 \text{ cm}^2$. Y el espaciamiento recomendado se calcula de la siguiente manera.

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(temp)}}{A_{\text{diámetro de la varilla}}} = \frac{10.04 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 7.91 \approx 8 \text{ varillas}$$

$$\text{espaciamiento } (S) = \frac{b}{\# \text{ Varillas}} = \frac{175 \text{ cm}}{8 \text{ varillas}} = 21.88 \text{ cm} \approx 22 \text{ cm}$$

En resumen, colocar varillas No. 4 de grado 60 a cada 22 cm en ambas camas.

- Revisión por cortante

$$\text{Grupo (III)} = \gamma_{III} [\beta_E \cdot E_T + \beta_{FL} \cdot FL]$$

$$\text{Grupo (III)} = 1.30 \times [1.30 \cdot 1247.40 \text{ kg/m} + 1 \cdot 105.64 \text{ kg/m}]$$

$$\text{Grupo (III)} = 2245.44 \text{ kg/m}$$

$$\text{Grupo (VI)} = \gamma_{VI} [\beta_E \cdot E_T + \beta_{FL} \cdot FL]$$

$$\text{Grupo (VI)} = 1.25 \times [1.30 \cdot 1247.40 \text{ kg/m} + 1 \cdot 105.64 \text{ kg/m}]$$

$$\text{Grupo (VI)} = 2159.08 \text{ kg/m}$$

$$\text{Grupo (VII)} = \gamma_{VII} [\beta_E \cdot E_T + \beta_{EQ} \cdot EQ]$$

$$\text{Grupo (VII)} = 1.30 \times [1.30 \cdot 1247.40 \text{ kg/m} + 1 \cdot 201.60 \text{ kg/m}]$$

$$\text{Grupo (VII)} = \mathbf{2370.19 \text{ kg/m}}$$

El cortante de diseño es el resultado obtenido del producto entre el grupo de mayor valor [**Grupo (VII)**] y la altura de la cortina.

$$V_u = \mathbf{2370.19 \text{ kg/m} \times 1.75 \text{ m} = 4147.83 \text{ kg}}$$

Cortante que resiste el concreto, se calcula mediante la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318S-14.

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} \, bd$$

Donde:

V_c = resistencia nominal a cortante (kg)

f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm^2)

b = base de la viga (100 cm)

d = peralte efectivo (31.87 cm)

λ = factor de modificación, basado en la composición del agregado en la mezcla de concreto, conforme a la tabla 19.2.4.2 del ACI 318S-14 ($\lambda = 1.00$)

$$V_c = 0.53 \times 1.00 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \times 100 \text{ cm} \times 31.87 \text{ cm}$$

$$V_c = 28264.22 \text{ kg}$$

Mediante la siguiente ecuación dada por el ACI 318S-14, se verifica si es necesario un refuerzo a corte.

$$V_u \leq \Phi V_c$$

El factor de reducción de resistencia (Φ), debe de cumplir con la tabla 21.2.1 del ACI S318-14, en este caso la acción es cortante, por lo que, el valor es $\Phi = 0.75$.

$$V_u \leq 0.75 \times (28264.22 \text{ kg})$$

$$V_u \leq 21198.17 \text{ kg}$$

$$4147.83 \text{ kg} \leq 21198.17 \text{ kg}$$

La expresión $V_u \leq \Phi V_c$, si cumple con los resultados obtenidos, significa que el concreto resiste a la fuerza cortante.

3.8.2. Viga de apoyo

La organización *American Concrete Institute* menciona en la sección 9.6.1.2 del normativo 318S-14, como determinar el acero mínimo y está dado por dos fórmulas y el mayor de los resultados es el indicado. En unidades del Sistema MKS, se representan de la siguiente manera:

$$(a) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y} bd$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{F_y} \times b \times d$$

Donde:

$A_{s(\min)}$ = área de acero mínimo (cm²)

f'_c = esfuerzo máximo de compresión del concreto (280 kg/cm²)

F_y = límite de fluencia del refuerzo (grado 60) (4200.00 kg/cm²)

b = base de la viga de apoyo (100 cm)

d = peralte efectivo de la viga de apoyo (cm)

- Cálculo del peralte efectivo

$$d = t_a - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = peralte efectivo de la viga de apoyo (cm)

t_a = espesor de la viga de apoyo (40 cm)

rec = espesor de recubrimiento (7.50 cm)

$\emptyset$ = diámetro de la varilla a utilizar (No. 4) (1.27 cm)

$$d = 40\text{cm} - 7.50\text{ cm} - \frac{1.27\text{ cm}}{2} = 31.87\text{ cm}$$

$$\begin{aligned}(a) \rightarrow A_{s(\min)} &= \frac{0.8 \times \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 100\text{ cm} \times 31.87\text{ cm} \\ &= 10.16\text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$(b) \rightarrow A_{s(\min)} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 100\text{cm} \times 31.87\text{ cm} = \mathbf{10.62\text{ cm}^2}$$

El resultado de la ecuación “b”, es mayor que la de “a”, por este motivo, el acero mínimo es de 10.62 cm².

Se propone utilizar varilla No. 5 grado 60, cuya área es de $A_{\emptyset=No.5} = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_{s(\text{calculada})}}{A_{\text{diámetro de la varilla}}} = \frac{10.62 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 5.36 \approx 6 \text{ varillas}$$

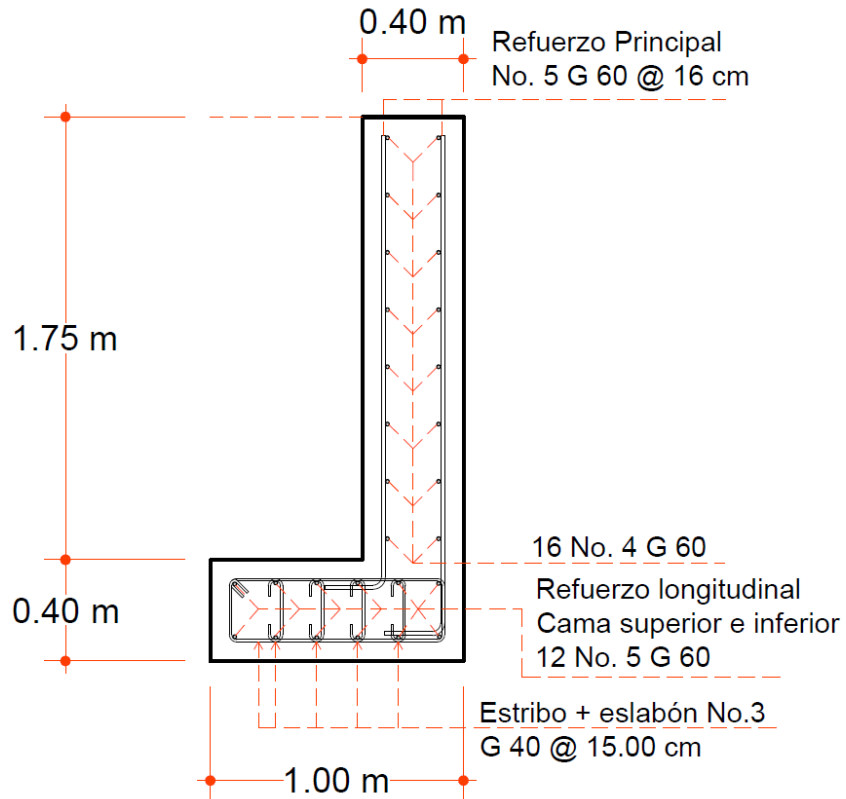
Colocar 6 varillas de acero corrugado No. 5 grado 60 en la cama superior e inferior.

La sección 18.4.2.5 del reglamento 318S-14 y elaborado por la organización *American Concrete Institute* (2014), menciona que “el espaciamiento del refuerzo transversal y no debe de exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga” (p. 287).

$$s = \frac{d}{2} = \frac{31.87 \text{ cm}}{2} = 15.94 \text{ cm}$$

Colocar estribos No. 3 grado 40 a cada 0.15 m. El armado de la cortina y viga de apoyo, quedará de la siguiente manera, según cálculos establecidos, como se aprecia en la figura 73.

Figura 73. **Armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

3.8.3. Apoyo elastomérico

Dimensionamiento del apoyo:

$$W_{diseño} = \frac{W_{CM-SPE} + W_{CV}}{2}$$

Donde:

$W_{diseño}$ = carga de diseño (kg)

W_{CM-SPE} = carga muerta de la superestructura (193,870.56 kg)

W_{CV} = carga viva (33,150.00 kg)

$$W_{diseño} = \frac{193,870.56 \text{ kg} + 33,150.00 \text{ kg}}{2}$$

$$W_{diseño} = 113,510.28 \text{ kg}$$

El capítulo 14 del normativo AASHTO LRFD, menciona que los apoyos elastoméricos reforzados con acero se diseñan bajo las siguientes disposiciones:

$$\sigma_s \leq 1.25 G_c S_i \quad (14.7.6.3.2 - 7)$$

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ ksi} \quad (14.7.6.3.2 - 8)$$

Donde:

σ_s = esfuerzo de compresión promedio debido a la carga de total de las combinaciones de carga de servicio (carga de diseño)

G_c = módulo de corte, dato según tabla 14.7.6.2-1 de la AASHTO LRFD

S_i = factor de forma

- Área requerida del apoyo

$$A_{Bea} = \frac{W_{diseño}}{\sigma_s} = \frac{113,510.28 \text{ kg}}{87.88 \text{ kg/cm}^2} = 1291.65 \text{ cm}^2$$

El ancho del apoyo será igual al ancho de la viga, en consecuencia, con el enunciado, el largo del elemento se calcula dividiendo el área entre el ancho del elemento.

$$L_{Bea} = \frac{A_{Bea}}{W_{bea}} = \frac{1291.65 \text{ cm}^2}{60.00 \text{ cm}} = 21.53 \text{ cm}$$

Adoptando un valor mayor 30.00 cm como el largo del apoyo, para aprovechar el espacio de libre de la viga de apoyo, comprobando el valor de la nueva área, sea mayor al área requerida.

$$A_{Bea-n} = L_{Bea-n} \times W_{bea} = 30.00 \text{ cm} \times 60.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{Bea-n} = 1800.00 \text{ cm}^2 > 1291.65 \text{ cm}^2$$

- Máxima deformación por corte

Chen y Duan (2003), describen el “cálculo del movimiento por temperatura en el sistema internacional, a través de la siguiente fórmula” (p. 17).

$$\Delta_{TEMP} = (\alpha)(\Delta T)(L_T)$$

Donde:

- α = coeficiente térmico del concreto de densidad normal $(10.80 \times 10^{-6} / ^\circ C)$
- ΔT = máximo cambio de temperatura $(21 ^\circ C)$
- L_T = longitud del puente (25000.00 mm)
- Δ_{PT} = acortamiento de la viga debido al tensado (21 mm)
- Δ_{SH} = acortamiento de la viga debido a la contracción del concreto (2 mm)
- Δ_S = máxima deformación total de corte (mm)
- γ_s = factor de carga según tabla 3.4.1-1 de la AASHTO LRFD (1.20)

$$\Delta_{TEMP} = (10.80 \times 10^{-6} / ^\circ C) \times (22^\circ C) \times (25000 \text{ mm}) = 5.94 \text{ mm}$$

$$\Delta_{TEMP} = 5.94 \text{ mm}$$

$$\Delta_S = \gamma_s (\Delta_{TEMP} + \Delta_{PT} + \Delta_{SH})$$

$$\Delta_S = 1.20 (5.94 \text{ mm} + 21.00 \text{ mm} + 2.00 \text{ mm}) = 34.73 \text{ mm}$$

En la sección 14.7.6.3.4 de las especificaciones de la AASHTO LRFD (2004), “el espesor del apoyo elastomérico reforzado con acero, debe de cumplir con la siguiente relación” (p. 63).

$$h_{rt} \geq 2\Delta_S$$

Donde:

h_{rt} = espesor requerido de elastómero (mm)

Δ_s = máxima deformación total de corte (34.73 mm)

$$h_{rt} \geq 2 \times (34.73 \text{ mm})$$

$$h_{rt} \geq 69.46 \text{ mm}$$

$$h_{rt} \geq 70.00 \text{ mm}$$

- Esfuerzo de compresión aplicado

$$\sigma_{s-n} = \frac{W_{diseño}}{A_{Bea-2}}$$

Donde:

σ_{s-n} = esfuerzo de compresión calculado a través del área (A_{Bea-2}) (kg/cm^2)

$W_{diseño}$ = carga de diseño (113,510.28 kg)

A_{Bea-n} = área de diseño (1800.00 cm^2)

$$\sigma_{s-n} = \frac{W_{diseño}}{A_{Bea-n}} = \frac{113,510.28 \text{ kg}}{1800.00 \text{ cm}^2} = 63.06 \text{ kg/cm}^2$$

- Factor de forma " S_i "

Despejando el valor " S_i " de la fórmula 14.7.6.3.2-7 de la AASHTO LRFD:

$$S_i \geq \frac{\sigma_s}{1.25 G}$$

El módulo de corte en la escala Shore A será 60, está en un intervalo de 9.14 kg/cm^2 y 14.06 kg/cm^2 , según tabla 14.7.6.2-1 de las especificaciones AASHTO LRFD.

$$G = 9.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_i \geq \frac{63.06 \text{ kg/cm}^2}{1.25 \times 9.14 \text{ kg/cm}^2} = 5.52$$

Para apoyos elastoméricos reforzados con acero el factor de forma de una capa se puede tomar con la siguiente fórmula según la sección 14.7.5.1 de las especificaciones AASHTO LRFD.

$$S_i = \frac{L_{bea-n} \times W_{bea}}{2 \times h_{ri}(L_{bea-n} + W_{bea})}$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 S_i &= \text{factor de forma de las capas interiores} & (5.52) \\
 L_{bea-n} &= \text{longitud del apoyo elastomérico rectangular} & (30.00 \text{ cm}) \\
 W_{bea} &= \text{ancho del apoyo elastomérico rectangular} & (60.00 \text{ cm}) \\
 h_{ri} &= \text{espesor de la capa interna} & (\text{cm})
 \end{aligned}$$

Despejando el valor de h_{ri} e ingresando los datos expuestos anteriormente.

$$h_{ri} = \frac{L_{bea-n} \times W_{bea}}{2 \times S_i \times (L_{bea-n} + W_{bea})}$$

$$h_{ri} = \frac{30.00 \text{ cm} \times 60.00 \text{ cm}}{2 \times 5.52 \times (30.00 \text{ cm} + 60.00 \text{ cm})} = 1.81 \text{ cm}$$

Adoptando el valor de 1.50 cm para el espesor de las capas interiores del apoyo.

- Factor de forma para capas interiores

$$S_i = \frac{L_{bea-n} \times W_{bea}}{2 \times h_{ri} (L_{bea-n} + W_{bea})}$$

$$S_i = \frac{30.00 \text{ cm} \times 60.00 \text{ cm}}{2 \times 1.50 \text{ cm} \times (30.00 \text{ cm} + 60.00 \text{ cm})} = 6.67 > 5.52$$

El espesor de capas exteriores se calcula mediante la sección 14.7.5.1 de las especificaciones AASHTO LRFD, donde indica que las mantos superiores e inferiores no deberán ser más gruesas que el 70.00% de las internas.

$$h_{re} \leq 0.70h_{ri}$$

Donde:

h_{re} = espesor de las capas exteriores (cm)

h_{ri} = espesor de las capas internas (1.50 cm)

$$h_{re} \leq 0.70 \times 1.50 \text{ cm}$$

$$h_{re} \leq 1.05 \text{ cm}$$

Se escoge el valor de 1.00 cm para el espesor de las capas exteriores del apoyo y cumple con la relación establecida de la AASHTO.

- Factor de formar para capas exteriores

$$S_e = \frac{L_{bea-n} \times W_{bea}}{2 \times h_{re}(L_{bea-n} + W_{bea})}$$

$$S_e = \frac{30.00 \text{ cm} \times 60.00 \text{ cm}}{2 \times 1.00 \text{ cm} \times (30.00 \text{ cm} + 60.00 \text{ cm})} = 10.00$$

- Número de capas interiores “n”

$$h_{rt} = n \times h_{ri} + 2h_{re}$$

$$n = \frac{h_{rt} - 2h_{re}}{h_{ri}}$$

Donde:

n = número de capas de interiores (#)

h_{rt} = espesor requerido de elastómero (7.00 cm)

h_{re} = espesor de las capas exteriores (1.00 cm)

h_{ri} = espesor de las capas internas (1.50 cm)

$$n = \frac{7.00 \text{ cm} - 2 \times 1.00 \text{ cm}}{1.50 \text{ cm}} = 3.33 \approx 4$$

La sección 14.7.6.1 de la AASHTO LRFD (2004) menciona: “cuando el número de capas interiores es mayor a 3, se verifica a través de la siguiente relación” (p. 67).

$$\frac{S_i^2}{n} > 20$$

Donde:

S_i = factor de forma de las capas interiores (6.67)

n = número de capas de interiores (4)

$$\frac{6.67^2}{4} > 20$$

$$11.12 > 20 \quad \boxed{\text{Si chequea}}$$

- Espesor total del apoyo elastomérico

$$h_{rt} = n \times h_{ri} + 2h_{re}$$

$$h_{rt} = 4 \times 1.50 \text{ cm} + 2 \times 1.00 \text{ cm} = 8.00 \text{ cm}$$

- Espesor de las placas de refuerzo

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$

Donde:

h_s = factor de forma de las capas interiores

h_{ri} = espesor de las capas internas (1.50 cm)

σ_s = esfuerzo de compresión (63.06 kg/cm^2)

F_y = resistencia a la fluencia del acero $(2530.00 \text{ kg/cm}^2)$
estructural A36, según norma ASTM

$$h_s \geq \frac{3 \times 1.50 \text{ cm} \times 63.06 \text{ kg/cm}^2}{2530.00 \text{ kg/cm}^2} = 0.11 \text{ cm}$$

- Esfuerzo de compresión debido a carga viva

$$\sigma_L = \frac{W_{CV}}{A_{Bea-n}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \sigma_L &= \text{esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva} && \left(\text{kg/cm}^2 \right) \\ W_{CV} &= \text{carga viva} && (33,150.00 \text{ kg}) \\ A_{Bea-n} &= \text{área de diseño} && (1,800.00 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

$$\sigma_L = \frac{33,150.00 \text{ kg}}{1,800.00 \text{ cm}^2} = 18.42 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado límite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

h_s = factor de forma de las capas interiores

h_{ri} = espesor de las capas internas (1.50 cm)

σ_L = esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva (18.42 kg/cm^2)

ΔF_{TH} = umbral de fatiga de amplitud constante para categoría A, según lo especificado en la tabla 6.6.1.2.5-3 de la AASHTO LRFD $(1687.37 \text{ kg/cm}^2)$

$$h_s \geq \frac{2 \times 1.50 \text{ cm} \times 18.42 \text{ kg/cm}^2}{1687.37 \text{ kg/cm}^2} = 0.033 \text{ cm}$$

La revisión de espesor de refuerzo de acero, se realiza con el mínimo recomendado de un dieciseisavo de una pulgada, a partir de las especificaciones del artículo 14.7.5.3.5 de la AASHTO LRFD.

$$h_s \geq \frac{1}{16} \times 2.54 \text{ cm}$$

$$0.11 \text{ cm} \nlessgtr 0.159 \text{ cm}$$

Por lo que se sugiere se adopte el valor de 0.2 cm como espesor del refuerzo de acero.

El artículo 14.7.6.3.6 de la AASHTO LRFD explica que la estabilidad del dispositivo se determina de dos formas, como se muestra.

$$\frac{L_o}{3} > h_{rt}$$

Donde:

L_o = dimensión del plano del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (30.00 cm)

h_{rt} = espesor total del apoyo elastomérico (8.00 cm)

$$\frac{30.00 \text{ cm}}{3} > 8.00 \text{ cm}$$

$$10.00 \text{ cm} > 8.00 \text{ cm} \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

Donde:

W_o = dimensión del plano del apoyo paralelo al eje de rotación considerado (60.00 cm)

h_{rt} = espesor total del apoyo elastomérico (8.00 cm)

$$\frac{W_o}{3} > h_{rt}$$

$$\frac{60.00 \text{ cm}}{3} > 8.00 \text{ cm}$$

$$20.00 \text{ cm} > 8.00 \text{ cm} \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

- Esfuerzo de compresión por carga total

Revisión con las siguientes relaciones de las especificaciones AASHTO LRFD, artículo 14.7.6.3.2.

$$\sigma_{s-n} \leq 1.25 G_c S_i$$

$$63.06 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.25 \times 9.14 \text{ kg/cm}^2 \times 6.67 = 76.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s-n} \leq 87.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$63.06 \text{ kg/cm}^2 \leq 87.88 \text{ kg/cm}^2$$

- Deformaciones por compresión

$$\sigma_D = \frac{W_{CM-SPE}}{A_{Bea-n}}$$

Donde:

σ_D = esfuerzo de compresión promedio (ksi)
debido a la carga muerta

W_{CM-SPE} = carga muerta de la superestructura (193,870.56 kg)

A_{Bea-n} = área de diseño del apoyo (1800.00 cm²)

$$\sigma_D = \frac{193,870.56 \text{ kg}}{1800.00 \text{ cm}^2 \times 2} = 53.85 \text{ kg/cm}^2 = 0.77 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{s-n} = 63.06 \text{ kg/cm}^2 = 0.90 \text{ ksi}$$

Tabulando los datos calculados de factor de forma y su debida compresión debido a carga muerta y carga de diseño.

Tabla 35. **Datos para determinar la deformación por compresión**

Capa	Carga	Factor de forma	Esfuerzo de compresión (ksi)
Interior	Muerta	6.67	0.77
	Total	6.67	0.90
Exterior	Muerta	10.00	0.77
	Total	10.00	0.90

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el valor de deformación en las capas de apoyo elastomérico basada en la dureza y el factor de forma, se utiliza el anexo “K” de este documento, con la ayuda de los datos tabulados anteriormente, se obtienen los siguientes resultados en la tabla 36.

Tabla 36. **Deformaciones por compresión para apoyo elastomérico**

Capa	Carga	Factor de forma	Esfuerzo de compresión (ksi)	ε (%)
Interior	Muerta	6.67	0.77	3.52
	Total	6.67	0.90	4.04
Exterior	Muerta	10.00	0.77	3.09
	Total	10.00	0.90	3.47

Fuente: elaboración propia.

Para calcular la deflexión por compresión inicial debido a la carga de diseño, se utiliza la fórmula dada por el artículo 14.7.5.3.6-1 de la AASHTO LRFD:

$$\delta = \sum \varepsilon h$$

$$\delta = \varepsilon_{int} n h_{ri} + \varepsilon_{ext} 2 h_{re}$$

$$\delta = 0.0404 \times 4 \times 1.50 \text{ cm} + 0.0347 \times 2 \times 1.00 \text{ cm} = 0.3118 \text{ cm}$$

Para calcular la deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta, se utiliza la fórmula dada por el artículo 14.7.5.3.6-2 de la AASHTO LRFD:

$$\delta = \sum \varepsilon h$$

$$\delta_{CM} = \varepsilon_{int} n h_{ri} + \varepsilon_{ext} 2 h_{re}$$

$$\delta_{CM} = 0.0352 \times 4 \times 1.50 \text{ cm} + 0.0309 \times 2 \times 1.00 \text{ cm} = 0.2730 \text{ cm}$$

Para calcular la deflexión por compresión debido a la carga viva, se estima con la siguiente diferencia, el cual tiene un resultado de 3.88 mm.

$$\delta_{CV} = \delta - \delta_{CM} = 0.3118 \text{ cm} - 0.2730 \text{ cm} = 0.0388 \text{ cm}$$

El valor de la deflexión por desviación de fluencia dividida por la desviación inicial de carga (a_{CR}), depende de las propiedades del material, dicho valor fue obtenido en la tabla 14.7.6.2-1 de la AASHTO LRFD.

$$\delta_{CR} = a_{CR} \times \delta_{CM} = 0.35 \times 0.2730 \text{ cm} = 0.0956 \text{ cm}$$

La deflexión debido a la desviación de fluencia y a la carga viva, se calcula mediante las especificaciones del capítulo 14.6 de la AASHTO LRFD, la cual menciona que la compresión máxima relativa debe ser menor a 1/8".

$$\delta_{CR+CV} = \delta_{CR} + \delta_{CV} = 0.0956 \text{ cm} + 0.0388 \text{ cm} = 0.1344 \text{ cm}$$

$$\delta_{CR+CV} = 0.1344 \text{ cm} < 1/8'' \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

El artículo 14.7.6.3.3 de la AASHTO LRFD (2004), menciona que “la deflexión de compresión inicial de la carga de diseño sobre una capa de apoyo elastomérico reforzada con acero en el estado límite de servicio sin impacto no debe exceder $0.09h_{ri}$ ” (p. 71).

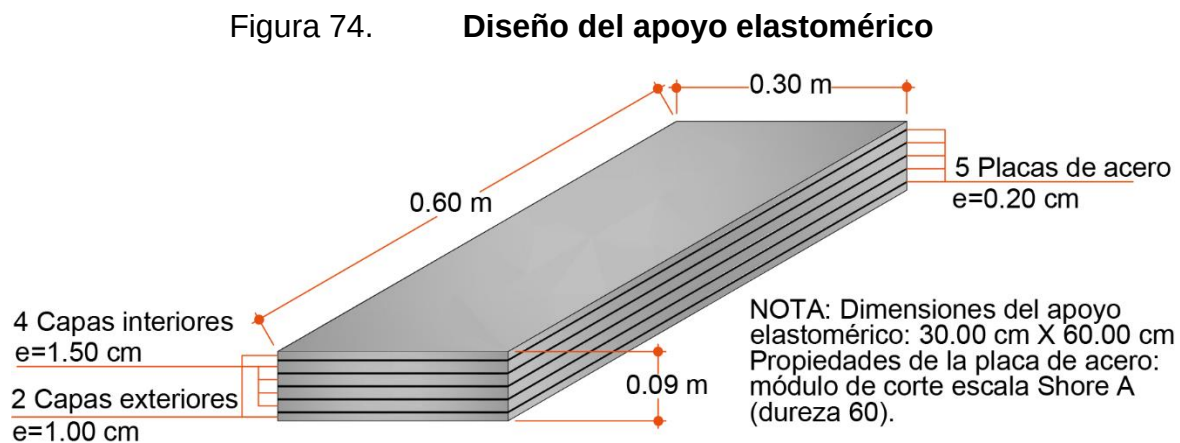
$$\delta_i < 0.09 \times h_{ri}$$

$$h_{ri}\varepsilon_{int} < 0.09 \times h_{ri}$$

$$\varepsilon_{int} < 0.09$$

$$0.0404 < 0.09 \quad \boxed{\text{Si cumple}}$$

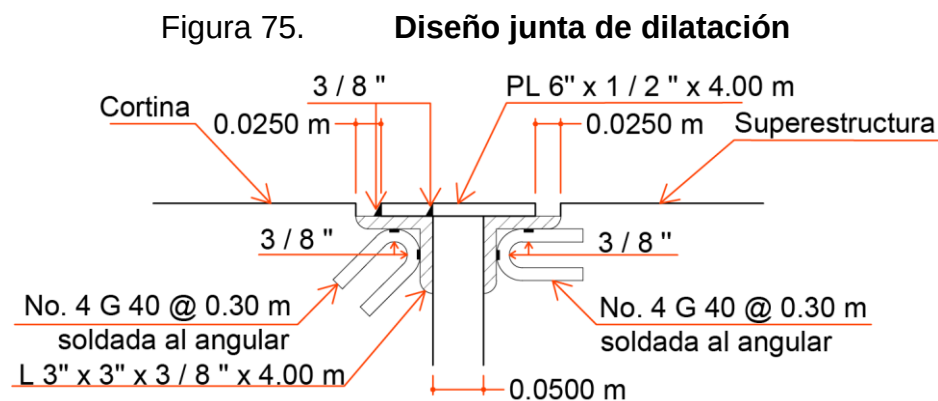
En la figura 74, muestra el diseño final del apoyo elastomérico:



Fuente: elaboración propia.

- Diseño junta de dilatación

Es una placa armada con perfiles de acero, es uno de los tipos más comunes de juntas de dilatación y el diseño del elemento es recomendado por la Dirección General de Caminos de Guatemala. Consiste en una placa conformada por dos angulares anclados en el borde de la cortina y la viga principal de la superestructura del puente, sobre estos angulares se coloca una plancha que se fija a uno de los angulares por medios de soldadura o tornillos y el otro queda libre, por último, se cubre por una capa de asfalto. La figura 75, muestra las dimensiones del elemento.



Fuente: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. 2017. p. 199.

3.8.4. Estribos

“Estructura que soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente” (AASHTO LRFD, 2014, p. 1).

La altura total del estribo se determina con el tirante de diseño más la profundidad del elemento. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- (2020a), recomienda “una distancia de 3.00 m de cimentación para muros de retención” (p. 2).

Por este motivo, se realiza la sumatoria entre ambos datos:

$$H_{estribo} = y_{diseño} + h_{cimentación}$$

Donde:

$$H_{estribo} = \text{altura del estribo} \quad (\text{m})$$

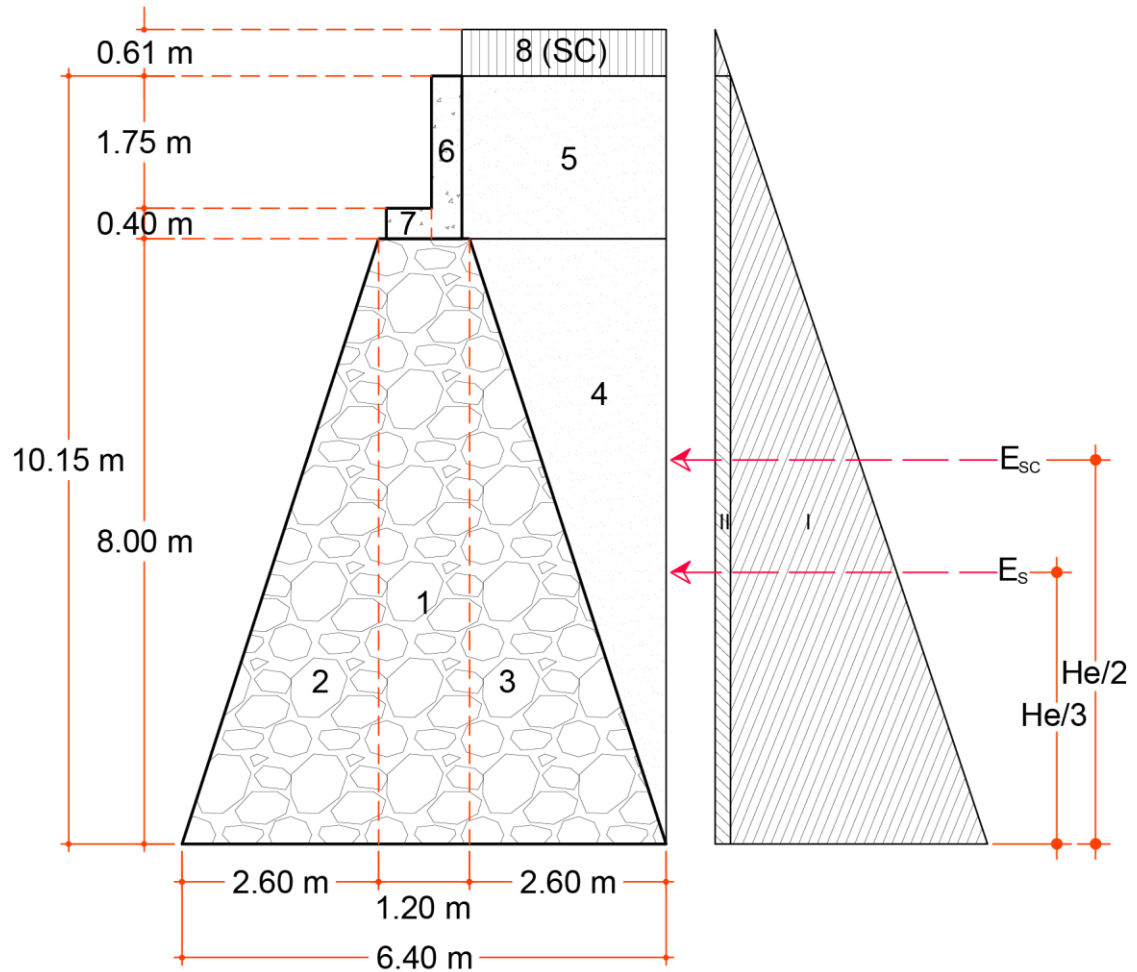
$$y_{diseño} = \text{tirante de diseño} \quad (4.75 \text{ m})$$

$$h_{cimentación} = \text{profundidad de cimentación} \quad (3.00 \text{ m})$$

$$H_{estribo} = 4.75 \text{ m} + 3.00 \text{ m} = 7.75 \text{ m}$$

Por cuestiones de diseño y facilidades constructivas, se aproxima la altura del estribo a 8.00 m. La figura 76, muestra las dimensiones del estribo, cortina y viga de apoyo, además las fuerzas aplicadas sobre los elementos antes mencionado.

Figura 76. Dimensiones del estribo y fuerzas aplicadas



Fuente: elaboración propia.

- Empuje debido al suelo

En la sección 3.11.5.5 de la AASHTO LRFD (2004), dictamina que “la densidad del fluido equivalente del suelo que retiene la estructura, no debe ser inferior a 480.00 kg/m^3 ” (p. 84).

$$E_s = \frac{1}{2} \times w \times H_e^2$$

Donde:

$E_s =$	empuje debido al suelo	(kg/m)
$w =$	densidad del fluido equivalente	(480.00 kg/m ³)
$H_e =$	altura total de la subestructura	(10.15 m)

$$E_s = \frac{1}{2} \times 480.00 \text{ kg/m}^3 \times (10.15 \text{ m})^2 = 24,725.40 \text{ kg/m}$$

- Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{sc} = w \times h_{sc} \times H_e$$

$E_{sc} =$	empuje debido a la sobrecarga	(kg/m)
$w =$	densidad del fluido equivalente	(480.00 kg/m ³)
$h_{sc} =$	altura a la que actúa la sobrecarga	(2 pie)
$H_e =$	altura total de la subestructura	10.15 m

Convertir la altura a la que actúa la sobrecarga de 2 pies a metros:

$$2.00 \text{ pie} \times \frac{1.00 \text{ m}}{3.28 \text{ pie}} = 0.61 \text{ m}$$

$$E_{sc} = 480.00 \text{ kg/m}^3 \times 0.61\text{m} \times 10.15 \text{ m}$$

$$E_s = 2,971.92 \text{ kg/m}$$

Para calcular el esfuerzo total se realiza la siguiente sumatoria entre el empuje debido al suelo y a la sobrecarga.

$$E_T = E_s + E_{sc}$$

$$E_T = \text{empuje del suelo} \quad (\text{kg/m})$$

$$E_s = \text{empuje debido al suelo} \quad (24,725.40 \text{ kg/m})$$

$$E_{sc} = \text{empuje debido a la sobrecarga} \quad (2,971.92 \text{ kg/m})$$

$$E_T = 24,725.40 \text{ kg/m} + 2,971.92 \text{ kg/m} = 27,697.32 \text{ kg/m}$$

- Momento debido al suelo

$$M_{E_s} = \frac{1}{3} \times H_e \times E_s$$

Donde:

$$M_{E_s} = \text{momento debido al suelo}$$

$$H_e = \text{altura de total de la subestructura} \quad (10.15 \text{ m})$$

$E_s =$ empuje debido al suelo (24,725.40 kg/m)

$$M_{E_s} = \frac{1}{3} \times 10.15 \text{ m} \times 24,725.40 \text{ kg/m} = 83,654.27 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Momento debido a la sobrecarga

$$M_{E_{sc}} = \frac{1}{2} \times H_e \times E_{sc}$$

$M_{E_{sc}}$ = momento debido a la sobrecarga

H_e = altura del estribo (10.15 m)

E_{sc} = empuje debido a la sobrecarga (2,971.92 kg/m)

$$M_{E_{sc}} = \frac{1}{2} \times 10.15 \text{ m} \times 2,971.92 \text{ kg/m} = 15,082.49 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Momento actuante del suelo

$$M_{act} = M_{E_s} + M_{E_{sc}}$$

M_{act} = momento actuante total del suelo

M_{E_s} = momento debido al suelo

$M_{E_{sc}}$ = momento debido a la sobrecarga

$$M_{act} = 83,654.27 \frac{kg - m}{m} + 15,082.49 \frac{kg - m}{m} = 98,736.76 \frac{kg - m}{m}$$

- Cálculo del momento resistente

Tabla 37. **Momento resistente del estribo**

Sección	Área (m^2)	Peso específico (kg/m^3)	Peso (kg/m)	Brazo del momento (m)	Momento resistente ($\frac{kg \cdot m}{m}$)
1	9.60	2,200.00	21,120.00	3.20	67,584.00
2	10.40	2,200.00	22,880.00	1.73	39,582.40
3	10.40	2,200.00	22,880.00	4.67	106,849.60
4	10.40	1,720.00	17,888.00	5.53	98,920.64
5	5.81	1,720.00	9,993.20	5.05	50,465.66
6	0.86	2,400.00	2,064.00	3.05	7,224.00
7	0.24	2,400.00	576.00	3.00	1,728.00
8	1.65	1,720.00	2,838.00	5.05	14,331.90
			$\sum v_1 =$ 100,239.20		$\sum M_{R1} =$ 386,686.20

Fuente: elaboración propia

- Revisión del muro sin superestructura

La revisión contra volteo de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica -AGIES- (2001) dictamina lo siguiente:

Sugiere verificar la estabilidad contra el giro, ya que consiste en realizar una relación entre la sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento y las fuerzas que tienden a volcar, con ello comprobar si las dimensiones del muro son las adecuadas; ya que la resistencia del elemento depende de la geometría del muro (p. 30).

A través del siguiente factor de seguridad:

$$F_{sv} = \frac{M_R}{M_{act}} > 2$$

Donde:

F_{sv}	=	revisión contra volteo	(<i>adimensional</i>)
M_R	=	momento resistente	$\left(386,686.20 \frac{kg-m}{m}\right)$
M_{act}	=	momento actuante	$\left(98,736.76 \frac{kg-m}{m}\right)$

$$F_{sv} = \frac{386,686.20 \frac{kg - m}{m}}{98,736.76 \frac{kg - m}{m}} = 3.92$$

$$\boxed{3.92 > 2} \rightarrow Si \text{ cumple}$$

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica - AGIES- (2001), recomienda efectuar la revisión contra el deslizamiento, con el propósito de “calcular la seguridad de la estructura contra un potencial de falla, debido una deformación horizontal excesiva” (p. 29). A través de la siguiente fórmula:

$$FS_{(Deslizamiento)} = 0.5 \times \frac{(\sum V_1)}{E_T} > 1.50$$

Donde:

FS_D = revisión contra deslizamiento (adimensional)

$(\sum V_1)$ = carga vertical total (100,239.20 kg/m)

E_T = empuje del suelo (27,697.32 kg/m)

$$FS_D = 0.5 \times \frac{100,239.20 \frac{kg}{m}}{27,697.32 \frac{kg}{m}} = 1.81$$

$$\boxed{1.81 > 1.50} \rightarrow Si \text{ cumple}$$

- Revisión contra presiones máximas y mínimas

$$M_{Neto} = M_{R1} - M_{act}$$

Donde:

M_{Neto} = momento sobre la cimentación

M_{R1} = momento resistente $\left(386,686.20 \frac{kg-m}{m}\right)$

M_{act} = momento actuante $\left(98,736.76 \frac{kg-m}{m}\right)$

$$\begin{aligned} M_{Neto} &= 386,686.20 \frac{kg-m}{m} - 98,736.76 \frac{kg-m}{m} \\ &= 287,949.44 \frac{kg-m}{m} \end{aligned}$$

- Cálculo de excentricidad

$$e = \frac{B_{estribo}}{2} - \frac{M_{Neto}}{\sum V_1}$$

Donde:

e = excentricidad (m)

$B_{estribo}$ = base del estribo $(6.40 m)$

$$M_{Neto} = \text{momento sobre la cimentación} \quad \left(287,949.44 \frac{kg-m}{m} \right)$$

$$\Sigma V_1 = \text{carga vertical total} \quad (100,239.20 \text{ kg/m})$$

$$e = \frac{6.40 \text{ m}}{2} - \frac{287,949.44 \frac{kg-m}{m}}{100,239.20 \frac{kg}{m}} = 0.33 \text{ m}$$

- Cálculo de presión máxima

$$q_{max} = \frac{\Sigma V_1}{B_{estribo}} \times \left(1 + \frac{6e}{B_{estribo}} \right) < VS_{suelo}$$

Donde:

$$q_{max} = \text{presión máxima} \quad (\text{kg/m}^2)$$

$$\Sigma V_1 = \text{carga vertical total} \quad (100,239.20 \text{ kg/m})$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.33 \text{ m})$$

$$VS_{suelo} = \text{capacidad soporte del suelo} \quad (237.48 \text{ Ton/m}^2)$$

$$q_{max} = \frac{100,239.20 \frac{kg}{m}}{6.40 \text{ m}} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.33 \text{ m}}{6.40 \text{ m}} \right)$$

$$q_{max} = 25,122.29 \frac{kg}{m^2}$$

$$\boxed{20,507.92 \text{ kg/m}^2 < 237,480.00 \text{ kg/m}^2} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Cálculo de presión mínima

$$q_{min} = \frac{\Sigma V_1}{B_{estribo}} \times \left(1 - \frac{6e}{B_{estribo}}\right) > 0$$

Donde:

$$q_{min} = \text{presión mínima} \quad \left(\text{kg/m}^2\right)$$

$$\Sigma V_1 = \text{carga vertical total} \quad \left(100,239.20 \text{ kg/m}\right)$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.33 \text{ m})$$

$$q_{min} = \frac{100,239.20 \text{ kg/m}}{6.40 \text{ m}} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.33 \text{ m}}{6.40 \text{ m}}\right)$$

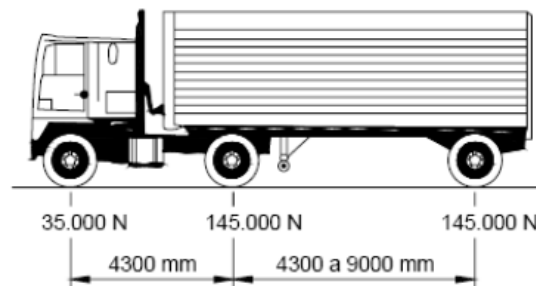
$$q_{min} = 10,816.83 \text{ kg/m}^2$$

$$\boxed{10,816.83 \text{ kg/m}^2 > 0} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Revisión de muro con superestructura y carga viva

Con el propósito de conocer si la subestructura resiste la carga viva y la superestructura, se realiza la integración del esfuerzo máximo que produce el camión de diseño.

Figura 77. **Cargas del camión de diseño**



Fuente: AASHTO LRFD. 2004. p. 26.

Debajo de la imagen anterior se visualiza las cargas puntuales del camión de diseño, por conveniencia al cálculo de la integración de la carga viva, se convierten las unidades de Newton a kg:

$$P_1 = 35000 \, N \times \frac{0.102 \, kg}{1 \, N} = 3,570.00 \, kg$$

$$P_2 = P_3 = 145000 \, N \times \frac{0.102 \, kg}{1 \, N} = 14,790.00 \, kg$$

$$W_{CV} = P_1 + P_2 + P_3$$

$$W_{CV} = 3,570.00 \text{ kg} + 14,790.00 \text{ kg} + 14,790.00 \text{ kg}$$

$$W_{CV} = 33,150.00 \text{ kg}$$

En el inciso “c” del numeral 3.7.6. de este documento, se encuentra la integración de las cargas de la superestructura. Se multiplica por la longitud del puente y por dos para calcular el peso vertical de la superestructura, dependiendo del elemento.

La integración de carga muerta, se realiza por secciones, como se describe en las siguientes operaciones.

$$W_{(losa+banqueta)} = 1250.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 25.00 \text{ m} \times 2 = 62,544.00 \text{ kg}$$

$$W_{(barandal)} = 52.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 25.00 \text{ m} \times 2 = 2,640.00 \text{ kg}$$

$$W_{(viga)} = 2232.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 25.00 \text{ m} \times 2 = 111,600.00 \text{ kg}$$

$$P_{DE} = 0.88 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1.90 \text{ m} \times 2 = 2,407.68 \text{ kg}$$

$$P_{DI} = 1.31 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1.90 \text{ m} \times 2 = 4,778.88 \text{ kg}$$

$$W_{TCMSP} = W_{(losa+banqueta)} + W_{(pasamanos)} + W_{(viga)} + P_{DE} + P_{DI}$$

$$W_{TCMSP} = 62,544.00 \text{ kg} + 2,640.00 \text{ kg} + 111,600.00 \text{ kg} + 2,407.68 \text{ kg} \\ + 4,778.88 \text{ kg} = 183,970.56 \text{ kg}$$

- Integración de cargas en subestructura

- Cortina

$$W_{cortina} = t \times H_c \times A_c \times \gamma_c$$

Donde:

$W_{cortina}$	=	peso de la cortina	(kg)
t_c	=	espesor de la cortina	(0.40 m)
H_c	=	altura de cortina	(1.75m)
A_c	=	ancho de calzada	(5.50 m)
γ_c	=	peso específico del concreto	(2,400.00 kg/m ³)

$$W_{cortina} = 0.40 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} \times 5.50 \text{ m} \times 2400.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ = 9,240.00 \text{ kg}$$

- Viga de apoyo

$$W_{viga\ de\ apoyo} = t_c \times (B_i + t_c) \times A_c \times \gamma_c$$

Donde:

$$W_{viga\ de\ apoyo} = \text{peso de la viga de apoyo} \quad (kg)$$

$$t_c = \text{espesor de la viga de apoyo y cortina} \quad (0.40\ m)$$

$$B_i = \text{base interior de la viga de apoyo} \quad (0.60\ m)$$

$$A_c = \text{ancho de calzada} \quad (5.50\ m)$$

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} \quad (2400.00\ kg/m^3)$$

$$W_{viga\ de\ apoyo} = 0.40\ m \times (0.60\ m + 0.40\ m) \times 5.50\ m \\ \times 2400.00\ kg/m^3$$

$$W_{viga\ de\ apoyo} = 5,280.00\ kg$$

- Carga total de la subestructura

$$W_{TCMSB} = W_{cortina} + W_{viga\ de\ apoyo}$$

$$W_{TCMSB} = 9,240.00\ kg + 5,280.00\ kg = 14,520.00\ kg$$

- Carga total

$$W_T = \frac{\frac{W_{CV} + W_{TCMSP}}{2} + W_{TCMSB}}{L_{estribo}}$$

Donde:

W_T = carga total (kg/m)

W_{CV} = carga viva (33,150.00 kg)

W_{TCMSP} = carga total de la superestructura (183,970.56 kg)

W_{TCMSB} = carga total de la subestructura (14,520.00 kg)

$L_{estribo}$ = longitud frontal del estribo (5.50 m)

$$W_T = \frac{\frac{33,150.00 \text{ kg} + 183,970.56}{2} + 14,520.00 \text{ kg}}{5.50 \text{ m}} = 22,378.23 \text{ kg/m}$$

La carga vertical " V_2 ", se determina con la sumatoria del empuje total del estribo más relleno y con el peso total de la superestructura, subestructura y carga viva.

$$\sum V_2 = \sum V_1 + W_T$$

Donde:

$\sum V_2$ = carga vertical del muro + cv+ sp + sb (kg/m)

$$\Sigma V_1 = \text{carga vertical del muro y relleno (100,239.20 kg/m)}$$

$$W_T = \text{carga total (22,378.23 kg/m)}$$

$$\Sigma V_2 = 100,239.20 \text{ kg/m} + 22,378.23 \text{ kg/m} = 122,617.43 \text{ kg/m}$$

Para calcular el momento resistente del muro más superestructura, subestructura y carga viva, se multiplica el resultado obtenido de la carga total por el brazo del momento de la sección del estribo.

$$M_{RCVSP} = W_T \times \frac{B_{estribo}}{2}$$

Donde:

$$M_{RCVSP} = \text{momento resistente del muro + cv+ sp + sb } \left(\frac{\text{kg-m}}{\text{m}}\right)$$

$$W_T = \text{carga total (22,378.23 kg/m)}$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo (6.40 m)}$$

$$M_{RCVSP} = \left(22,378.23 \text{ kg/m}\right) \times \frac{6.40 \text{ m}}{2} = 71,610.34 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

Cálculo del momento resistente 2, es la sumatoria del momento resistente del muro y estribo más carga viga, superestructura y subestructura.

$$M_{R2} = M_{R1} + M_{RCVSP}$$

Donde:

$$M_{R2} = \text{momento resistente total} \quad \left(\frac{kg - m}{m} \right)$$

$$M_{R1} = \text{momento resistente del muro y relleno} \quad \left(386,686.20 \frac{kg - m}{m} \right)$$

$$M_{RCVSP} = \text{momento resistente del muro + cv+ sp + sb} \quad \left(71,610.34 \frac{kg - m}{m} \right)$$

$$M_{R2} = 386,686.20 \frac{kg - m}{m} + 71,610.34 \frac{kg - m}{m} = 458,296.54 \frac{kg - m}{m}$$

- Revisión contra volteo

$$F_{sv} = \frac{M_{RT}}{M_{act}} > 2$$

$$F_{sv} = \frac{458,296.54 \frac{kg - m}{m}}{98,736.76 \frac{kg - m}{m}} = 4.64$$

$$\boxed{4.64 > 2} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Revisión contra deslizamiento

$$FS_{(Deslizamiento)} = 0.5 \times \frac{(\sum V_2)}{E_T} > 1.50$$

Donde:

FS_D = revisión contra deslizamiento

ΣV_2 = carga vertical total $(122,617.43 \text{ kg/m})$

E_T = empuje del suelo $(27,697.32 \text{ kg/m})$

$$FS_D = 0.5 \times \frac{122,617.43 \text{ kg/m}}{27,697.32 \text{ kg/m}} = 2.21$$

$$\boxed{2.21 > 1.50} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Revisión contra presiones máximas y mínimas

$$M_{Neto} = M_{R2} - M_{act}$$

Donde:

M_{Neto} = momento sobre la cimentación

M_{R2} = momento resistente $(458,296.54 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}})$

M_{act} = momento actuante $(98,736.76 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}})$

$$M_{Neto} = 458,296.54 \frac{kg \cdot m}{m} - 98,736.76 \frac{kg \cdot m}{m}$$

$$= 359,559.78 \frac{kg \cdot m}{m}$$

- Cálculo de excentricidad

$$e = \frac{B_{estribo}}{2} - \frac{M_{Neto}}{\Sigma V_2}$$

Donde:

e = excentricidad (m)

$B_{estribo}$ = base del estribo (6.40 m)

M_{Neto} = momento sobre la cimentación $\left(359,559.78 \frac{kg \cdot m}{m} \right)$

ΣV_2 = carga vertical total $\left(122,617.43 \frac{kg}{m} \right)$

$$e = \frac{6.40 \text{ m}}{2} - \frac{359,559.78 \frac{kg \cdot m}{m}}{122,617.43 \frac{kg}{m}} = 0.27 \text{ m}$$

- Cálculo de presión máxima

$$q_{max} = \frac{\Sigma V_2}{B_{estribo}} \times \left(1 + \frac{6e}{B_{estribo}} \right) < VS_{suelo}$$

Donde:

$$q_{max} = \text{presión máxima} \quad (kg/m^2)$$

$$\Sigma V_2 = \text{carga vertical total} \quad (122,617.43 \text{ kg/m})$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.27 \text{ m})$$

$$VS_{suelo} = \text{capacidad soporte del suelo} \quad (237.48 \text{ Ton/m}^2)$$

$$q_{max} = \frac{122,617.43 \text{ kg/m}}{6.40 \text{ m}} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.27 \text{ m}}{6.40 \text{ m}}\right)$$

$$q_{max} = 24,008.59 \text{ kg/m}^2$$

$$\boxed{24,008.59 \text{ kg/m}^2 < 237,480.00 \text{ kg/m}^2} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Cálculo de presión mínima

$$q_{min} = \frac{\Sigma V_2}{B_{estribo}} \times \left(1 - \frac{6e}{B_{estribo}}\right) > 0$$

Donde:

$$q_{min} = \text{presión mínima} \quad (kg/m^2)$$

$$\begin{aligned}\Sigma V_2 &= \text{carga vertical total} && (122,617.43 \text{ kg/m}) \\ B_{estribo} &= \text{base del estribo} && (6.40 \text{ m}) \\ e &= \text{excentricidad} && (0.27 \text{ m})\end{aligned}$$

$$q_{in} = \frac{122,617.43 \text{ kg/m}}{6.40 \text{ m}} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.27 \text{ m}}{6.40 \text{ m}}\right)$$

$$q_{min} = 14,309.36 \text{ kg/m}^2$$

$$\boxed{14,309.36 \text{ kg/m}^2 > 0} \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Revisión del muro con sismo sin carga viva

El esfuerzo máximo total, se determina con el peso total de carga muerta de la superestructura y subestructura, dividiéndolo por la longitud total del estribo.

$$W_{TS} = \frac{\frac{W_{TCMSP}}{2} + W_{TCMSB}}{L_{estribo}}$$

Donde:

$$W_{TS} = \text{carga total sin carga viva} \quad (\text{kg/m})$$

$$W_{TCMSP} = \text{carga total de la superestructura} \quad (183,970.56 \text{ kg})$$

$$W_{TCMSB} = \text{carga total de la subestructura} \quad (14,520.00 \text{ kg})$$

$$L_{estribo} = \text{longitud frontal del estribo} \quad (5.50 \text{ m})$$

$$W_{TS} = \frac{\frac{183,970.56 \text{ kg}}{2} + 14,520.00 \text{ kg}}{5.50 \text{ m}} = 19,364.60 \text{ kg/m}$$

La carga vertical " V_3 ", se determina con la sumatoria del empuje total del estribo más relleno y con el peso total de la superestructura y subestructura, pero sin carga viva.

$$\sum V_3 = \sum V_1 + W_{TS}$$

Donde:

$$\sum V_3 = \text{carga vertical del muro sp + sb} \quad (\text{kg/m})$$

$$\sum V_1 = \text{carga vertical del muro y relleno} \quad (100,239.20 \text{ kg/m})$$

$$W_{TS} = \text{carga total de sp+sb} \quad (19,364.60 \text{ kg/m})$$

$$\sum V_3 = 100,239.20 \text{ kg/m} + 19,364.60 \text{ kg/m} = 119,603.80 \text{ kg/m}$$

Para calcular el momento resistente del muro más superestructura y subestructura, se multiplica el resultado obtenido de la carga total por el brazo del momento de la sección del estribo.

$$M_{RSP} = W_{TS} \times \frac{B_{estribo}}{2}$$

Donde:

$$M_{RSP} = \text{momento resistente del muro sp + sb} \quad \left(\frac{kg-m}{m}\right)$$

$$W_{TS} = \text{carga total de sp+sb} \quad (19,364.60 \text{ kg/m})$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

$$M_{RSP} = 19,364.60 \text{ kg/m} \times \frac{6.40 \text{ m}}{2} = 61,966.72 \frac{kg-m}{m}$$

Cálculo del momento resistente 3, es la sumatoria del momento resistente del muro y estribo más superestructura y subestructura.

$$M_{R3} = M_{R1} + M_{RSP}$$

$$M_{R3} = \text{momento resistente total} \quad \left(\frac{kg-m}{m}\right)$$

$$M_{R1} = \text{momento resistente del muro y relleno} \left(386,686.20 \frac{kg-m}{m}\right)$$

$$M_{RSP} = \text{momento resistente del muro sp + sb} \quad (61,966.72 \frac{kg-m}{m})$$

$$M_{R3} = 386,686.20 \frac{kg-m}{m} + 61,966.72 \frac{kg-m}{m} = 448,652.92 \frac{kg-m}{m}$$

- Momento actuante del sismo del muro

Se aplica el factor de 8% a la columna de momentos de las secciones de la figura 75. Para determinar el valor del sismo del muro.

Tabla 38. **Momento actuante de sismo del muro**

Sección	Área (m^2)	Momento ($\frac{kg - m}{m}$)	Momento de sismo ($\frac{kg - m}{m}$)
1	9.60	67,584.00	5,406.72
2	10.40	39,582.40	3,166.59
3	10.40	106,849.60	8,547.97
4	10.40	98,920.64	7,913.65
5	5.81	50,465.66	4,037.25
6	0.86	7,224.00	577.92
7	0.24	1,728.00	138.24
8	1.65	14,331.90	1,146.55
			$M_{EQ} = 30,934.90$

Fuente: elaboración propia.

- Momento actuante del sismo de la superestructura

$$M_{CMS} = 0.08 \times \text{brazo de momento} \times W_{TS}$$

$$M_{CMS} = 0.08 \times 8.40 \text{ m} \times 19,364.60 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} = 13,013.01 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- El momento actuante de sismo total

$$M_{EQT} = M_{act} + M_{EQ} + M_{CMS}$$

Donde:

$$M_{EQT} = \text{momento actuante del sismo total} \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right)$$

$$M_{act} = \text{momento actuante} \left(98,736.76 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right)$$

$$M_{EQ} = \text{momento actuante del sismo del muro} \left(30,934.90 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right)$$

$$M_{CMS} = \text{momento actuante del sismo de la superestructura} \left(13,013.01 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right)$$

$$M_{EQT} = 98,736.76 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} + 30,934.90 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} + 13,013.01 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} =$$

$$M_{EQT} = 142,684.67 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Fuerza horizontal

La fuerza horizontal es un incremento del 8.00%, aplicado al empuje total del suelo, más el 8.00% de la carga vertical de la carga muerta de la superestructura, muro y relleno.

$$FH = 1.08 \times E_T + 0.08 \sum V_3$$

Donde:

$$FH = \text{fuerza horizontal} \quad (kg/m)$$

$$E_T = \text{empuje total} \quad (27,697.32 \text{ } kg/m)$$

$$\sum V_3 = \text{sumatoria de carga vertical de superestructura, muro y relleno} \quad (119,603.80 \text{ } kg/m)$$

$$\begin{aligned} FH &= 1.08 \times 27,697.32 \text{ } kg/m + 0.08 \times 119,603.80 \text{ } kg/m \\ &= 39,481.41 \text{ } kg/m \end{aligned}$$

- Revisión contra volteo

$$F_{sv} = \frac{M_{R3}}{M_{EQT}} > 2$$

$$F_{sv} = \frac{448,652.92 \frac{kg \cdot m}{m}}{142,684.67 \frac{kg \cdot m}{m}} = 3.14$$

$$\boxed{3.14 > 2} \rightarrow Si \text{ cumple}$$

- Revisión contra deslizamiento

$$FS_{(Deslizamiento)} = 0.5 \times \frac{(\sum V_3)}{FH} > 1.50$$

Donde:

FS_D = revisión contra deslizamiento

$\sum V_3$ = carga vertical total $(119,603.80 \text{ kg/m})$

FH = fuerza horizontal $(39,481.41 \text{ kg/m})$

$$FS_D = 0.5 \times \frac{119,603.80 \text{ kg/m}}{39,481.41 \text{ kg/m}} = 1.51$$

$$\boxed{1.51 > 1.50} \rightarrow Si \text{ cumple}$$

- Revisión contra presiones máximas y mínimas

$$M_{Neto} = M_{RT3} - M_{EQT}$$

Donde:

M_{Neto} = momento sobre la cimentación

M_{RT3} = momento resistente $\left(448,652.91 \frac{kg - m}{m} \right)$

M_{EQT} = momento actuante del sismo total $\left(142,684.67 \frac{kg - m}{m} \right)$

$$\begin{aligned} M_{Neto} &= 448,652.91 \frac{kg - m}{m} - 142,684.67 \frac{kg - m}{m} \\ &= 305,968.24 \frac{kg - m}{m} \end{aligned}$$

- Cálculo de excentricidad

$$e = \frac{B_{estribo}}{2} - \frac{M_{Neto}}{\sum V_3}$$

Donde:

e = excentricidad (m)

$B_{estribo}$ = base del estribo $(6.40 m)$

M_{Neto} = momento sobre la cimentación $\left(305,968.24 \frac{kg-m}{m} \right)$

$\sum V_3$ = carga vertical total $\left(119,603.80 \frac{kg}{m} \right)$

$$e = \frac{6.40 \text{ m}}{2} - \frac{305,968.24 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{119,603.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 0.64 \text{ m}$$

- Cálculo de presión máxima

$$q_{max} = \frac{\Sigma V_3}{B_{estribo}} \times \left(1 + \frac{6e}{B_{estribo}}\right) < VS_{suelo}$$

Donde:

$$q_{max} = \text{presión máxima} \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

$$\Sigma V_3 = \text{carga vertical total} \quad \left(119,603.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.64 \text{ m})$$

$$VS_{suelo} = \text{capacidad soporte del suelo} \quad \left(237.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

$$q_{max} = \frac{119,603.80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{6.40 \text{ m}} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.64 \text{ m}}{6.40 \text{ m}}\right)$$

$$q_{max} = 29,900.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$29,900.95 \text{ kg/m}^2 < 237,480.00 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Cálculo de presión mínima

$$q_{min} = \frac{\sum V_3}{B_{estribo}} \times \left(1 - \frac{6e}{B_{estribo}}\right) > 0$$

Donde:

$$q_{min} = \text{presión mínima} \quad \left(\text{kg/m}^2\right)$$

$$\sum V_3 = \text{carga vertical total} \quad \left(119,603.80 \text{ kg/m}\right)$$

$$B_{estribo} = \text{base del estribo} \quad (6.40 \text{ m})$$

$$e = \text{excentricidad} \quad (0.64 \text{ m})$$

$$q_{min} = \frac{(119,603.80 \text{ kg/m})}{6.40 \text{ m}} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.64 \text{ m}}{6.40 \text{ m}}\right)$$

$$q_{min} = 7,475.24 \text{ kg/m}^2$$

$$7,475.24 \text{ kg/m}^2 > 0 \rightarrow \text{Si cumple}$$

3.9. Especificaciones técnicas

- Replanteo topográfico

Comprende todos los trabajos necesarios para la ubicación de las áreas destinadas a albergar los puntos donde se ejecutarán los trabajos, tales como: niveles del terreno para determinar las pendientes del terreno de la subrasante y así calcular las cotas de la rasante de diseño.

- Limpieza, chapeo y destronque

Dichas operaciones se deben efectuar previamente a la iniciación de los trabajos, con el objeto de eliminar toda clase de vegetación y desechos existentes que están dentro de los límites del área de construcción. El trazo consiste en definir los límites de la obra, con una tolerancia de ± 0.1 cm, con respecto a lo especificado en los planos, tanto en lo vertical como en lo horizontal.

- Trazo y estaqueado

Este trabajo consiste en la delimitación del área de trabajo de acuerdo a los planos constructivos y colocación de estacas, además se instalan hilos nylon como guía y se traza con cal.

- Excavación para cimientos

El fondo de cada zanja se deberá nivelar perfectamente antes de iniciarse la cimentación. La profundidad de las excavaciones que no exceda a lo indicado por el supervisor para las subestructuras denominadas como estribos y aletones, además evitar que las aguas penetren durante el proceso.

- Estribos y aleros

Los estribos serán elaborados de concreto ciclópeo, con una proporción de 60.00% de piedra bola y 40.00% de concreto. Y los elementos estructurales se ejecutan de acuerdo a dimensiones y características que especifican los planos constructivos. La piedra bola será de canto rodado, de buena calidad, libre de segregaciones, fracturas, grietas u otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia, además, se conservará libre de aceite, mortero seco, suciedad y otras sustancias que afecten su adhesión con el concreto.

- Requisitos AASHTO – Subestructura –

- Los estribos son diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos y a la profundidad definida por el ingeniero a cargo o lo que dicte la planificación.

- Evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
 - No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
 - Llevar a cabo la ejecución de drenajes a estribos y aletones para evitar presiones nocivas a la estructura.
- Elementos de concreto reforzado

La cortina, viga de apoyo, vigas principales, diagramas internos y externos, losa, banquetta y barandal; son aquellos elementos estructurales elaborados con concreto de 4000 PSI ($f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$). En la sección de planos constructivos, se visualiza el armado y dimensiones de los elementos ya mencionados, el diámetro y grado de la varilla de acero corrugado que se utilizan como refuerzos longitudinales o transversales.

- Requisitos AASHTO – Superestructura –
 - La acera y el barandal se construyen posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
 - Colocar una capa de 5.00 cm de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.

- Cubrir con dos capas de pintura anticorrosiva los elementos de acero estructural del puente, exceptuando los pernos, los cuales se dejarán engrasados.
 - Cuando se lleve a una soldadura tener en consideración las normas del manual de la *American Welding Society* y siguiendo el detalle de los planos constructivos.
 - El material para el relleno de las rampas de acceso será de material granular, libre de exceso de humedad, terrenos de arcilla, raíces u otro material que afecte su funcionamiento.
-
- Materiales para estructuras de concreto reforzado
-
- Cemento hidráulico

El cemento puede describirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales les dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto.

Es un cemento que fragua, endurece y desarrolla resistencia por reacción química con el agua, tanto en el aire como bajo el agua. El cemento debe ajustarse a las normas AASHTO M 85, ASTM C 150 y COGUANOR NTG - 41095. No se permitirá usar cemento proveniente de sacos rotos, que presentan fraguado parcial o tenga más de 30 días de almacenamiento.

- Agregado fino

Se utilizará arena libre de materia orgánica y materias extrañas que afecten la calidad del hormigón y que cumpla con los requisitos establecidos con la norma técnica COGUANOR NTG – 41007 agregados para concreto y ASTM C 33.

- Agregado grueso

Estará formado por roca triturada libre de materia vegetal, formado por partículas duras y resistentes. Las propiedades y condiciones del material cumplirán con los requisitos de AASHTO M 80, ASTM C 33, norma técnica COGUANOR NTG – 41007 agregados para concreto y las disposiciones en la sección 551 de las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes en Guatemala.

- Agua

En la sección 551 de las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, menciona que el agua para el mezclado y curado del concreto o lavados de agregados tiene que ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales,

materiales orgánicos y otras sustancias que pueden ser nocivas al concreto. Cumpliendo con la norma COGUANOR NTG 41073.

- Recubrimientos

El normativo AASHTO Standard, sección 8.22, los recubrimientos medidos del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8.00 cm para cimientos y muros, 5.00 cm para losas y 5.00 cm para columnas y vigas.

- Refuerzo

Todo esfuerzo empleado en el diseño de elementos estructurales será el grado indicado en los cálculos realizados y/o planos constructivos. Se ocuparán varillas de acero de grado 40 (40,000.00 PSI) y grado 60 (60,000.00 PSI), cumpliendo con sus normas de calidad ASTM A-615/COGUANOR NTG 36011 y ASTM A-706/COGUANOR NTG 36016 respectivamente. No se permite el uso de varillas de acero que contengan escamas, corrosión, óxido y materias que disminuyan el área de acero, afectando la adherencia del concreto y su debida resistencia.

- Traslapes

El capítulo 25.5 del reglamento 318S-14 del *American Concrete Institute*, artículo 25.5.1.1, recomiendan el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, no se deben utilizar empalmes por traslape. De tal modo que desarrolle 125.00% de la tensión de fluencia de la barra soportará un millón de ciclos de un rango de tensión de amplitud constante de 28 MPa, tal como se menciona en la sección 5.5.3.4 del normativo AASHTO LRFD. Se sugiere evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos, a cada 60.00 cm.

La longitud del traslape será como mínimo 30 veces el diámetro de la barra principal, pero en ningún caso será menor de 300 mm. El empalme se incrementará en un 20.00% cuando se traslape en un mismo punto barras separadas transversalmente 12 diámetros de la varilla o menos; cuando se traslape encontrándose localizados a menos de 15.00 cm o 6 diámetros de la varilla de un borde del mismo donde se encuentre. No más de la mitad de las barras de un miembro estructural se traslaparán en un espacio longitudinal de 40 diámetros de la barra.

- Espaciamiento mínimo del refuerzo

De acuerdo al normativo 318S-14 del *American Concrete Institute*, capítulo 25 “Detalles del Refuerzo”, hace mención de las distintas situaciones que especifican el límite del refuerzo, tales como: 25.2.1 para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor de 25.00 mm, d_b (diámetro nominal de la barra), y $(4/3) d_{agg}$ (tamaño nominal máximo del agregado grueso).

El refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm; para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntuales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5 d_b$, y $(4/3) d_{agg}$. Artículo 18.4.2.4 del ACI 318-14, el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50.00 mm de la cara del miembro de apoyo.

- Longitud de desarrollo

El normativo AASHTO Standard, sección 8.24.1.2.1, el refuerzo debe extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario resistir la flexión por una distancia igual a la profundidad efectiva

del miembro, 15 diámetros de barra o 1/20 de "L" (tramo libre), lo que sea mayor.

- Ganchos

El normativo AASHTO Standard, artículo 8.23.2.2, menciona que los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6.00 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180.00 grados o 12 diámetros cuando se trate de 90.00 grados. Se deben seguir las normas establecidas para mayor cantidad de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 del normativo ya mencionado.

- Acabados

Las superficies de concreto luego de haber cumplido el tiempo de fraguado, deberá aplicarse un acabado con una proporción 1:2 (cemento – arena).

- Apoyos elastoméricos

Son almohadillas elaboradas de elastómero y placas de acero, su función es amortiguar los esfuerzos de impacto, permitir la expansión y contracción de la estructura con mínima resistencia. Los materiales

deben de cumplir con los parámetros mínimos establecidos por la norma AASHTO M251 y ASTM 5412.

- Relleno y compactación

Las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, sección 206.04, indica que los rellenos en los accesos de la infraestructura vial, deben construirse hasta la altura de la subrasante y en una longitud de 10.00 m, medidos en la superior del relleno y a partir de cada estribo.

Y en los rellenos para estructuras, cada capa se debe compactar como mínimo al 90.00% de la densidad máxima determinada, tal como lo establece el método AASHTO T 180; y los últimos 300 mm superiores deben compactarse como mínimo al 95.00% de la densidad máxima determinada por el método citado. Cada capa debe ser compactada con equipo apropiado para asegurar una compactación uniforme y no se debe proseguir la compactación de una nueva capa, hasta que la anterior llene los requisitos de compactación.

- Junta de dilatación

Se recomienda asegurar que los angulares que conforman la junta queden firmemente anclados en el concreto. La placa cubrejunta debe quedar completamente apoyada sobre los angulares para evitar su

desprendimiento y la propagación del ruido que producen los vehículos al momento de ingresar al puente golpeando la junta.

- Limpieza final

Al finalizar la obra se inicia el retiro de materiales y desperdicios en sus alrededores, generadas por los renglones de trabajo, con el propósito de dejar el área totalmente limpia y libre de escombros y sobras. También, restaurar la propiedad pública o privada dañada durante el proceso constructivo.

3.10. Planos del proyecto

Los planos constructivos del proyecto, se elaboraron acordes a los calculados realizados y siguiendo los normativos de construcción que se aplican en el Estado de Guatemala. Esto se encuentran en el apéndice “F”.

Se enlista cada uno de los planos elaborados, en la tabla 39.

Tabla 39. **Planos del puente vehicular**

No.	Descripción del plano
1	Plano de localización
2	Plano de ubicación
3	Plano de curvas de nivel
4	Visualización 3D del puente vehicular
5	Perfil longitudinal del terreno natural y de la estructura del puente vehicular
6	Planta y corte longitudinal de la superestructura del puente vehicular
7	Sección de la superestructura y armado de losa
8	Isométrico de la superestructura
9	Viga principal
10	Diafragmas externos e internos
11	Diseño de subestructura -estribos- , cortina y viga de apoyo
12	Diseño de barandal, banquetta, apoyo elastomérico y detalle de junta de junta de dilatación

Fuente: elaboración propia.

3.11. Presupuesto

De acuerdo con los planos de construcción del proyecto, se calculó el presupuesto, definiendo la integración de precios unitarios, cuantificación de materiales y cronograma de ejecución físico y financiero.

3.11.1. Integración de precios unitarios

El costo total del proyecto alcanzó un monto de Q1,392,514.03 conformado por cada uno de los renglones que lo componen.

Tabla 40. **Resumen de renglones**

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
1	Replanteo topográfico	500.00	m ²	Q2.88	Q1,437.96
2	Limpia, chapeo y destronque	500.00	m ²	Q9.85	Q4,923.84
3	Trazo y nivelación	500.00	m ²	Q3.25	Q1,626.33
4	Excavación	990.00	m ³	Q45.44	Q44,988.00
5	Estribos y aletones	821.00	m ³	Q937.15	Q769,398.44
6	Cortina y viga de apoyo	12.10	m ³	Q4,068.02	Q49,223.08
7	Apoyo elastomérico	4.00	unidad	Q5,354.40	Q21,417.60
8	Viga principal	50.00	m	Q5,797.53	Q289,876.58
9	Diafragma interior	2.00	unidad	Q9,277.76	Q18,555.51
10	Diafragma exterior	2.00	unidad	Q5,304.99	Q10,609.98
11	Losa y banqueteta	122.50	m ²	Q1,003.84	Q122,969.84
12	Barandal	50.00	m	Q685.63	Q34,281.27
13	Relleno y compactación	230.00	m ³	Q73.50	Q16,905.00
14	Junta de dilatación	2.00	unidad	Q1,659.90	Q3,319.80
15	Limpieza final	500.00	m ²	Q5.96	Q2,980.80
Total de renglones					Q1,392,514.03

Fuente: elaboración propia.

Tabla 41. **Replanteo topográfico**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
1	Replanteo topográfico	500.00	m ²	Q2.88	Q1,437.96

Costos directos					
Materiales de construcción					
2	Clavos de 3"	2.00	libra	Q10.00	Q20.00
3	Pintura en aerosol color rojo	1.00	unidad	Q22.00	Q22.00
Subtotal de materiales de construcción					Q42.00

Maquinaria					
1	Equipo topográfico (renta)	1.00	día	Q1,000.00	Q1,000.00
Subtotal de maquinaria					Q1,000.00
Total de costos directos					Q1,042.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q104.20
2	Imprevistos	5%	Q52.10
3	Utilidades	15%	Q156.30
4	Impuestos	8%	Q83.36
Total de costos indirectos			Q395.96

Costo total del renglón				Q1,437.96
--------------------------------	--	--	--	------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 42. Limpia, chapeo y destronque

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
2	Limpia, chapeo y destronque	500.00	m ²	Q9.85	Q4,923.84

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Azadón	4.00	unidad	Q135.00	Q540.00
2	Barreta de 1.50 m	4.00	unidad	Q180.00	Q720.00
3	Carretilla	2.00	unidad	Q400.00	Q800.00
4	Machete	4.00	unidad	Q52.00	Q208.00
5	Pala	4.00	unidad	Q65.00	Q260.00
6	Piocha	4.00	unidad	Q110.00	Q440.00
Subtotal de materiales de construcción					Q2,968.00

Mano de obra					
1	Maestro de obra	1.00	día	Q200.00	Q200.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	1.00	día	Q400.00	Q400.00
Subtotal de mano de obra					Q600.00
Total de costos directos					Q3,568.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q356.80
2	Imprevistos	5%	Q178.40
3	Utilidades	15%	Q535.20
4	Impuestos	8%	Q285.44
Total de costos indirectos			Q1,355.84

Costo total del renglón			Q4,923.84
--------------------------------	--	--	------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 43. **Trazo y nivelación**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
3	Trazo y nivelación	500.00	m²	Q3.25	Q1,626.33

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cal hidratada	3.00	saco	Q34.50	Q103.50
2	Clavos de 3"	2.00	libra	Q10.00	Q20.00
3	Madera (regla 2"X2"X3')	55.00	pt	Q5.00	Q275.00
4	Madera (regla 2"X3"X2')	28.00	pt	Q5.00	Q140.00
5	Hilo nylon (100.00 m)	2.00	rollo	Q20.00	Q40.00
Subtotal de materiales de construcción					Q578.50

Mano de obra					
1	Maestro de obra	1.00	día	Q200.00	Q200.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	1.00	día	Q400.00	Q400.00
Subtotal de mano de obra					Q600.00
Total de costos directos					Q1,178.50

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q117.85
2	Imprevistos	5%	Q58.93
3	Utilidades	15%	Q176.78
4	Impuestos	8%	Q94.28
Total de costos indirectos			Q447.83

Costo total del renglón				Q1,626.33
--------------------------------	--	--	--	------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 44. **Excavación**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
4	Excavación	990.00	m³	Q45.44	Q44,988.00

Costos directos					
Mano de obra					
1	Maestro de obra	6.00	día	Q200.00	Q1,200.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	6.00	día	Q400.00	Q2,400.00
Subtotal de mano de obra					Q3,600.00

Maquinaria					
1	Retroexcavadora	40.00	hora	Q500.00	Q20,000.00
2	Camión de volteo (12 m³)	6.00	día	Q1,500.00	Q9,000.00
Subtotal de maquinaria					Q29,000.00
Total de costos directos					Q32,600.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q3,260.00
2	Imprevistos	5%	Q1,630.00
3	Utilidades	15%	Q4,890.00
4	Impuestos	8%	Q2,608.00
Total de costos indirectos			Q12,388.00

Costo total del renglón			Q44,988.00
-------------------------	--	--	------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 45. **Estribos y aletones**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
5	Estribos y aletones	821.00	m³	Q937.15	Q769,398.44

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	2989.00	saco	Q80.00	Q239,120.00
2	Arena de río	168.00	m³	Q190.00	Q31,920.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	211.00	m³	Q250.00	Q52,750.00
4	Piedra de canto rodado	493.00	m³	Q190.00	Q93,670.00
5	Tubería PVC Ø=4" 80 PSI	30.00	unidad	Q319.67	Q9,590.10
6	Madera (2"X3"X10')	340.00	pt	Q5.00	Q1,700.00
7	Madera (1"X12"X10')	900.00	pt	Q5.00	Q4,500.00
8	Alambre de amarre	10.00	libra	Q10.00	Q100.00
9	Clavos de 3"	10.00	libra	Q10.00	Q100.00
Subtotal de materiales de construcción					Q433,450.10

Mano de obra					
1	Formaleteado	327.00	m²	Q10.00	Q3,270.00
2	Elaboración de concreto ciclópeo	821.00	m³	Q130.00	Q106,730.00
3	Desencofrado	327.00	m²	Q5.00	Q1,635.00
4	Relleno	315.00	m³	Q30.00	Q9,450.00
Subtotal de mano de obra					Q121,085.00

Maquinaria					
3	Concretera	10.00	día	Q300.00	Q3,000.00
Subtotal de maquinaria					Q3,000.00
Total de costos directos					Q557,535.10

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 45.

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q55,753.51
2	Imprevistos	5%	Q27,876.76
3	Utilidades	15%	Q83,630.27
4	Impuestos	8%	Q44,602.81
Total de costos indirectos			Q211,863.34
Costo total del renglón			Q769,398.44

Fuente: elaboración propia.

Tabla 46. **Cortina y viga de apoyo**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
6	Cortina y viga de apoyo	12.10	m ³	Q4,068.02	Q49,223.08

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	119.00	saco	Q80.00	Q9,520.00
2	Arena de río	6.00	m ³	Q190.00	Q1,140.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	9.00	m ³	Q250.00	Q2,250.00
4	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 20')	92.00	varilla	Q143.00	Q13,156.00
5	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 20')	32.00	varilla	Q77.83	Q2,490.40
6	Acero corrugado No.3 (3/8") G 40 (varilla 20')	21.00	varilla	Q45.00	Q945.00
7	Alambre de amarre	8.00	libra	Q10.00	Q80.00
8	Madera (2"X3"X10')	50.00	pt	Q5.00	Q250.00
9	Madera (1"X12"X10')	305.00	pt	Q5.00	Q1,525.00
10	Clavos de 3"	6.00	libra	Q10.00	Q60.00
Subtotal de materiales de construcción					Q31,416.40

Mano de obra					
1	Formaleteado	60.00	m ²	Q10.00	Q600.00
2	Armado de cortina y viga de apoyo	11.00	m	Q140.00	Q1,540.00
3	Elaboración de concreto	12.10	m ³	Q125.00	Q1,512.50
4	Desencofrado	60.00	m ²	Q5.00	Q300.00
Subtotal de mano de obra					Q3,952.50

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00
Total de costos directos					Q35,668.90

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 46.

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q3,566.89
2	Imprevistos	5%	Q1,783.45
3	Utilidades	15%	Q5,350.34
4	Impuestos	8%	Q2,853.51
Total de costos indirectos			Q13,554.18
Costo total del renglón			Q49,223.08

Fuente: elaboración propia.

Tabla 47. **Apoyo elastomérico**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
7	Apoyo elastomérico	4.00	unidad	Q5,354.40	Q21,417.60

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Plancha de elastómero de 0.30 m X 0.60 m X 1.50 cm	16.00	unidad	Q625.00	Q10,000.00
2	Plancha de elastómero de 0.30 m X 0.60 m X 1.00 cm	8.00	unidad	Q210.00	Q1,680.00
3	Platinas de acero A36 de 0.30 m X 0.60 m X 0.20 cm	20.00	unidad	Q120.00	Q2,400.00
Subtotal de materiales de construcción					Q14,080.00

Mano de obra					
1	Elaboración de apoyos elastoméricos	4.00	unidad	Q235.00	Q940.00
2	Instalación de apoyos elastoméricos	4.00	unidad	Q125.00	Q500.00
Subtotal de mano de obra					Q1,440.00
Total de costos directos					Q15,520.00

Costos Indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q1,552.00
2	Imprevistos	5%	Q776.00
3	Utilidades	15%	Q2,328.00
4	Impuestos	8%	Q1,241.60
Total de Costos indirectos			Q5,897.60

Costo total del renglón				Q21,417.60
--------------------------------	--	--	--	-------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 48. **Viga principal**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
8	Viga principal	50.00	m	Q5,797.53	Q289,876.58

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	515.00	saco	Q80.00	Q41,200.00
2	Arena de río	26.00	m³	Q190.00	Q4,940.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	36.00	m³	Q250.00	Q9,000.00
4	Acero corrugado No.11 (1 3/8") G 60 (varilla 40')	34.00	varilla	Q1,125.90	Q38,280.60
5	Acero corrugado No.11 (1 3/8") G 60 (varilla 30')	30.00	varilla	Q973.12	Q29,193.45
6	Acero corrugado No.11 (1 3/8") G 60 (varilla 20')	26.00	varilla	Q619.25	Q16,100.37
7	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 40')	16.00	varilla	Q243.10	Q3,889.60
8	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 30')	28.00	varilla	Q182.33	Q5,105.10
9	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 20')	16.00	varilla	Q143.00	Q2,288.00
10	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 20')	295.00	varilla	Q77.83	Q22,958.38
11	Alambre de amarre	45.00	libra	Q10.00	Q450.00
12	Madera (1"X12"X10')	950.00	pt	Q5.00	Q4,750.00
13	Madera (2"X3"X10')	240.00	pt	Q5.00	Q1,200.00
14	Clavos de 3"	15.00	libra	Q10.00	Q150.00
Subtotal de materiales de construcción					Q179,505.50

Mano de obra					
1	Elaboración de andamios	50.00	m	Q50.00	Q2,500.00
2	Formaleteado	185.00	m²	Q10.00	Q1,850.00
3	Elaboración de estribos	206.00	unidad	Q12.50	Q2,575.00

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 48.

4	Elaboración de eslabones	1030.00	unidad	Q7.50	Q7,725.00
5	Elaboración de armadura No.11	50.00	m	Q75.00	Q3,750.00
6	Elaboración de armadura No.5	50.00	m	Q45.00	Q2,250.00
7	Elaboración de armadura No.4	50.00	m	Q35.00	Q1,750.00
8	Elaboración de concreto	53.00	m ³	Q125.00	Q6,625.00
9	Desencofrado	185.00	m ²	Q5.00	Q925.00
Subtotal de mano de obra					Q29,950.00

Maquinaria					
1	Concretera	2.00	día	Q300.00	Q600.00
Subtotal de maquinaria					Q600.00
Total de costos directos					Q210,055.50

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q21,005.55
2	Imprevistos	5%	Q10,502.77
3	Utilidades	15%	Q31,508.32
4	Impuestos	8%	Q16,804.44
Total de costos indirectos			Q79,821.09

Costo total del renglón				Q289,876.58
--------------------------------	--	--	--	-------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 49. **Diafragma interior**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
9	Diafragma interior	2.00	unidad	Q9,277.76	Q18,555.51

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	26.00	saco	Q80.00	Q2,080.00
2	Arena de río	2.00	m³	Q190.00	Q380.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	2.00	m³	Q250.00	Q500.00
4	Acero corrugado No.7 (7/8") G 60 (varilla 20')	10.00	varilla	Q238.26	Q2,382.60
5	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 20')	8.00	varilla	Q143.00	Q1,144.00
6	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 20')	29.00	varilla	Q77.83	Q2,256.93
7	Alambre de amarre	17.00	libra	Q10.00	Q170.00
8	Madera (1"X12"X10')	290.00	pt	Q5.00	Q1,450.00
9	Madera (2"X3"X10')	75.00	pt	Q5.00	Q375.00
10	Clavos de 3"	8.00	libra	Q10.00	Q80.00
Subtotal de materiales de construcción					Q10,818.53

Mano de obra					
1	Elaboración de andamios	5.00	m	Q50.00	Q250.00
2	Formaleteado	29.00	m²	Q10.00	Q290.00
3	Elaboración de estribos	20.00	unidad	Q12.50	Q250.00
4	Elaboración de eslabones	72.00	unidad	Q7.50	Q540.00
5	Elaboración de armaduría No.7	5.00	m	Q60.00	Q300.00
6	Elaboración de armadura No.5	5.00	m	Q45.00	Q225.00
7	Elaboración de concreto	2.62	m³	Q125.00	Q327.50

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 49.

8	Desencofrado	29.00	m ²	Q5.00	Q145.00
Subtotal de mano de obra					Q2,327.50

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00
Total de costos directos					Q13,446.03

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q1,344.60
2	Imprevistos	5%	Q672.30
3	Utilidades	15%	Q2,016.90
4	Impuestos	8%	Q1,075.68
Total de costos indirectos			Q5,109.49

Costo total del renglón				Q18,555.51
--------------------------------	--	--	--	-------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 50. **Diafragma exterior**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
10	Diafragma exterior	2.00	unidad	Q5,304.99	Q10,609.98

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	13.00	saco	Q80.00	Q1,040.00
2	Arena de río	1.00	m³	Q190.00	Q190.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	1.00	m³	Q250.00	Q250.00
4	Acero corrugado No.6 (3/4") G 60 (varilla 20')	6.00	varilla	Q175.07	Q1,050.39
5	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 20')	6.00	varilla	Q143.00	Q858.00
6	Acero corrugado No.3 (3/8") G 40 (varilla 20')	17.00	varilla	Q45.00	Q765.00
7	Alambre de amarre	14.00	libra	Q10.00	Q140.00
8	Madera (1"X12"X10')	185.00	pt	Q5.00	Q925.00
9	Madera (2"X3"X10')	47.00	pt	Q5.00	Q235.00
10	Clavos de 3"	6.00	libra	Q10.00	Q60.00
Subtotal de materiales de construcción					Q5,513.39

Mano de obra					
1	Elaboración de andamios	5.00	m	Q50.00	Q250.00
2	Formaleteado	19.00	m²	Q10.00	Q190.00
3	Elaboración de estribos	20.00	unidad	Q12.50	Q250.00
4	Elaboración de eslabones	60.00	unidad	Q7.50	Q450.00
5	Elaboración de armadura No.6	5.00	m	Q50.00	Q250.00
6	Elaboración de armadura No.5	5.00	m	Q45.00	Q225.00
7	Elaboración de concreto	1.32	m³	Q125.00	Q165.00

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 50.

8	Desencofrado	19.00	m ²	Q5.00	Q95.00
Subtotal de mano de obra					Q1,875.00

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00
Total de costos directos					Q7,688.39

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q768.84
2	Imprevistos	5%	Q384.42
3	Utilidades	15%	Q1,153.26
4	Impuestos	8%	Q615.07
Total de costos indirectos			Q2,921.59

Costo total del renglón			Q10,609.98
--------------------------------	--	--	-------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 51. **Losa y banquetta**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
11	Losa y banquetta	122.50	m ²	Q1,003.84	Q122,969.84

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	258.00	saco	Q80.00	Q20,640.00
2	Arena de río	13.00	m ³	Q190.00	Q2,470.00
3	Piedrín triturado Ø=1/2"	18.00	m ³	Q250.00	Q4,500.00
4	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 20')	207.00	varilla	Q77.83	Q16,109.78
5	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 30')	56.00	varilla	Q116.77	Q6,538.84
6	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 40')	23.00	varilla	Q155.71	Q3,581.22
7	Alambre de amarre	35.00	libra	Q10.00	Q350.00
8	Madera (1"X12"X10')	1360.00	pt	Q5.00	Q6,800.00
9	Madera (2"X3"X10')	375.00	pt	Q5.00	Q1,875.00
10	Clavos de 3"	30.00	libra	Q10.00	Q300.00
11	Tubería HG Ø=3"	2.00	unidad	Q450.00	Q900.00
Subtotal de materiales de construcción					Q64,064.83

Mano de obra					
1	Elaboración de andamios	25.00	m	Q50.00	Q1,250.00
2	Formaleteado	122.50	m ²	Q10.00	Q1,225.00
3	Elaboración de armadura No.4	122.50	m ²	Q150.00	Q18,375.00
4	Elaboración de concreto	26.25	m ³	Q125.00	Q3,281.25
5	Desencofrado	122.50	m ²	Q5.00	Q612.50
Subtotal de mano de obra					Q24,743.75

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 51.

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00
Total de costos directos					Q89,108.58

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q8,910.86
2	Imprevistos	5%	Q4,455.43
3	Utilidades	15%	Q13,366.29
4	Impuestos	8%	Q7,128.69
Total de costos indirectos			Q33,861.26

Costo total del renglón			Q122,969.84
--------------------------------	--	--	--------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 52. **Barandal**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
12	Barandal	50.00	m	Q685.63	Q34,281.27

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Cemento Portland (4000 PSI)	11.00	saco	Q80.00	Q880.00
2	Arena de río	1.00	m³	Q190.00	Q190.00
3	Piedrín triturado Ø=3/4"	1.00	m³	Q220.00	Q220.00
4	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 20')	28.00	varilla	Q143.00	Q4,004.00
5	Acero corrugado No.3 (3/8") G 40 (varilla 20')	20.00	varilla	Q45.00	Q900.00
6	Alambre de amarre	10.00	libra	Q10.00	Q100.00
7	Madera (1"X12"X10')	300.00	pt	Q5.00	Q1,500.00
8	Madera (2"X3"X10')	210.00	pt	Q5.00	Q1,050.00
9	Clavos de 3"	8.00	libra	Q10.00	Q80.00
10	Tubería HG Ø=3"	24.00	unidad	Q450.00	Q10,800.00
Subtotal de materiales de construcción					Q19,724.00

Mano de Obra					
1	Formaleteado de columnas de barandal	24.00	unidad	Q25.00	Q600.00
2	Elaboración de estribos	192.00	unidad	Q12.50	Q2,400.00
3	Armado de refuerzo de columna	24.00	unidad	Q55.00	Q1,320.00
4	Elaboración de concreto	1.10	m³	Q125.00	Q137.50
5	Desencofrado de columnas de barandal	24.00	unidad	Q15.00	Q360.00
Subtotal de mano de obra					Q4,817.50

Maquinaria					
1	Concretera	1.00	día	Q300.00	Q300.00
Subtotal de maquinaria					Q300.00

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 52.

Total de costos directos			Q24,841.50
---------------------------------	--	--	------------

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q2,484.15
2	Imprevistos	5%	Q1,242.08
3	Utilidades	15%	Q3,726.23
4	Impuestos	8%	Q1,987.32
Total de costos indirectos			Q9,439.77

Costo total del renglón			Q34,281.27
--------------------------------	--	--	------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 53. **Relleno y compactación**

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
13	Relleno y compactación	230.00	m ³	Q73.50	Q16,905.00

Costos directos					
Mano de obra					
1	Maestro de obra	2.00	día	Q200.00	Q400.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	2.00	día	Q400.00	Q800.00
Subtotal de mano de obra					Q1,200.00

Maquinaria					
1	Camión de volteo (12 m ³)	2.00	día	Q1,500.00	Q3,000.00
2	Vibrocompactadora	5.00	hora	Q250.00	Q1,250.00
3	Camión cisterna 3000 L	2.00	día	Q1,400.00	Q2,800.00
4	Retroexcavadora	8.00	hora	Q500.00	Q4,000.00
Subtotal de maquinaria					Q11,050.00
Total de costos directos					Q12,250.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q1,225.00
2	Imprevistos	5%	Q612.50
3	Utilidades	15%	Q1,837.50
4	Impuestos	8%	Q980.00
Total de costos indirectos			Q4,655.00

Costo total del renglón			Q16,905.00
--------------------------------	--	--	-------------------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 54. Junta de dilatación

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
14	Junta de dilatación	2.00	unidad	Q1,659.90	Q3,319.80

Costos directos					
Materiales de construcción					
1	Perfil plano 6"X1/2"X20'	2.00	unidad	Q250.00	Q500.00
2	Perfil angular 3"X1/2"X20'	4.00	unidad	Q150.00	Q600.00
3	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 20')	2.00	varilla	Q77.83	Q155.65
4	Electrodos	5.00	libra	Q30.00	Q150.00
Subtotal de materiales de construcción					Q1,405.65
Mano de obra					
1	Armado de junta de dilatación	2.00	unidad	Q225.00	Q450.00
2	Instalación de placa angular	2.00	unidad	Q175.00	Q350.00
Subtotal de mano de obra					Q800.00
Maquinaria					
1	Máquina de soldar	1.00	día	Q200.00	Q200.00
Subtotal de mano de obra					Q200.00
Total de costos directos					Q2,405.65

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q240.57
2	Imprevistos	5%	Q120.28
3	Utilidades	15%	Q360.85
4	Impuestos	8%	Q192.45
Total de costos indirectos			Q914.15
Costo total del renglón			Q3,319.80

Fuente: elaboración propia.

Tabla 55. Limpieza final

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
15	Limpieza final	500.00	m²	Q5.96	Q2,980.80

Costos directos					
Materiales					
1	Pala	4.00	unidad	Q65.00	Q260.00
2	Carretilla	2.00	unidad	Q400.00	Q800.00
Subtotal de materiales					Q1,060.00
Mano de obra					
1	Maestro de obra	1.00	día	Q200.00	Q200.00
2	Obreros (4 personas, Q 100.00 @ 1)	1.00	día	Q400.00	Q400.00
Subtotal de mano de obra					Q600.00

Maquinaria / herramienta					
1	Transporte de material sobrante	1.00	viaje	Q500.00	Q500.00
Subtotal de maquinaria					Q500.00
Total de costos directos					Q2,160.00

Costos indirectos			
No.	Descripción		Subtotal
1	Gastos administrativos	10%	Q216.00
2	Imprevistos	5%	Q108.00
3	Utilidades	15%	Q324.00
4	Impuestos	8%	Q172.80
Total de costos indirectos			Q820.80

Costo total del renglón				Q2,980.80
-------------------------	--	--	--	-----------

Fuente: elaboración propia.

Tabla 56. **Gastos administrativos**

Gastos de área campo y técnica					
No.	Puesto	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
1	Ingeniero Supervisor	4.00	70.00	Q5,600.00	Q33,600.00
2	Auxiliar de ingeniero	8.00	30.00	Q4,800.00	Q28,800.00
3	Contador	2.00	20.00	Q800.00	Q4,800.00
4	Secretaria	2.00	20.00	Q800.00	Q4,800.00
5	Dibujante	2.00	30.00	Q1,200.00	Q7,200.00
Subtotal / 6 meses					Q79,200.00

Alquileres y Depreciaciones			
No.	Descripción	Costo/mes	Subtotal
1	Alquiler de local de oficina	Q800.00	Q4,800.00
2	Mantenimiento general	Q300.00	Q1,800.00
Subtotal / 6 meses			Q6,600.00

Otros gastos administrativos			
No.	Descripción	Costo/mes	Subtotal
1	IGSS (10.67% de gastos técnicos administrativos y dirección de campo)	Q1,408.44	Q8,450.64
2	Seguros varios	Q1,000.00	Q6,000.00
3	Insumos de oficina	Q500.00	Q3,000.00
Subtotal / 6 meses			Q17,450.64
Total de gastos administrativos (6 meses)			Q103,250.64
Total de costos directos			Q1,009,068.14
% Total de costos directos			10.00%

Fuente: elaboración propia.

Tabla 57. **Desglose de impuestos**

No.	Descripción	Total
1	Total materiales de construcción	Q764,626.89
2	Total mano de obra	Q197,591.25
3	Total maquinaria	Q46,850.00
Total de costos directos		Q1,009,068.14
Utilidad (15 % costos directos)		Q151,360.22
ISR (25 % utilidad)		Q37,840.06
IVA 12% (utilidad y mano de obra)		Q41,874.18
Total impuestos		Q79,714.23
% costos directos		8.00%

Fuente: elaboración propia.

3.11.2. Cuantificación de materiales

Tabla 58. Resumen de materiales de construcción

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Subtotal
1	Acero corrugado No.11 (1 3/8") G 60 (varilla 40')	34.00	varilla	Q1,125.90	Q38,280.60
2	Acero corrugado No.11 (1 3/8") G 60 (varilla 30')	30.00	varilla	Q973.12	Q29,193.45
3	Acero corrugado No.11 (1 3/8") G 60 (varilla 20')	26.00	varilla	Q619.25	Q16,100.37
4	Acero corrugado No.7 (7/8") G 60 (varilla 20')	10.00	varilla	Q238.26	Q2,382.60
5	Acero corrugado No.6 (3/4") G 60 (varilla 20')	6.00	varilla	Q175.07	Q1,050.39
6	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 40')	16.00	varilla	Q243.10	Q3,889.60
7	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 30')	28.00	varilla	Q182.33	Q5,105.10
8	Acero corrugado No.5 (5/8") G 60 (varilla 20')	150.00	varilla	Q143.00	Q21,450.00
9	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 40')	23.00	varilla	Q155.71	Q3,581.22
10	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 30')	56.00	varilla	Q116.77	Q6,538.84
11	Acero corrugado No.4 (1/2") G 60 (varilla 20')	565.00	varilla	Q77.83	Q43,971.13
12	Acero corrugado No.3 (3/8") G 40 (varilla 20')	58.00	varilla	Q45.00	Q2,610.00
13	Alambre de amarre	139.00	libra	Q10.00	Q1,390.00
14	Arena de río	217.00	m³	Q190.00	Q41,230.00
15	Azadón	4.00	unidad	Q135.00	Q540.00
16	Barreta de 1.50 m	4.00	unidad	Q180.00	Q720.00
17	Cal hidratada	3.00	saco	Q34.50	Q103.50

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 58.

18	Carretilla	4.00	unidad	Q400.00	Q1,600.00
19	Cemento Portland (4000 PSI)	3931.00	saco	Q80.00	Q314,480.00
20	Clavos de 3"	87.00	libra	Q10.00	Q870.00
21	Electrodos	5.00	libra	Q30.00	Q150.00
22	Hilo nylon (100.00 m)	2.00	rollo	Q20.00	Q40.00
23	Machete	4.00	unidad	Q52.00	Q208.00
24	Madera (regla 2"X2"X3')	55.00	pt	Q5.00	Q275.00
25	Madera (regla 2"X3"X2')	28.00	pt	Q5.00	Q140.00
26	Madera (2"X3"X10')	1337.00	pt	Q5.00	Q6,685.00
27	Madera (1"X12"X10')	4290.00	pt	Q5.00	Q21,450.00
28	Pala	8.00	unidad	Q65.00	Q520.00
29	Perfil angular 3"X1/2"X20'	4.00	unidad	Q150.00	Q600.00
30	Perfil plano 6"X1/2"X20'	2.00	unidad	Q250.00	Q500.00
31	Piedra de canto rodado	493.00	m ³	Q190.00	Q93,670.00
32	Piedrín triturado Ø=1/2"	277.00	m ³	Q250.00	Q69,250.00
33	Piedrín triturado Ø=3/4"	1.00	m ³	Q220.00	Q220.00
34	Pintura en aerosol color rojo	1.00	unidad	Q22.00	Q22.00
35	Piocha	4.00	unidad	Q110.00	Q440.00
36	Plancha de elastómero de 0.30 m X 0.60 m X 1.50 cm	16.00	unidad	Q625.00	Q10,000.00
37	Plancha de elastómero de 0.30 m X 0.60 m X 1.00 cm	8.00	unidad	Q210.00	Q1,680.00
38	Platinas de acero A36 de 0.30 m X 0.60 m X 0.20 cm	20.00	unidad	Q120.00	Q2,400.00
39	Tubería HG Ø=3"	26.00	unidad	Q450.00	Q11,700.00
40	Tubería PVC Ø=4" 80 PSI	30.00	unidad	Q319.67	Q9,590.10
Total de materiales de construcción					Q764,626.89

Fuente: elaboración propia.

3.11.3. Cronograma de ejecución físico y financiero

Tabla 59. Cronograma físico y financiero

No.	Replanteo	Cantidad	Unidad	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Sub-total
1	Replanteo topográfico	500.00	m ²							Q1,437.96
2	Limpia, chapeo y destronque	500.00	m ²							Q4,923.84
3	Trazo y nivelación	500.00	m ²							Q1,626.33
4	Excavación	990.00	m ³							Q44,988.00
5	Estribos y aletones	821.00	m ³							Q769,398.44
6	Cortina y viga de apoyo	12.10	m ³							Q49,223.08
7	Apoyo elastomérico	4.00	unidad							Q21,417.60
8	Viga principal	50.00	m							Q289,876.58
9	Diafragma interior	2.00	unidad							Q18,555.51
10	Diafragma exterior	2.00	unidad							Q10,609.98
11	Losa y banquetta	122.50	m ²							Q122,969.84
12	Barandal	50.00	m							Q34,281.27
13	Relleno y compactación	230.00	m ³							Q16,905.00
14	Junta de dilatación	2.00	unidad							Q3,319.80
15	Limpieza final	2.00	m ²							Q2,980.80
Avance financiero				Q245,325.74	Q601,660.37	Q190,967.43	Q174,103.78	Q122,969.84	Q57,486.87	Q1,392,514.03
Avance porcentual				17.62%	43.21%	13.71%	12.50%	8.83%	4.13%	
Avance porcentual acumulado				17.62%	60.83%	74.54%	87.04%	95.87%	100.00%	

Fuente: elaboración propia.

3.12. Evaluación socioeconómica

Antes de tomar una decisión, en realizar cualquier tipo de inversión, es necesario llevar a cabo un análisis para medir el cumplimiento de objetivos y metas. Para esto se utiliza los dos siguientes métodos: Valor Actual Neto -VAN- y la Tasa Interna de Retorno -TIR-, con el propósito de evaluar todos los costos, ingresos potenciales y beneficios sociales.

3.12.1. Valor Actual Neto –VAN–

El método del Valor Actual Neto (VAN) o Valor Presento Neto (VPN), es uno de los criterios más utilizados en las evaluaciones de proyectos de inversión, que consiste en determinar la equivalencia en el tiempo cero de los flujos de efectivo que genera un proyecto y comparar esa equivalencia con el desembolso inicial.

Ecuación general

$$VAN = VAB - VAC$$

Donde:

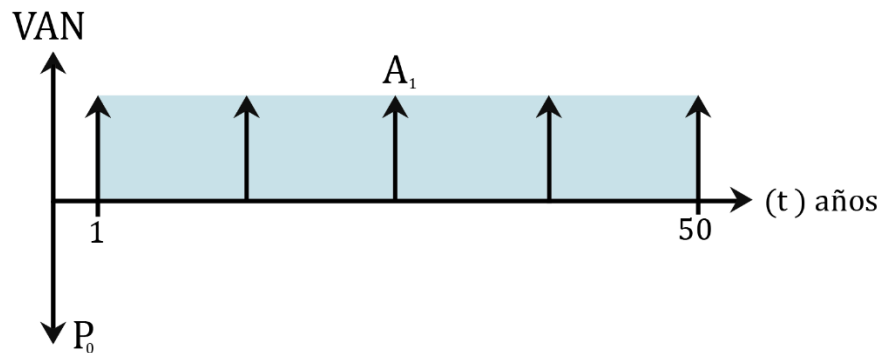
$VAN =$ Valor actual neto

$VAB =$ Valor actual de los beneficios

$VAC =$ Valor actual de los costos

De acuerdo a la siguiente relación, ilustrada en la figura 78, se deduce la ecuación con la notación estándar.

Figura 78. **Diagrama de flujo**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación con la notación estándar.

$$VAN = -P_0 + A_1(P/A, i, n)$$

Donde:

$VAN =$ Valor Actual Neto

$P_0 =$ Inversión inicial

$A_1 =$ Anualidad 1, tarifa anual por el uso del puente vehicular

Ecuación con la fórmula desarrollada.

$$VAN = -P_0 + A_1 \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}$$

Donde:

i =tasa de interés o tasa de retorno por período ($i = 4\%$)

n =número de períodos de interés: años, meses, días ($n = 50$ años)

$$VAN = -Q1,392,514.03 + (Q\ 0.00) \times \frac{(1 + 0.04)^{50} - 1}{0.04 \times (1 + 0.04)^{50}}$$

$$VAN = -Q1,392,514.03$$

Baca Urbina (2010) afirma que, para interpretar el resultado obtenido del valor actual neto, se realiza las siguientes relaciones:

- VAN > 0: el proyecto, es conveniente aceptar la inversión, ya que se ganaría más del rendimiento solicitado.
- VAN = 0: el proyecto, recupera la inversión inicial.
- VAN < 0: se debe rechazar la inversión porque no se ganaría el rendimiento mínimo solicitado.

Con las relaciones expuestas anteriormente, para la aceptación o rechazo de un proyecto, se concluye que la planificación del diseño se desestima, pero como es una obra vial de tipo social, sin fines de lucro, su objetivo principal es de impulsar el desarrollo económico de la comunidad.

3.12.2. Tasa Interna de Retorno –TIR–

La Tasa Interna de Retorno (TIR) es uno de los criterios para distribuir recursos limitados proporcionalmente a proyectos prioritarios y para comparar las tasas de oportunidad y determinar el rendimiento de la inversión es suficientemente alto, para justificar la ejecución del proyecto.

Blank y Tarquin (2012), define la “TIR” como:

La tasa pagada sobre el saldo no pagado del diseño obtenido en préstamo, o la tasa ganada sobre el saldo no recuperado de una inversión, de forma que el pago o entrada final iguala el saldo exactamente a cero con el interés considerado (p. 173).

Para calcular la TIR, se plantea las relaciones del VAN o VA, igualadas a cero y se despeja la tasa de interés. Otra manera es igualar el valor presente de los flujos de salida de efectiva (costos y egresos), al valor presente de los flujos de entrada de efectivo (ingresos y ahorros). Sin embargo, no cumple con los requisitos establecidos, ya que el VAN da un resultado negativo y no generará ingresos, debido que es un proyecto de carácter social.

3.13. Evaluación de impacto ambiental

El estudio de impacto ambiental, se utiliza para identificar y predecir los efectos que se producen por las acciones de empresas industriales, construcción

de obras o instalación de macro y micro empresas, entre otras; con el objetivo de atenuar o minimizar los adversos de sus consecuencias.

Los impactos ambientales generados por el proyecto del puente vehicular, son los que aparecen en las siguientes tablas, con sus respectivas medidas de mitigación, contingencia y monitoreo.

Tabla 60. **Medidas de mitigación - puente vehicular -**

No.	Elemento	Impacto	Medida de mitigación
1	Hidrológico	Contaminación de ríos	Evitar limpieza de equipos y maquinaria en cercanía del cauce principal y otros cercanos al proyecto. Limpieza y rehabilitación del cauce. Los desperdicios generados por la maquinaria, serán extraídos y almacenados en los contenedores donde llegó el producto nuevo, para transportarlo al taller más cercano o venta minorista donde se compró.
2	Fauna y flora	Alteración del medio ambiente	Delimitación de áreas de construcción, para evitar invadir zonas de la vida silvestre.
3	Suelo	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio, alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.	Trazar la superficie de trabajo, de tal manera que se eviten las áreas inestables. Incluir la estabilidad con protección de aleros en áreas donde el río socave.
4	Auditivo	Ruidos y vibraciones: aumento de ruido por parte de maquinaria	Programación de horarios diurnos de trabajo.

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla 60.

No.	Elemento	Impacto	Medida de mitigación
5	Aire	Emisión de dióxido de carbono, generación de polvo debido al trabajo de maquinaria	Realizar el debido mantenimiento a maquinaria y equipo, para minimizar la contaminación. Uso de agua para minimizar la generación de polvo.
6	Medios socio-económicos	Transporte	La ejecución del proyecto no afectará el transporte de ambas comunidades, ya que cada comunidad tiene otras vías alternas para su traslado.
7	Medio ambiente	Contaminación por desechos	Contactar a la Unidad de Servicios Públicos de la Municipalidad, para transportar los desechos sólidos generados durante la ejecución del proyecto a un basurero aprobado por dicha entidad. Ubicar depósitos identificados para los desechos, y su posterior disposición en sitios adecuados. Instalar sanitarios portátiles, para el uso exclusivo de los trabajadores por parte de la unidad ejecutora.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 61. **Plan de contingencia - puente vehicular -**

No.	Impacto	Plan de contingencia
1	Desastres naturales que pudiera ocurrir durante la ejecución de la obra u operación del proyecto, accidentes laborales, incendios, sismos, incendios forestales, etc.	Utilizar el equipo de protección adecuado para los operadores de maquinaria y peones. Poseer un botiquín de primeros auxilios, que contenga: medicamentos de primera mano, lista de teléfonos de urgencia y manual de primeros auxilios.
2	Accidentes laborales durante la ejecución del proyecto	Regulación y señalización adecuadas para prevenir cualquier tipo de accidente. Limpieza en zonas de corte.
2	Reacción humana ante incidentes durante la operación del proyecto	Capacitaciones a operadores, peones, técnicos de campo y administrativos en el uso correcto del equipo de protección personal durante la ejecución de la obra, utilización de medicamentos y utensilios destinados a este tipo de emergencias.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 62. **Plan de monitorio - puente vehicular -**

No.	Impacto	Plan de monitoreo
1	Contaminación y mal uso de los recursos naturales	Monitoreo por parte de la Unidad de Medio Ambiente de la Municipalidad, para observar el desempeño de los sistemas de agua, desagüe y tratamiento de aguas residuales, relacionados con las labores del proyecto. Constante monitoreo en los recursos naturales en la zona de construcción, permitirá una evaluación periódica, integrada y permanente de las variables ambientales. Llevar un control con informes periódicos acerca del mantenimiento y operación del equipo y maquinaria, para minimizar daño en el medio ambiente.

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Se diseñó una apertura de carretera que comunica los caseríos El Zapote y Los Vados de las aldeas Belén y Valle Dolores, respectivamente, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula, que consiste en un tramo tipo “F”, longitud de 1.19 km, ancho de 7.60 m de calzada más cuneta, radio mínimo de 30.00 m y drenajes transversales para evacuar el agua pluvial por la precipitación en la cuenca hidrográfica donde se ubica el proyecto, de acuerdo a las disposiciones dadas por SIECA y la DGC.
2. Se desarrolló la planificación de un puente vehicular tipo viga losa con un ancho efectivo de 3.60 m y una longitud de 25 m, cuya función es facilitar el tránsito sobre la quebrada El Zapote de forma cómoda y segura entre ambas comunidades. La planificación se elaboró acorde a los normativos AASHTO, ACI y AGIES.
3. Se proyectó el Centro Universitario de Oriente -CUNORI- a través del programa del Ejercicio Profesional Supervisado -EPS- de la carrera de Ingeniería Civil, en donde se contribuyó con la planificación de los diseños de apertura de carretera y puente vehicular tipo viga losa, ambos contienen: planos constructivos, especificaciones técnicas, presupuestos, cuantificación de materiales, cronograma físico y financiero. Con la ejecución de los proyectos se unirán los caseríos El Zapote y Los Vados de Esquipulas, con el propósito de mejorar la circulación vehicular en las comunidades.

RECOMENDACIONES

1. Al departamento de la Dirección Municipal de Planificación -DMP- de la Municipalidad de Esquipulas, se sugiere que la unidad realice una supervisión técnica durante la ejecución, con el propósito que se cumplan las especificaciones técnicas y parámetros definidos en los planos constructivos.
2. Construir el puente vehicular y obras de drenaje en tiempo de verano, con el objetivo de facilitar la ejecución de los mismos, ya que disminuye el caudal de la quebrada El Zapote y escorrentía en el área de construcción.
3. Se sugiere una revisión periódica de dos veces al año como mínimo por parte de técnicos de la DMP de la Municipalidad de Esquipulas y miembros del COCODE de ambas comunidades, para revisar daños estructurales y realizar el debido mantenimiento de las obras viales.
4. A la unidad de Red Vial de la Municipalidad de Esquipulas, buscar otro material de balasto, que cumpla con las condiciones que dispone la Unidad Ejecutora de Conservación Vial -COVIAL- y la Dirección General de Caminos -DGC-.
5. Si en dado caso se realiza un cambio en los proyectos, comprender que dicha modificación ocasionará un desajuste en el diseño, por lo tanto, revisar y rectificar los cálculos en planos constructivos y presupuestos.

6. Realizar la ejecución de ambos proyectos en un período de dos años, ya que las condiciones de la zona donde se ejecutarán, ya no serán las mismas conforme al diseño de los planos constructivos.



REFERENCIAS

- Acuerdo gubernativo 137-2016 [Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales de Guatemala]. Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental. 11 de julio de 2016. Diario de Centro América No. 2. https://issuu.com/greendevlopment/docs/acuerdo_gubernativo_137-2016?utm_medium=referral&utm_source=greendevlopment.com.gt
- Acuerdo Gubernativo S/N:05.06.1944. [Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda]. Por el cual se establece el reglamento sobre el derecho de vía de los caminos públicos y su relación con los predios que atraviesan. 5 de junio de 1942. <https://www.caminos.gob.gt/Descargas/Reglamentos/Reglamento%20de%20Derecho%20Via.pdf>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges* [Especificaciones estándar para puentes de carretera] (17.^a ed.). <https://drive.google.com/file/d/1kAToYz6Z1j1NRqoyvf5srUy8ixYBHUZb/view>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2004). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD* (6^a. ed.). <https://drive.google.com/file/d/1eWj6f468Jc64PmiTwDhuosDWP EvLCtYh/view>
- American Concrete Institute. (2015). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318SUS-14)*. <https://drive.google.com/file/d/1ob4e0eEHZKfZDIMxZCkenUwlcGVJuFUI/view>
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. LIMUSA, S.A. de C.V. <https://drive.google.com/file/d/1nF6MPG-oBLE3MYa1jwv3HGT89FPqJS3T/view>



Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2002). Normas recomendadas: *normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la república de Guatemala*. https://drive.google.com/file/d/1p29_oFq-hT8VPg1eWhtaQy49jQpC2ktf/view

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2013). *Normas para el diseño y construcción de puentes*. <https://drive.google.com/file/d/1Ws2uKm96wfltFRniTRe4XQJWs5sqnqhN/view>

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2020a). *Obras de retención NSE 5.3*. <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2020/08/NSE-5.3-2018-Obras-de-Retencio%CC%81n.pdf>

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2020b). *Puentes de tamaño y altura limitados NSE 5.2*. <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2020/08/NSE-5.2-2018-Puentes-de-Taman%CC%83o-y-Altura-Limitados.pdf>

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2001). *Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales NR-5*. <https://drive.google.com/file/d/1ofaXU3qgJze03lC3YyKRx12plyeJvZQP/view>

Baca Urbina, G. (2010). *Fundamentos de ingeniería económica* (5ª. ed.). McGraw Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. https://drive.google.com/file/d/1Z2L4dlzi0mFa-4x_Alhc8G0h-PGsL2d6/view

Barrios Ambrosy, E. R. (1978). *Cálculo y replanteo de curvas horizontales verticales y espirales de transición para carreteras* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala].



- Blank, L. y Tarquin, A. (2012). *Ingeniería económica* (7ª. ed.). McGraw Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V. <https://drive.google.com/file/d/1LJu0fvhx4IHV2jo5kO8Y07ACXjL7BqiR/view>
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw Hill de México, S.A. <https://stehven.files.wordpress.com/2015/08/josephe-bowles-manual-de-laboratorio-de-suelos.pdf>
- Bravo, P. E. (1976). *Diseño de carreteras: técnica y análisis del proyecto* (6ª. ed.). Carvajal, S. A. <https://drive.google.com/file/d/1rZ3XATQaqMZZ-CVovpHs-Wdgl85GJr3O/view>
- Cabrera Morales, T. L. (1999). Los monumentos coloniales de Esquipulas. Un estudio arqueológico. *Estudios, Revista del Instituto de Investigaciones Históricas y Arqueológicas*, 16-87. https://iihaa.usac.edu.gt/archivohemerografico/wp-content/uploads/2017/11/37_estudios_abr_1999_cabrera.pdf
- Cárdenas Grisales, J. (2013). *Diseño geométrico de carreteras* (2ª. ed.). Ecoe Ediciones. <https://drive.google.com/file/d/1QNBpW-hErt8x2jPxt-WwUhc33eKKnNOL/view>
- Chen, W. F. y Duan, L. (2003). *Bridge engineering: substructure design*. CRC Press. <https://drive.google.com/file/d/1vDPrXCMB18dFNV8qDzYMhCTR DTEKRTgc/view>
- Chereque Morán, W. (1989). *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú. <https://drive.google.com/file/d/1ZP75CWwFzcyBqO1qHqyyMCRZeT6ILcrb/view>
- Chocontá Rojas, P. A. (2004). *Diseño geométrico de vías* (2ª. ed.). Escuela de Colombiana de Ingeniería. <https://drive.google.com/file/d/1vV6jv7jCthE8UcDjXwlljuD71W3kip6P/view?usp=sharing>



Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw- Hill Interamericana S.A. https://drive.google.com/file/d/1Jc3p-kbafRz2Tz8_4tZWYtts4C3s89XI/view

Consejo Municipal de Desarrollo del Municipio de Esquipulas y Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia. (2010). *Plan de desarrollo Esquipulas Chiquimula*. SEGEPLAN. https://portal.segeplan.gob.gt/segeplan/wp-content/uploads/2022/08/PDM_2007.pdf

Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centro América y Secretaría de Integración Económica Centroamericana. (2004). *Manual centroamericano: especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales (2ª. ed)*. COMITRAN. <http://www.pgrweb.go.cr/Docs/Descargar/Normas/NO%20DE-41271/Version1/Manual%20Centroamericano%20de%20especificaciones%20para%20construcci%C3%B3n%20de%20carreteras%20y%20puentes%20regionales.pdf>

Constitución Política de la República de Guatemala. Art. 97. Reformada por acuerdo legislativo No. 18-93. 17 de noviembre de 1993. (Guatemala). <https://www.cijc.org/es/NuestrasConstituciones/GUATEMALA-Constitucion.pdf>

Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones (5ª. ed.)*. Editorial LIMUSA, S.A. de C.V. <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-y-cimentaciones-crespo-villalaz.pdf>

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7.ª ed.)*. Cengage Learning Editores, S.A. de C.V. <https://drive.google.com/file/d/1GHVn334GpYjrAgyuhms1kxclIJvN6u-P/view>



- Dirección General de Caminos. (2001). *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Ingenieros Consultores de Centroamérica, S. A. <https://www.caminos.gob.gt/files/Desc-LibroAzul-Sept2001.pdf>
- García Márquez, F. (1994). *Curso básico de topografía: planimetría, agrimensura, altimetría*. Árbol Editorial, S.A. de C.V. <https://drive.google.com/file/d/1K8YSId-3Tm9KwmOWNxG4M7jA3tmGz3S9/view>
- Geosistemas Pavco de Mexichem. (s.f.). *Geotextiles: tejidos y no tejidos*. <https://drive.google.com/file/d/1MHkCjtwuxBzolfETW0mi246CKaPDcxp6/view?usp=sharing>
- Guerrero Spínola de López, A. M. (2004). *Formulación y evaluación de proyectos* Universidad de San Carlos de Guatemala. https://drive.google.com/file/d/1jPTowweNv7TAb0YFYUQmZAOTYQx_E0-4/view
- Guzmán Escobar, E. S. (1997). *Diseño de puentes* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. https://drive.google.com/file/d/1W_-SHovTWivJfqqvurd46jDZ_d5DT_GM/view?usp=sharing
- Hernández Canales, J. C. (2008). *Características físicas y propiedades mecánicas de suelos y sus métodos de medición* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. <https://drive.google.com/file/d/1IPDwuKbNFqheyMrXjyPRnxlyCk7bl26Y/view?usp=sharing>
- Hibbeler, R. C. (2010). *Ingeniería mecánica: estática* (12^a. ed.). Pearson Educación de México, S.A. de C.V. <https://pavisva.files.wordpress.com/2016/01/estc3a1tica-de-russel-hibbeler-12va-edicic3b3n.pdf>
- Instituto Nacional de Estadística (2014). *Caracterización departamental, Chiquimula 2013*. <https://www.ine.gob.gt/sistema/uploads/2015/07/20/8twlf4vjsnv7dqr0izllipbep0pbwepq.pdf>



Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (s.f.). *Informe de intensidad de lluvia en Guatemala*. https://drive.google.com/file/d/12WznyLFKvCRKle0JMncJJ7vW_Xl0LqS9/view?usp=sharing

Jiménez Cleves, G. (2007). *Topografía para ingenieros civiles*. Universidad del Quindío. <https://drive.google.com/file/d/1zkBJb1m48td-pmYwU8OJxC9hsIbTnH1y/view?usp=sharing>

Maccaferri. (s. f.). *Gaviones y otras soluciones en malla hexagonal de doble torsión: necesidades y soluciones*. https://drive.google.com/file/d/1DZ7FvsC-c_Ge3a60Zaq74LhV_XgBSTUk/view?usp=sharing

Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda. (2002). *Especificaciones técnicas para la construcción de caminos rurales en Guatemala caminos ambientalmente compatibles*. <https://www.caminos.gob.gt/Descargas/Otros/Especificaciones%20Tecnicas%20para%20la%20Construccion%20de%20Caminos%20Rurales.pdf>

Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. (2007). *Reformulación y actualización del plan de desarrollo vial, período 2008-2017*. Euroestudios, Ingenieros de Consulta. https://drive.google.com/file/d/1Teh2Xi5WI_i6rmHvXQlBypPxHk-Hu4gl/view?usp=sharing

Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. (2010). *Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones*. Dirección General de Caminos. <https://www.caminos.gob.gt/files/Desc-Reglamento-CtrlPesosyDim-AG3792010.pdf>

Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. (2017). *Especificaciones técnicas COVIAL 2017*. <https://drive.google.com/file/d/1G4XHvupYaFcMoDg1T9rixAdeVGd3e-o8/view?usp=sharing>



- Mott, R. L. y Untener, J. A. (2015). *Mecánica de fluidos* (7.^a ed.). Pearson Educación. https://drive.google.com/file/d/1G2_V6Ha7jsQ-VWTbNNAsYEgBGWRXpbpX/view?usp=sharing
- Nadim Hassoun, M. y Al-Manaseer, A. (2015). *Structural concrete: theory and design* [Concreto estructural: teoría y diseño] (6^a. ed.). Editorial Wiley. <https://drive.google.com/file/d/1JuviFTS6CAqRAWOiDyggk6bvjZayRscj/view>
- Palma Mayorga, A. A. (1974). *Análisis comparativo de los elementos que intervienen en el cálculo del movimiento de tierras para carreteras* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. https://drive.google.com/file/d/1bAWzSuR5LJGJ-oeh4iB3hqm_EtuJTJTE/view?usp=sharing
- Park, C. S. (2009). *Fundamentos de ingeniería económica* (2.^a ed.). Pearson Educación de México, S. A. de C. V. <https://drive.google.com/file/d/1w2BOHaxuSKh-L5jpe-1X4fhqCkK8KNKb/view?usp=sharing>
- Pérez Méndez, A. R. (1989). *Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala].
- Programa Cooperativo Nacional de Investigación de Carreteras. (2010). *Design of road barrier systems placed in MSE retaining walls* [Diseño de sistemas de barrera en carretera colocados en muros de contención de MSE]. Junta de Investigación de Transportes. https://drive.google.com/file/d/1N1H9nHJ4m2JvITgcPjBZ61DnHd8zjDg_/view?usp=sharing
- Rico Rodríguez, A. y del Castillo, H. (2005). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Limusa. https://books.google.com.co/books?id=rU_pA257zUEC&printsec=frontcover#v=onepage&q&f=false



Rodríguez Ruiz, P. (2008). *Hidráulica II: hidráulica de canales*. https://www.academia.edu/25000821/Hidr%C3%A1ulica_de_Canales_Pedro_Rodr%C3%ADguez_Ruiz

Secretaría de Integración Económica Centroamericana y Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres en América Central y República Dominicana. (2011). *Manual centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras: con enfoque de gestión de riesgo y seguridad vial* (3ª. ed.). COMITRAN. <https://intercoconnecta.aecid.es/Gestin%20del%20conocimiento/Manual%20Centroamericano%20de%20normas%20para%20el%20dise%C3%B1o%20geometrico%20de%20carreteras%202011.pdf>

Secretaría de Integración Económica Centroamericana y Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo. (2016). *Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica*. http://www.pgrweb.go.cr/Docs/Descargar/Normas/NO%20DE-41271/Version1/Manual_consideraciones_tecnicas_hidrologicas_e_hidraulicas_para_infraestructura_vial_CA.pdf

Unidad de Participación Ciudadana de la Municipalidad de Esquipulas. (2019). *Censo poblacional en aldeas y caseríos en el municipio de Esquipulas, Chiquimula*. Municipalidad de Chiquimula. https://drive.google.com/file/d/1SOM_VdzVgli_6Q-DBjV1Sy8LpHtBfexG/view?usp=sharing

United States Agency for International Development. (2016). *Manual de funciones del consejo comunitario de desarrollo –COCODE–*. Proyecto Nexos Locales ejecutado por Development Alternatives Inc.- DAI-. <https://nexoslocales.com/wp-content/uploads/2018/01/HerramientasMunicipales/2ManualdeFuncionesBasicasdeCOCODE.pdf>



Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. (2018). *Hidráulica superficial: badenes*. <https://drive.google.com/file/d/1IBLImvFNG-gVFW7VkV801PCe6inuH15x/view?usp=sharing>

Valladares, J. F. A. (2001). *Guía teórica-práctica para el curso de vías terrestres 1* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. https://drive.google.com/file/d/1J3KgDuYe_WQy84TzRIElvpCfJkB6vEhs/view?usp=sharing

Vallecilla Bahena, C. R. (2006). *Curso de puentes en concreto: código colombiano de diseño sísmico de puentes*. Editorial Bauen. <https://drive.google.com/file/d/1OC202srN636O6hWXxnwAtJubJBYPBaXYL/view?usp=sharing>

Villón Béjar, M. (2004). *Hidrología*. Instituto Tecnológico de Costa Rica. https://drive.google.com/file/d/1tVvUxPUU5tlUn8CHzit_gYTWsY8MubGt/view

Winter, G. y Nilson A. H. (2002). *Proyecto de estructuras de hormigón*. Editorial Reverté, S. A. https://books.google.com.gt/books?id=_zVDgWyEO9YC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false



APÉNDICES

APÉNDICE A	Libreta topográfica
APÉNDICE B	Plano de localización del proyecto en conjunto en hoja cartográfica
APÉNDICE C	Plano de ubicación del banco de materiales
APÉNDICE D	Planos constructivos, proyecto apertura de carretera
APÉNDICE E	Resumen final del movimiento de tierras
APÉNDICE F	Planos constructivos, proyecto del puente vehicular
APÉNDICE G	Cálculo de curva horizontal, vertical, áreas y volumen de las secciones transversales y diseño de línea de balance del proyecto apertura de tramo carretero
APÉNDICE H	Fotografías de los estudios

Apéndice A. **Libreta topográfica**

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
1	925.381	954.445	512.617	OC
2	929.718	948.973	512.03	OC
3	927.864	951.358	512.279	LC
4	928.275	956.53	512.055	OC
5	929.887	953.296	511.504	LC
6	931.581	949.828	511.994	OC
7	968.339	970.203	505.684	OC
8	964.207	975.429	505.8	LC
9	961.12	980.142	505.939	OC
10	987.923	994.358	501.921	LC
11	992.704	984.883	501.195	OC
12	984.33	1000.446	503.191	OC
13	1000.375	992.489	499.261	OC
14	996.596	999.877	500.277	LC
15	992.758	1005.655	501.767	OC
16	1020.327	1011.609	496.971	OC
17	1014.064	1016.476	496.287	LC
18	1008.35	1020.669	499.293	OC
19	1035.258	1025.527	494.536	OC
20	1028.617	1031.228	493.366	LC
21	1023.189	1036.214	493.844	OC
22	1071.787	1071.26	490.402	OC
23	1066.963	1075.108	489.439	LC
24	1062.131	1078.815	489.138	OC
25	1105.071	1126.769	482.086	OC
26	1108.918	1123.673	482.126	LC

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice A.

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
27	1113.797	1119.985	481.979	OC
28	1115.224	1140.67	480.568	ET
29	1127.028	1135.193	479.986	ST
30	1123.928	1142.28	481.139	LC
31	1119.585	1145.786	481.126	OC
32	1128.844	1138.98	481.516	OC
33	1131.493	1160.521	483.628	OC
34	1137.549	1156.875	483.609	OC
35	1134.225	1158.888	483.315	LC
36	1139.966	1161.519	484.537	OF1
37	1135.26	1164.659	484.949	OF2
38	1151.231	1172.431	487.088	OC
39	1149.19	1174.458	487.046	LC
40	1146.993	1176.211	487.136	OC
41	1155.323	1185.511	487.495	OC
42	1157.555	1183.442	487.194	LC
43	1160.102	1181.194	487.045	OC
44	1169.386	1189.719	486.506	OC
45	1166.914	1193.614	486.219	LC
46	1163.81	1197.628	486.12	OC
47	1184.145	1223.225	480.239	OC
48	1180.248	1224.344	479.957	LC
49	1176.457	1225.666	480.425	OC
50	1184.549	1248.452	475.593	OC
51	1186.981	1248.246	475.33	LC
52	1189.726	1248.216	475.429	OC
53	1195.404	1291.412	466.722	OC
54	1192.754	1291.578	466.584	LC
55	1188.962	1286.078	468.372	OC
56	1190.229	1311.571	465.332	OC
57	1196.176	1314.569	463.986	LC
58	1200.362	1317.09	463.341	OC
59	1200.602	1323.299	463.791	OC

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice A.

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
60	1220.84	1328.533	462.12	OC
61	1216.65	1333.647	462.948	OC
62	1218.844	1330.867	462.343	LC
63	1237.088	1353.397	460.386	OC
64	1239.626	1351.428	460.32	LC
65	1243.284	1350.355	460.887	OC
66	1242.478	1366.232	457.894	OC
67	1245.802	1363.835	458.292	LC
68	1249.648	1361.452	459.457	OC
69	1251.005	1375.955	455.466	OC
70	1253.452	1373.003	455.649	LC
71	1255.432	1369.834	456.343	OC
72	1257.524	1380.169	454.331	OC
73	1261.813	1377.511	453.689	LC
74	1265.621	1375.54	452.635	OC
75	1271.142	1383.717	452.49	OC
76	1269.174	1374.155	451.609	OC
77	1282.398	1396.341	448.232	OC
78	1289.658	1401.342	446.987	OC
79	1288.315	1384.031	446.777	LC
80	1301.6	1403.32	442.631	OC
81	1282.5	1366.533	447.725	OC
82	1287.418	1367.857	444.686	OC
83	1302.844	1379.943	439.957	OC
84	1310.188	1382.37	437.102	OC
85	1309.179	1403.575	437.624	OC
86	1317.803	1390.35	435.902	LC
87	1316.373	1383.017	434.946	OC
88	1322.8	1383.016	433.937	OC
89	1323.384	1387.835	434.543	OC
90	1325.593	1393.335	436.036	OC
91	1316.436	1403.961	435.354	LC
92	1309.005	1423.37	430.956	OC

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice A.

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
93	1321.115	1405.139	432.929	OC
94	1316.015	1412.051	430.567	LC
95	1326.444	1426.837	425.571	OC
96	1319.137	1430.828	425.967	LC
97	1316.095	1445.804	425.117	OC
98	1303.479	1471.104	423.018	OC
99	1307.533	1471.267	422.202	LC
100	1310.539	1474.305	422.304	OC
101	1307.041	1485.111	421.665	OC
102	1310.341	1477.99	421.768	OC
103	1308.736	1482.572	421.467	LC
104	1310.813	1504.909	420.25	OC
105	1315.246	1501.637	420.559	LC
106	1323.895	1522.171	418.023	ET
107	1326.61	1523.587	417.824	LC
108	1329.554	1524.426	417.532	ST
109	1323.562	1503.537	419.612	OC
110	1330.731	1542.172	417.593	OC
111	1333.87	1541.035	417.077	LC
112	1338.115	1538.699	418.665	OC
113	1342.782	1567.395	415.238	OC
114	1345.209	1565.308	414.852	LC
115	1348.885	1575.788	414.466	OC
116	1351.391	1572.423	414.074	LC
117	1353.464	1569.201	413.93	OC
118	1361.578	1582.635	413.552	OC
119	1363.511	1578.878	414.009	LC
120	1364.475	1574.18	415.798	OC
121	1352.919	1554.734	413.796	OR
122	1354.613	1553.587	413.788	CR
123	1356.49	1552.097	413.949	OR
124	1361.146	1563.209	413.842	OR
125	1357.363	1564.626	413.732	CR

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice A.

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
126	1354.162	1565.136	413.741	OR
127	1353.161	1573.808	413.933	OR
128	1358.422	1575.645	413.634	CR
129	1362.588	1577.85	413.835	OR
130	1359.698	1600.352	412.02	OR
131	1361.535	1596.304	412.16	CR
132	1363.767	1593.843	412.75	OR
133	1361.781	1585.848	413.347	OR
134	1357.728	1585.069	412.553	CR
135	1352.903	1584.894	413.062	OR
136	1389.491	1590.919	415.197	OC
137	1388.706	1593.6	414.948	LC
138	1388.263	1596.335	414.606	OC
139	1400.311	1595.718	415.463	OC
140	1397.364	1598.512	414.904	LC
141	1395.315	1602.113	414.407	OC
142	1410.115	1610.558	414.45	OC
143	1407.565	1611.425	413.752	LC
144	1405.096	1612.422	413.615	OC
145	1385.347	1615.731	410.7	OR
146	1388.412	1608.957	410.761	CR
147	1390.44	1605.507	410.648	OR
148	1399.123	1632.417	410.01	OR
149	1405.901	1629.401	410.214	CR
150	1409.965	1626.536	410.008	OR
151	1423.775	1638.859	409.779	OR
152	1421.909	1641.858	409.233	CR
153	1419.66	1644.604	409.791	OR
154	1428.524	1641.654	409.549	OC
155	1433.429	1643.471	409.297	LC
156	1435.263	1640.492	411.072	OC
157	1446.598	1650.525	409.796	OR
158	1443.399	1653.679	408.874	CR

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice A.

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
159	1438.958	1657.793	409.719	OR
160	1467.911	1671.737	408.55	OR
161	1464.876	1673.892	407.779	CR
162	1459.635	1675.909	408.759	OR
163	1447.462	1673.996	411.032	OC
164	1450.707	1672.986	410.459	LC
165	1454.256	1672.139	409.115	OC
166	1491.769	1708.299	407.264	OR
167	1487.792	1709.222	406.443	CR
168	1484.893	1710.541	406.504	OR
169	1495.919	1741.633	406.133	OR
170	1493.432	1741.726	404.933	CR
171	1490.902	1740.396	405.501	OR
172	1457.301	1721.796	410.716	LC
173	1460.94	1721.34	410.806	OC
174	1453.844	1722.317	411.028	OC
175	1450.671	1682.222	411.215	OC
176	1454.091	1681.481	411.102	LC
177	1457.847	1679.787	410.778	OC
178	1461.954	1736.415	410.479	OC
179	1458.376	1736.185	409.944	LC
180	1455.686	1735.803	410.464	OC
181	1448.421	1777.269	409.323	OC
182	1451.348	1777.272	408.667	LC
183	1454.271	1779.646	409.042	OC
184	1455.82	1812.778	407.663	OC
185	1458.496	1812.083	406.94	LC
186	1461.838	1810.483	407.544	OC
187	1460.701	1827.348	407.351	OC
188	1463.788	1826.235	406.485	LC
189	1466.304	1824.742	407.095	OC
190	1479.343	1870.502	405.902	OC
191	1482.728	1868.455	405.122	LC

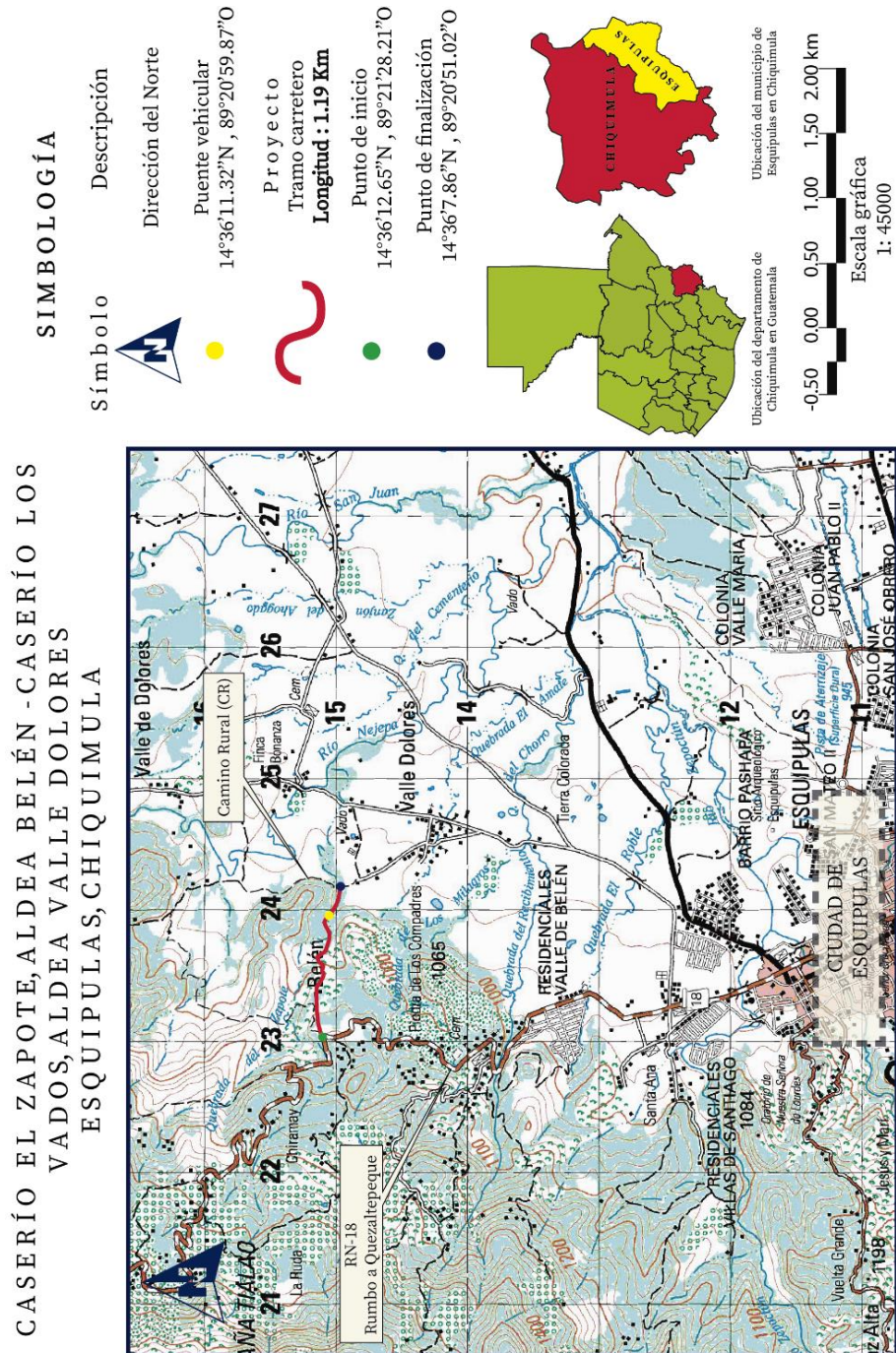
Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice A.

No.	Coordenadas		Cota	Descripción
	Y	X	Z	
192	1486.351	1866.936	405.251	OC
193	1497.131	1885.789	404.824	OC
194	1494.742	1887.057	404.416	LC
195	1492.583	1888.599	404.935	OC
196	1507.285	1902.332	403.741	OC
197	1504.836	1906.845	403.195	LC
198	1503.368	1907.69	403.087	OC
199	1000	1000	500	E1
200	1113.173	1130.275	481.568	E2
201	1159.62	1185.638	487.159	E3
202	1184.871	1239.135	477.194	E4
203	1195.366	1304.674	464.687	E5
204	1249.376	1364.306	458.117	E6
205	1282.322	1382.451	449.683	E7
206	1314.274	1395.672	437.707	E8
207	1320.409	1426.319	426.373	E9
208	1306.526	1478.427	421.665	E10
209	1331.933	1536.526	417.449	E11
210	1352.007	1576.08	413.998	E12
211	1397.984	1599.724	414.845	E13
212	1412.229	1623.919	411.383	E14
213	1445.176	1656.063	409.269	E15
214	1459.13	1716.866	410.806	E16
215	1485.528	1700.037	406.959	E15A
216	1452.275	1791.502	408.271	E17
217	1486.132	1876.999	405.255	E18

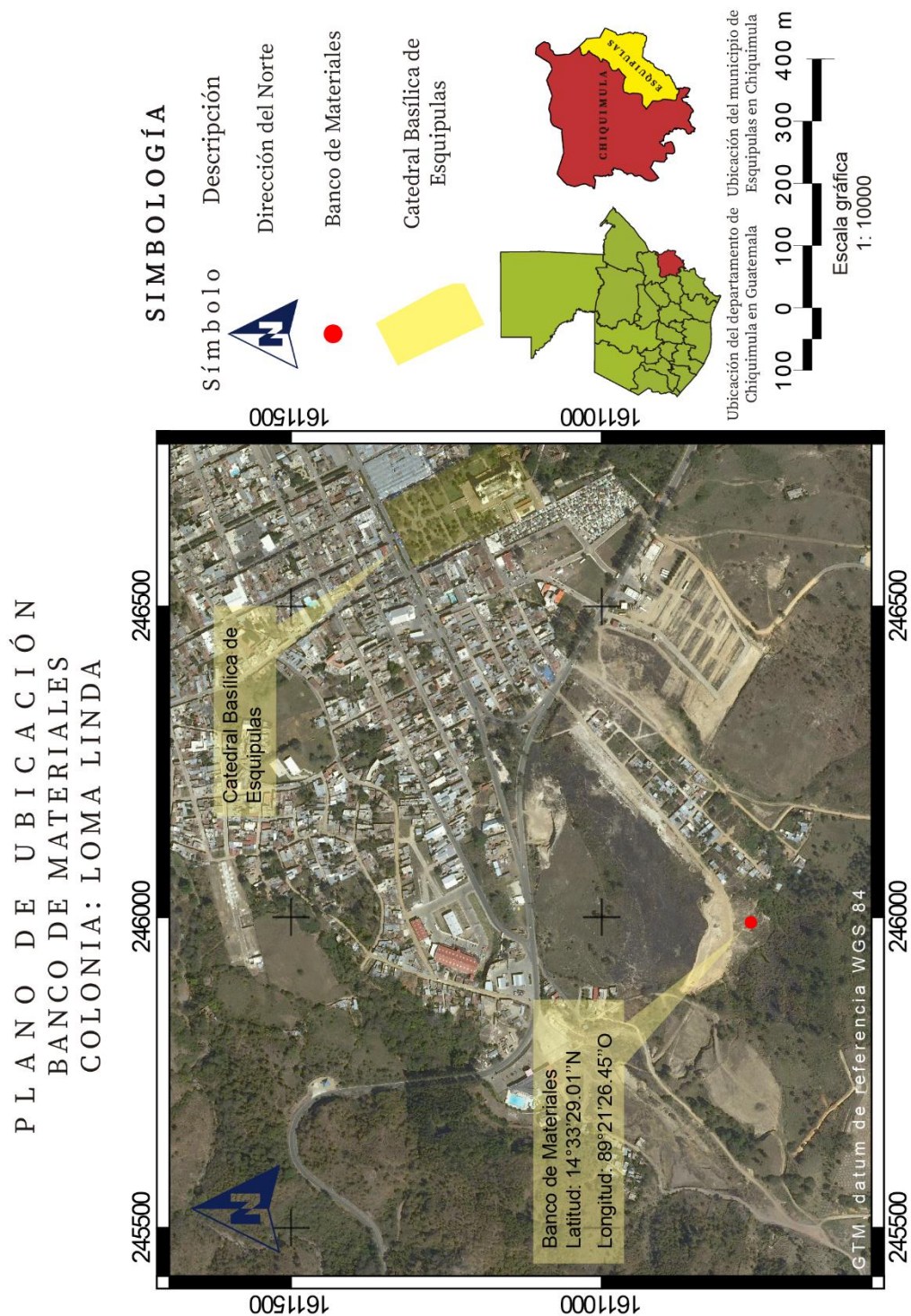
Fuente: elaboración propia.

Plano de localización general del proyecto en hoja cartográfica



Fuente: elaboración propia.

Apéndice C. Plano de ubicación del banco de materiales

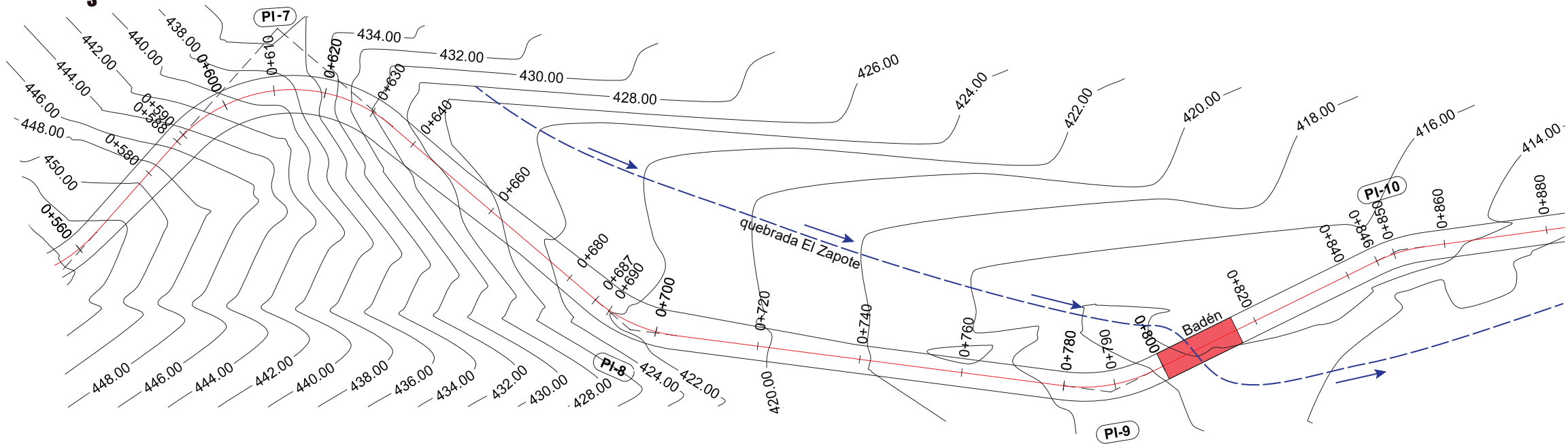
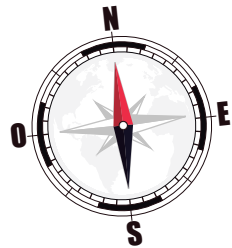


Fuente: elaboración propia.

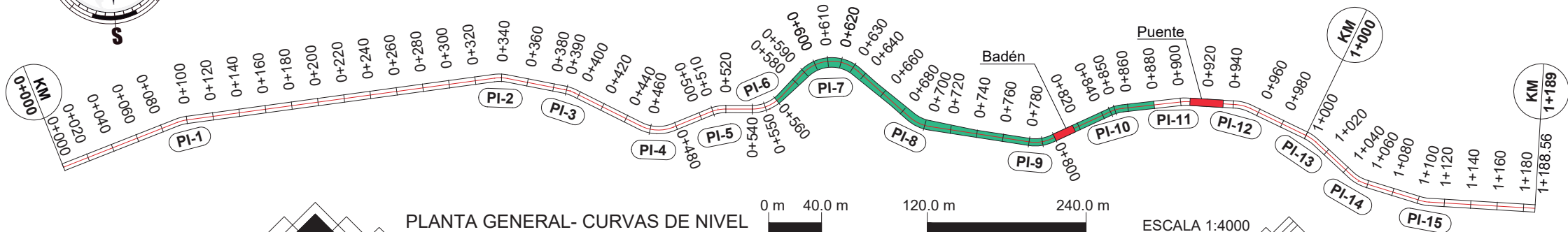
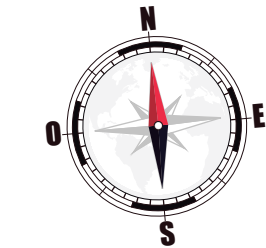
Apéndice D. **Planos constructivos del proyecto apertura de carretera**

Plano D-1	Plano de localización
Plano D-2	Plano de ubicación
Plano D-3	Plano de curvas de nivel est. 0+000.00 – est. 0+560.00
Plano D-4	Plano de curvas de nivel est. 0+560.00 – est. 0+880.00
Plano D-5	Plano de curvas de nivel est. 0+880.00 – est. 1+188.56
Plano D-6	Perfil longitudinal
Plano D-7	Diseño vertical y elementos de curvas verticales
Plano D-8	Diseño horizontal y vertical est. 0+000.00 – est. 0+380.00
Plano D-9	Diseño horizontal y vertical est. 0+380.00 – est. 0+780.00
Plano D-10	Diseño horizontal y vertical est. 0+780.00 – est. 1+188.56
Plano D-11	Secciones transversales est. 0+000.00 – est. 0+140.00
Plano D-12	Secciones transversales est. 0+140.00 – est. 0+300.00
Plano D-13	Secciones transversales est. 0+300.00 – est. 0+500.00
Plano D-14	Secciones transversales est. 0+500.00 – est. 0+700.00
Plano D-15	Secciones transversales est. 0+700.00 – est. 0+880.00
Plano D-16	Secciones transversales est. 0+880.00 – est. 1+040.00
Plano D-17	Secciones transversales est. 1+040.00 – est. 1+188.56
Plano D-18	Diagrama de curva masa
Plano D-19	Planta de la estructura del badén
Plano D-20	Cortes de la estructura del badén
Plano D-21	Obras complementarias del badén
Plano D-22	Diseño 3D - badén
Plano D-23	Drenaje transversal tipo A

Plano D-24	Detalles del drenaje transversal tipo A
Plano D-25	Drenaje transversal tipo B
Plano D-26	Diseño 3D del drenaje transversal tipo B, dimensiones de cuneta y sección típica
Plano D-27	Planta – muro de gaviones
Plano D-28	Detalle de gavión tipo caja
Plano D-29	Detalle de gavión tipo colchón



● PLANTA- CURVAS DE NIVEL
EST. 0+560.00 - EST. 0+880.00



PLANTA GENERAL- CURVAS DE NIVEL
0 m 40.0 m 120.0 m 240.0 m
ESCALA 1:4000

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022

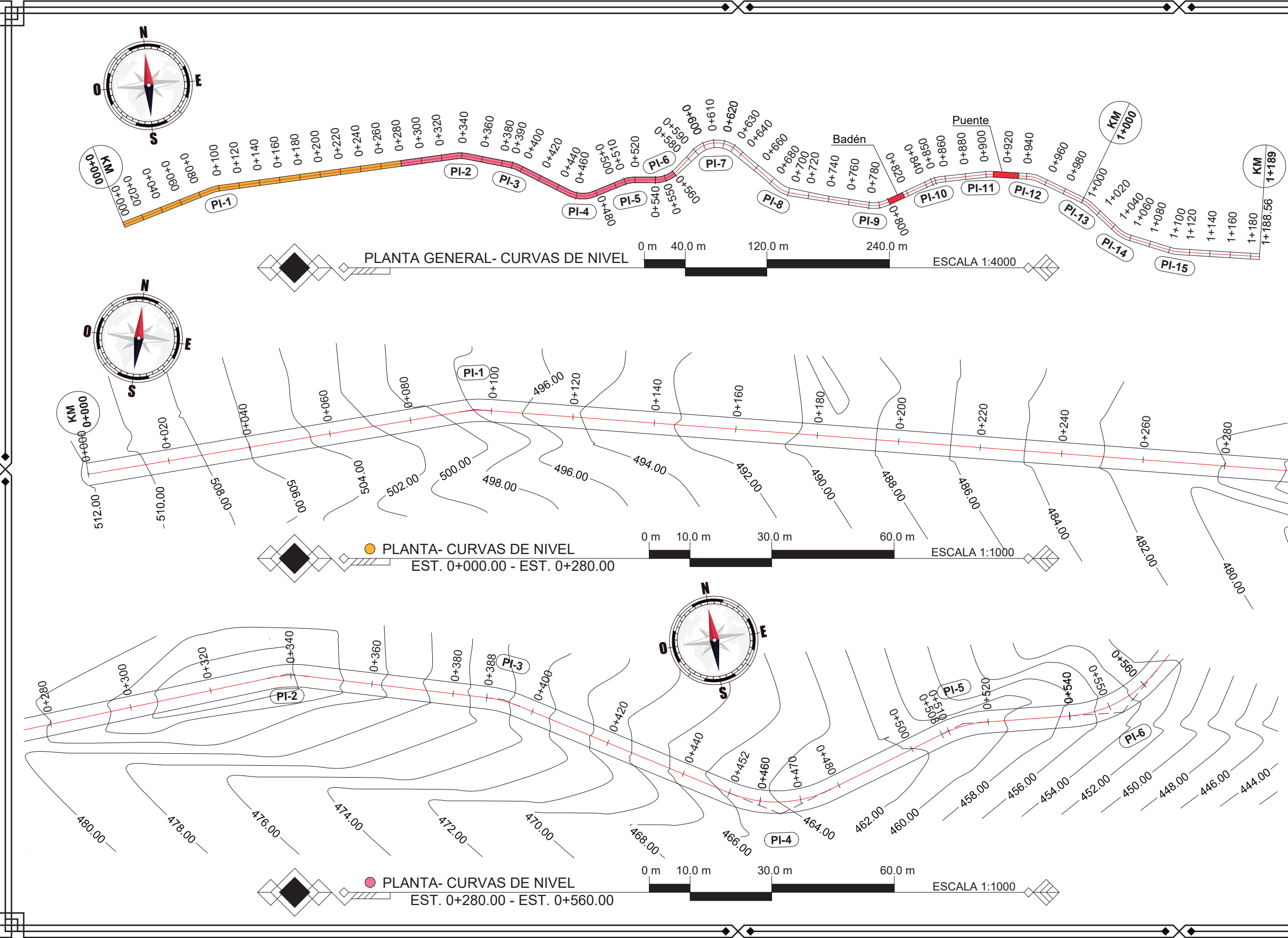
H O J A
04 29



CONTENIDO:
CURVAS DE NIVEL
EST. 0+560.00 - EST. 0+880.00

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



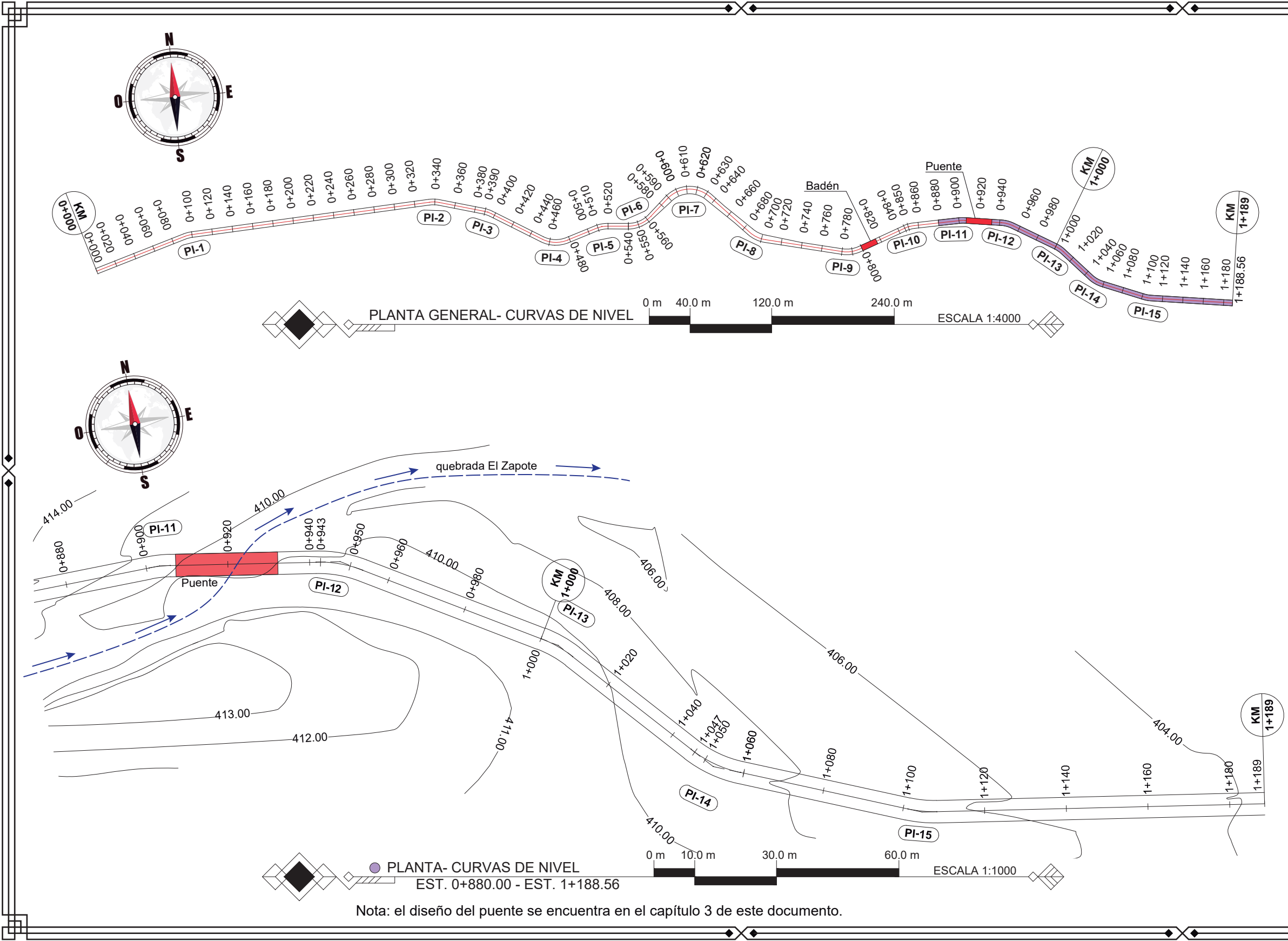
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
CURVAS DE NIVEL
EST. 0+000.00 - EST. 0+560.00

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
03 29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



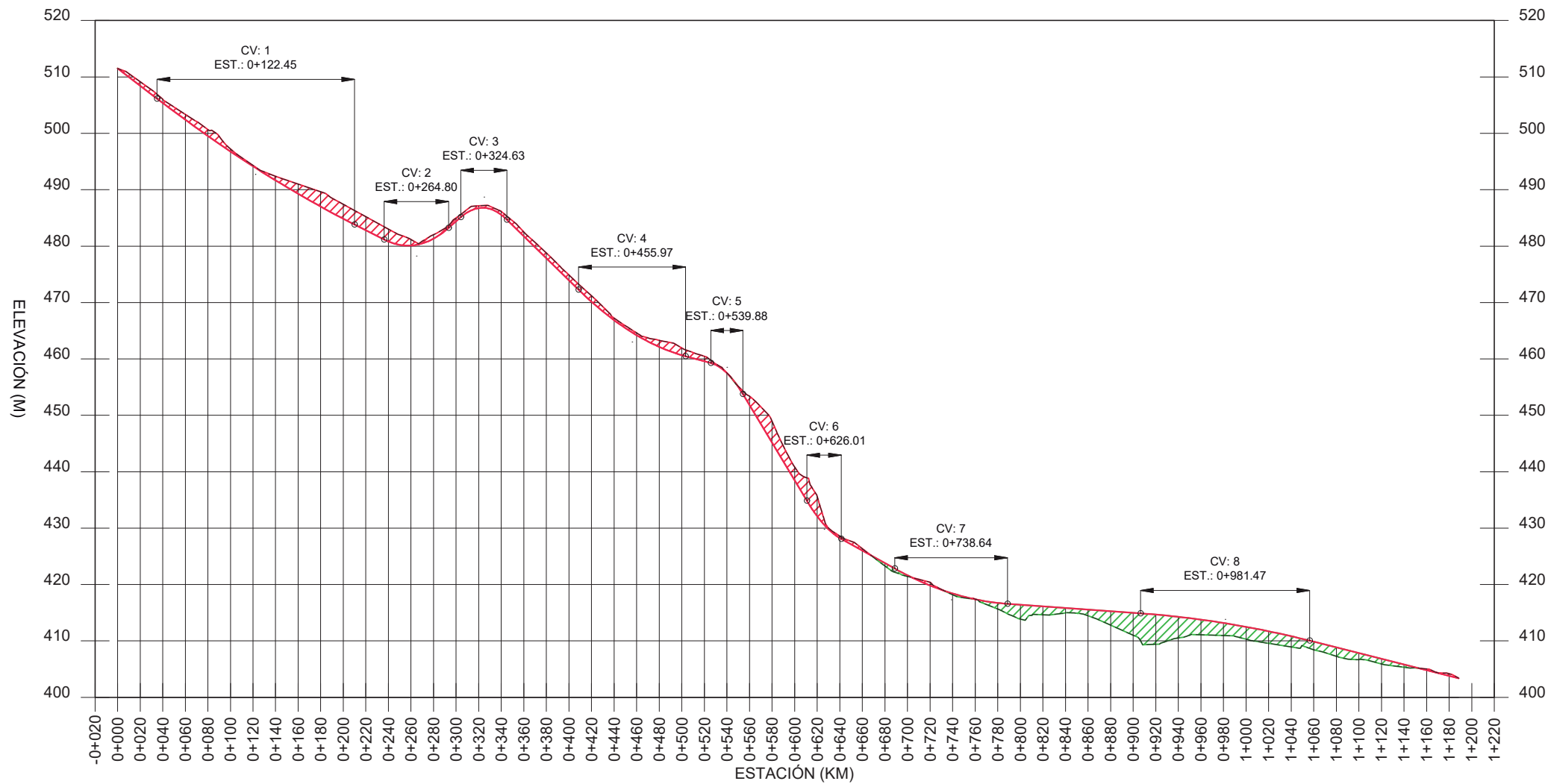
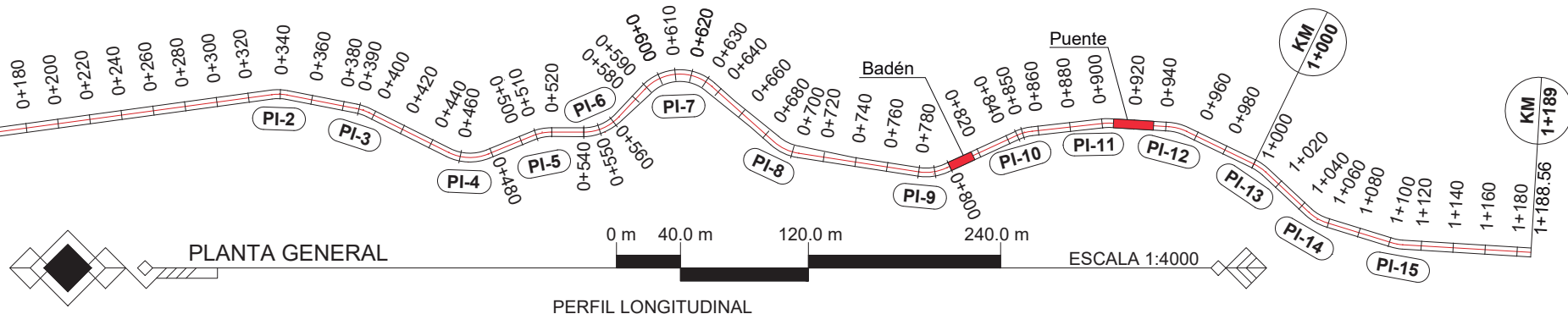
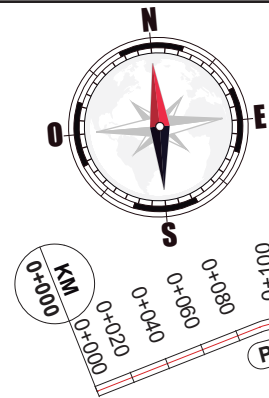
Nota: el diseño del puente se encuentra en el capítulo 3 de este documento.

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

	PROYECTO:		CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	
	DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA		DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
			DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
			ESCALA: INDICADA	
	CONTENIDO:		FECHA: AGOSTO, 2022	
CURVAS DE NIVEL EST. 0+880.00 - EST. 1+188.56		H O J A		
		05		
		29		

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA HORIZONTAL 1:5000

ESCALA VERTICAL 1:1000

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

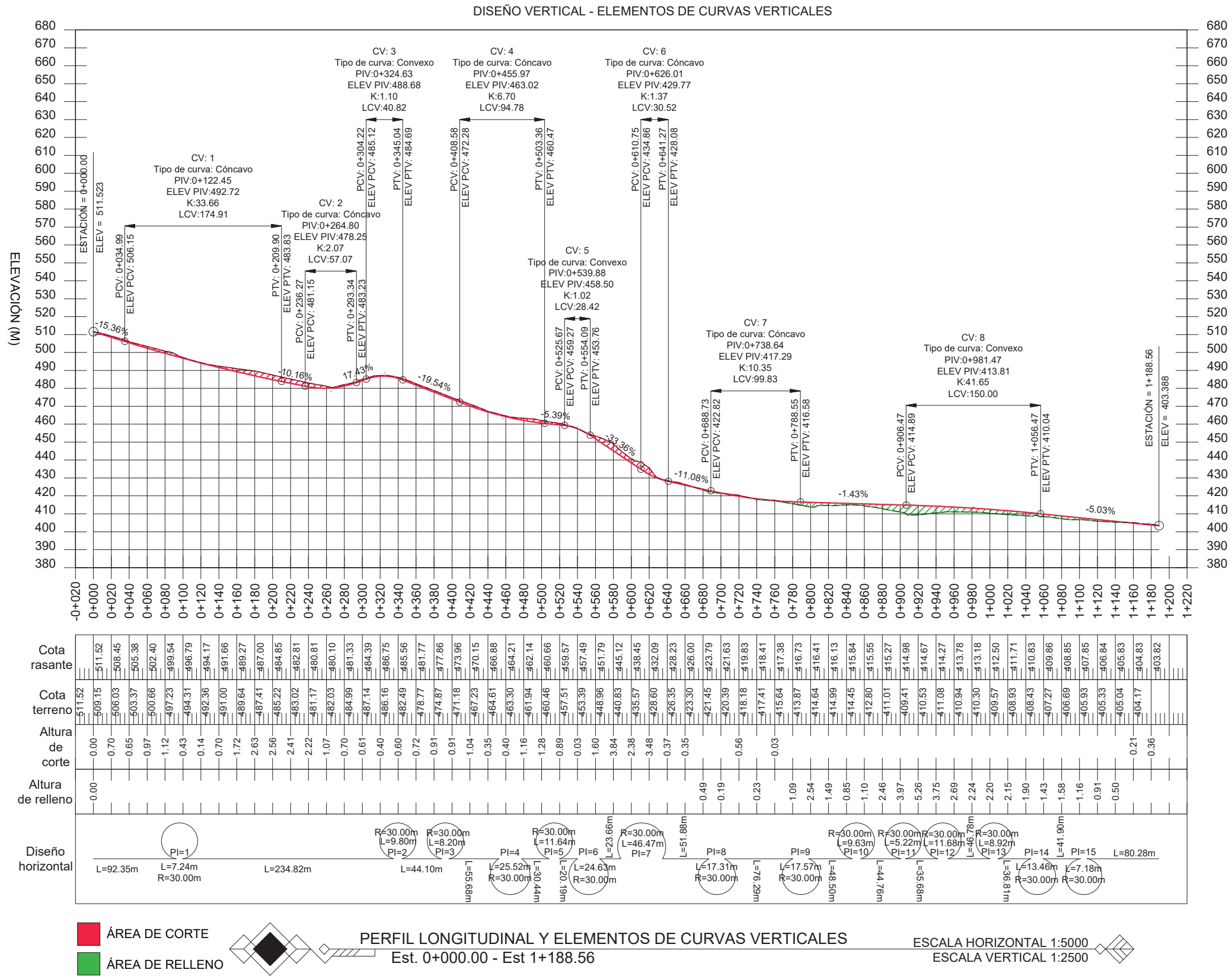
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUEMULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
06
29



ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



PROYECTO:

DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

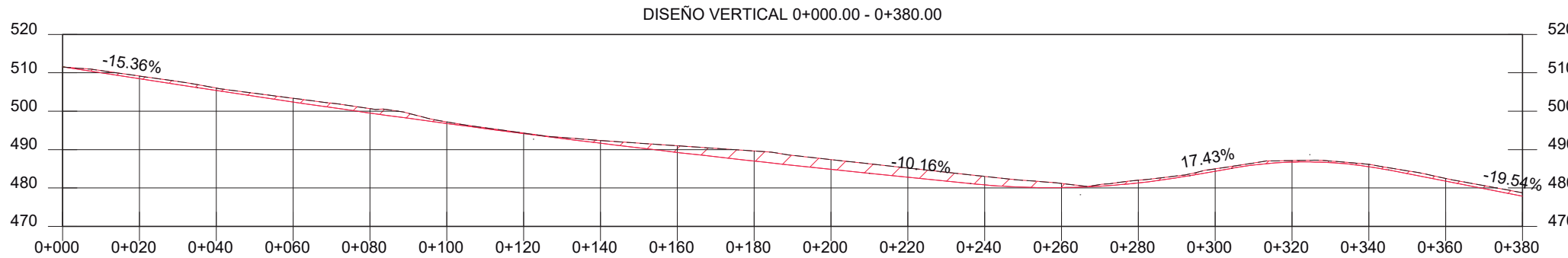
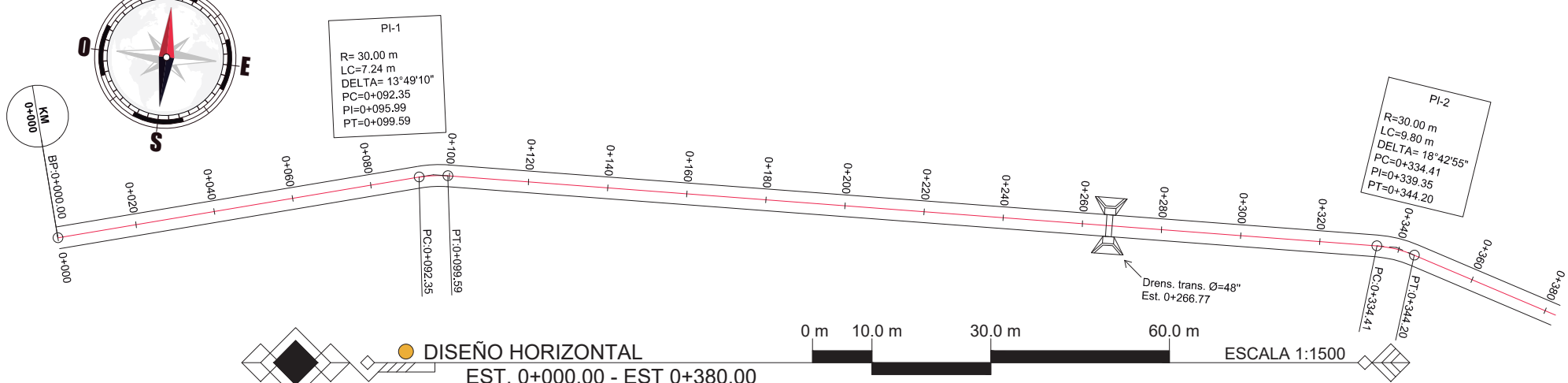
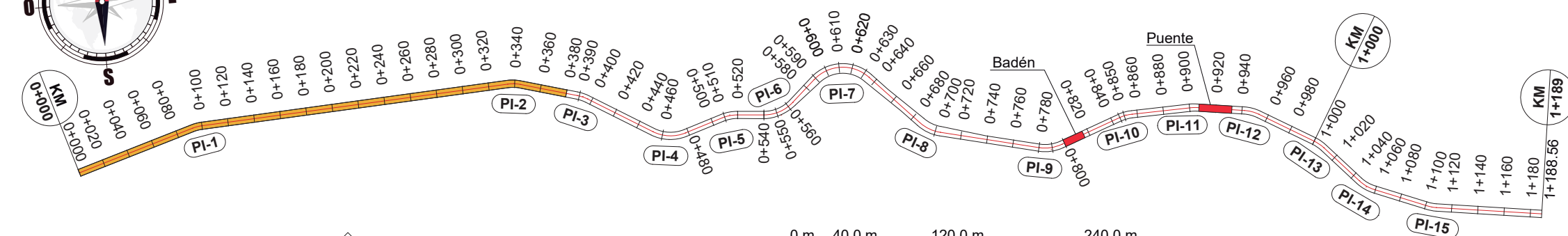
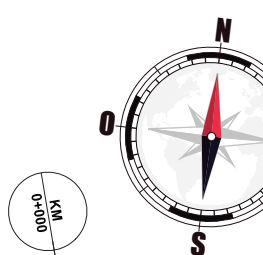
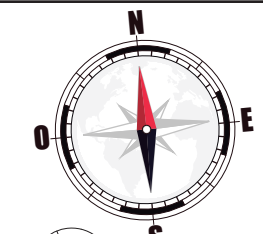
H O J A

07

29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO

TABLA DE ELEMENTOS EN CURVAS HORIZONTALES									
PI	R-Radius (m)	LC-Longitud de curva (m)	Dirección	Delta	St-Subtangente (m)	CM-Cuerda máxima (m)	E-External (m)	OM-Ordenada media (m)	Prog. PC Prog. PI Prog. PT
PI-1	30.00	7.24	N 42° 33' 17.92" E	13° 49' 10"	3.64	7.22	0.22	0.22	0+092.35 0+095.99 0+099.59
PI-2	30.00	9.80	N 58° 49' 20.60" E	18° 42' 55"	4.94	9.76	0.40	0.40	0+334.41 0+339.35 0+344.20



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"

PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
DISEÑO HORIZONTAL Y VERTICAL
EST. 0+000.00 - EST. 0+380.00

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

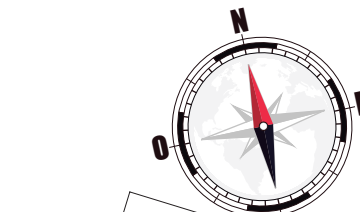
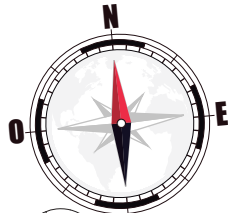
H O J A

08

29

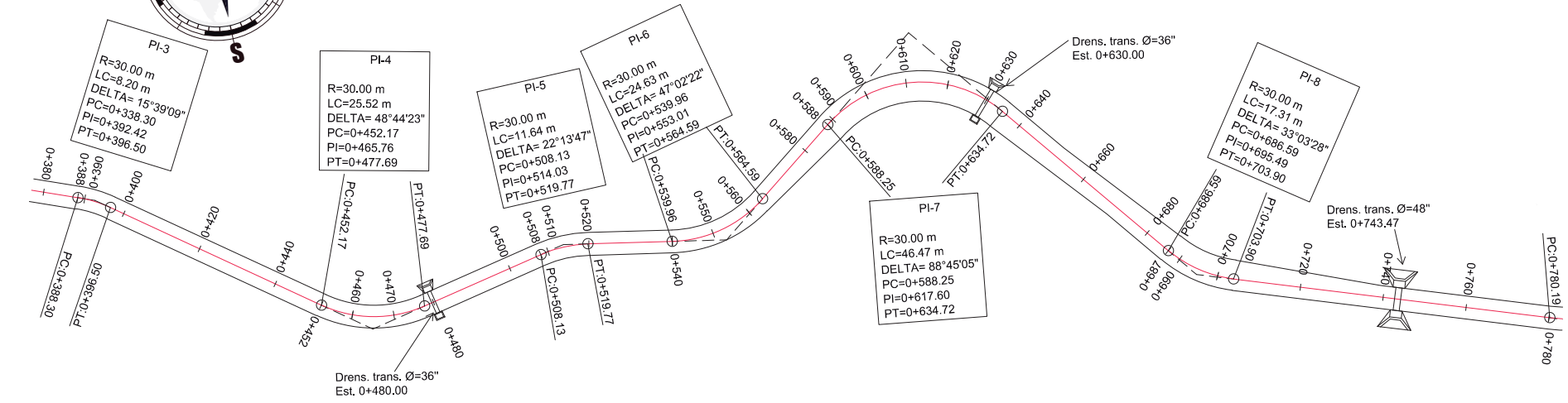
ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



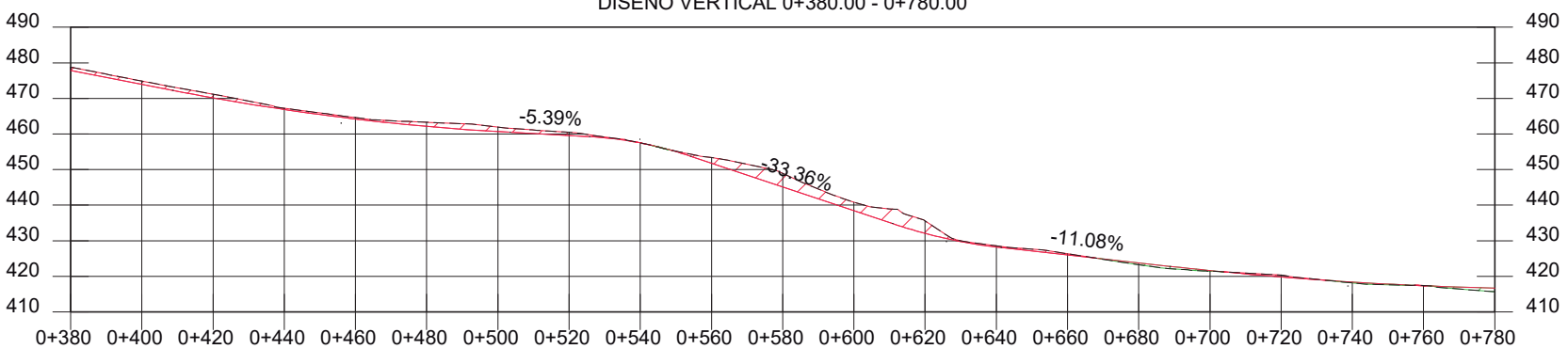
PLANTA GENERAL

0 m 40.0 m 120.0 m 240.0 m ESCALA 1:4000



DISEÑO HORIZONTAL
EST. 0+380.00 - EST 0+780.00

DISEÑO VERTICAL 0+380.00 - 0+780.00



ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO

DISEÑO VERTICAL
EST. 0+380.00 - EST. 0+780.00

ESCALA VERTICAL 1:2000
ESCALA HORIZONTAL 1:2000

TABLA DE ELEMENTOS EN CURVAS HORIZONTALES									
PI	R- Radio (m)	LC - Longitud de curva (m)	Dirección	Delta	St- Subtangente (m)	CM- Cuerda máxima (m)	E- External media (m)	OM- Ordenada media (m)	Prog. PC
PI-3	30.00	8.20	N 76° 00' 22.50" E	15° 39' 09"	4.12	8.17	0.28	0.28	0+338.30
PI-4	30.00	25.52	N 59° 27' 46.14" E	48° 44' 23"	13.59	24.76	2.93	2.67	0+452.17
PI-5	30.00	11.64	N 46° 12' 28.13" E	22° 13' 47"	5.89	11.57	0.57	0.56	0+508.13
PI-6	30.00	24.63	N 33° 48' 10.54" E	47° 02' 22"	13.06	23.94	2.72	2.49	0+539.96
PI-7	30.00	46.47	N 54° 39' 32.06" E	88° 45' 05"	29.35	41.96	11.97	8.56	0+588.25
PI-8	30.00	17.31	N 82° 30' 20.63" E	33° 03' 28"	8.90	17.07	1.29	1.24	0+686.59
									Prog. PT
									0+396.50
									0+477.69
									0+519.77
									0+564.59
									0+634.72
									0+703.90
									0+695.49
									0+634.72
									0+703.90

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"



PROYECTO:

DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:

DISEÑO HORIZONTAL Y VERTICAL
EST. 0+380.00 - EST. 0+780.00

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

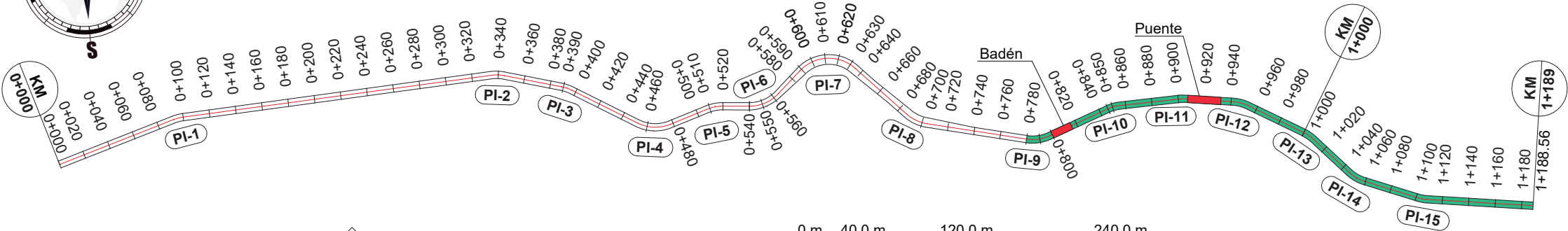
H O J A

09

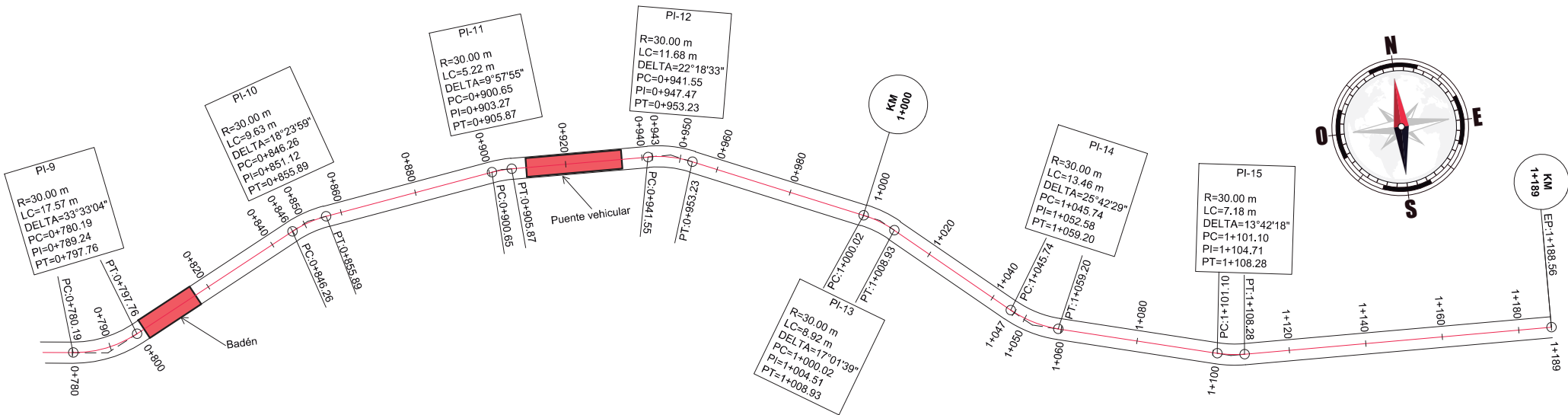
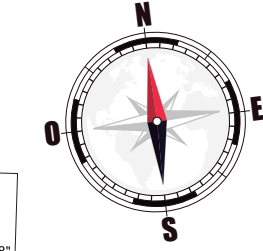
29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

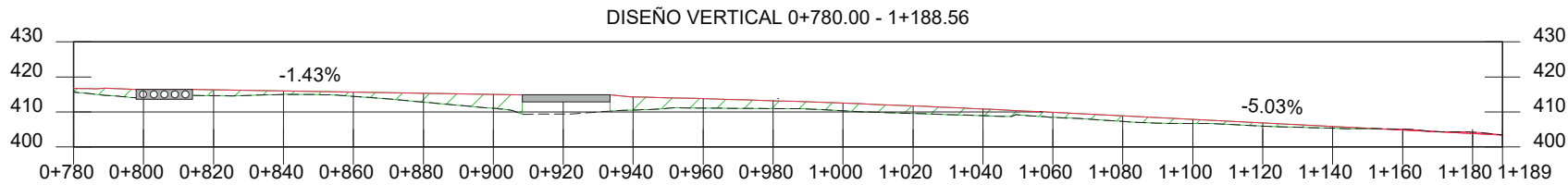
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



PLANTA GENERAL



DISEÑO HORIZONTAL
EST. 0+780.00 - EST. 1+188.56



ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO

DISEÑO VERTICAL

EST. 0+780.00 - EST. 1+188.56

ESCALA VERTICAL 1:2000

ESCALA HORIZONTAL 1:2000

TABLA DE ELEMENTOS EN CURVAS HORIZONTALES									
PI	R- Radio (m)	LC - Longitud de curva (m)	Dirección	Delta	St- Subtangente (m)	CM- Cuerda máxima (m)	E- External (m)	OM- Ordenada media (m)	Prog. PC
PI-9	30.00	17.57	N 49° 12' 04.65" E	33° 33' 04"	9.04	17.32	1.33	1.26	0+780.19
PI-10	30.00	9.63	N 41° 37' 32.07" E	18° 23' 59"	4.86	9.59	0.39	0.39	0+846.26
PI-11	30.00	5.22	N 55° 48' 29.17" E	9° 57' 55"	2.62	5.21	0.11	0.11	0+900.65
PI-12	30.00	11.68	N 71° 56' 43.52" E	22° 18' 33"	5.92	11.61	0.58	0.57	0+941.55
PI-13	30.00	8.92	S 88° 23' 10.06" E	17° 01' 39"	4.49	8.88	0.33	0.33	1+000.02
PI-14	30.00	13.46	N 87° 16' 25.40" E	25° 42' 29"	6.85	13.35	0.77	0.75	1+045.74
PI-15	30.00	7.18	N 67° 34' 01.98" E	13° 42' 18"	3.61	7.16	0.22	0.21	1+101.10
									Prog. PT
									0+789.76
									0+855.89
									0+903.27
									0+953.23
									1+004.51
									1+052.58
									1+104.71
									1+108.28

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



PROYECTO:

DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:

DISEÑO HORIZONTAL Y VERTICAL
EST. 0+780.00 - EST. 1+188.56

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

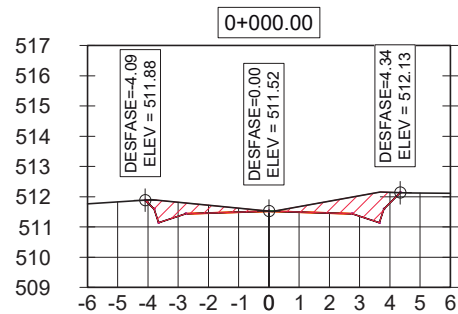
H O J A

10

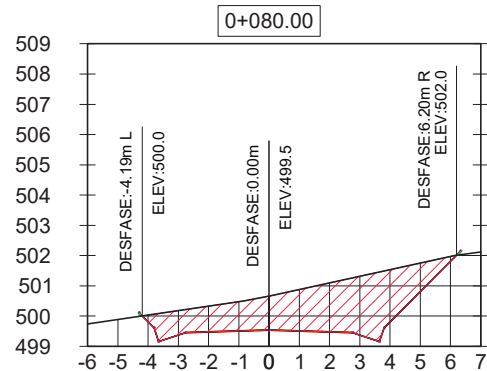
29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

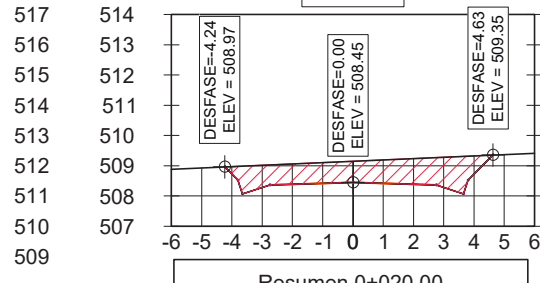
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



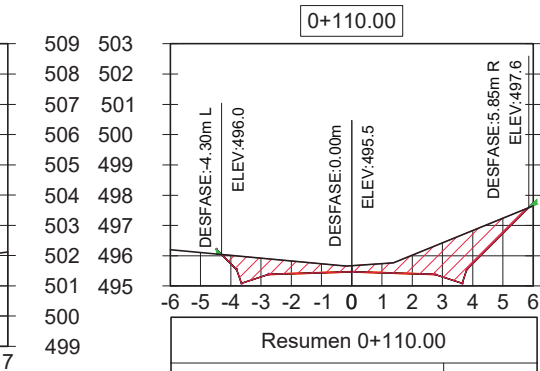
Resumen 0+000.00	
Área de corte (m²)	2.75
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	0.00
Vol. de relleno acum. (m³)	0.00
Volumen neto (m³)	0.00



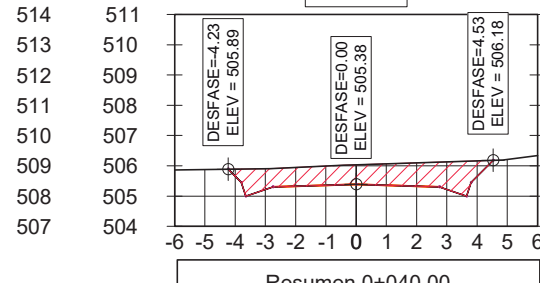
Resumen 0+080.00	
Área de corte (m²)	11.94
Área de relleno (m²)	0.01
Vol. de corte (m³)	217.60
Vol. de relleno (m³)	0.18
Vol. de corte acum. (m³)	590.12
Vol. de relleno acum. (m³)	0.23
Volumen neto (m³)	589.88



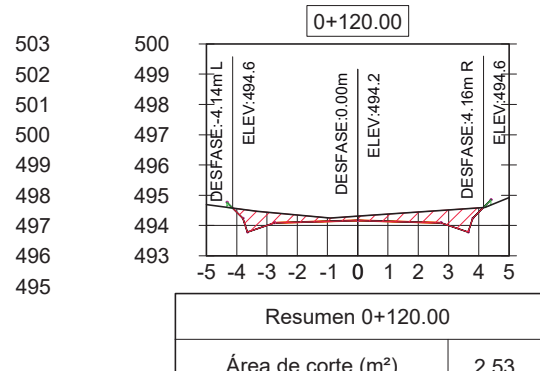
Resumen 0+020.00	
Área de corte (m²)	6.45
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	92.00
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	92.00
Vol. de relleno acum. (m³)	0.00
Volumen neto (m³)	92.00



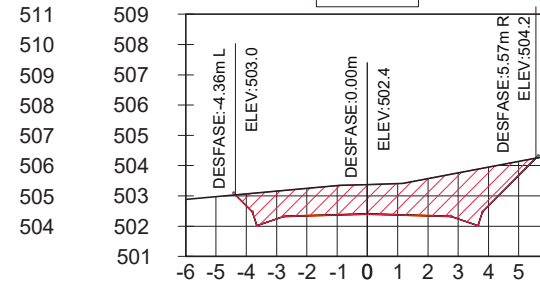
Resumen 0+110.00	
Área de corte (m²)	5.65
Área de relleno (m²)	0.03
Vol. de corte (m³)	260.85
Vol. de relleno (m³)	0.72
Vol. de corte acum. (m³)	850.97
Vol. de relleno acum. (m³)	0.95
Volumen neto (m³)	850.02



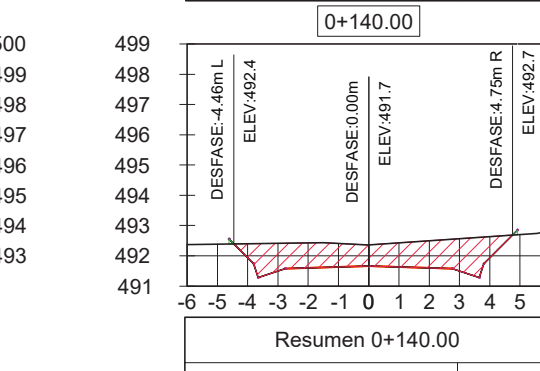
Resumen 0+040.00	
Área de corte (m²)	5.89
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	123.41
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	215.41
Vol. de relleno acum. (m³)	0.00
Volumen neto (m³)	215.41



Resumen 0+120.00	
Área de corte (m²)	2.53
Área de relleno (m²)	0.04
Vol. de corte (m³)	40.90
Vol. de relleno (m³)	0.36
Vol. de corte acum. (m³)	891.87
Vol. de relleno acum. (m³)	1.31
Volumen neto (m³)	890.56



Resumen 0+060.00	
Área de corte (m²)	9.82
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	157.11
Vol. de relleno (m³)	0.04
Vol. de corte acum. (m³)	372.52
Vol. de relleno acum. (m³)	0.05
Volumen neto (m³)	372.47



Resumen 0+140.00	
Área de corte (m²)	7.34
Área de relleno (m²)	0.02
Vol. de corte (m³)	98.77
Vol. de relleno (m³)	0.61
Vol. de corte acum. (m³)	990.64
Vol. de relleno acum. (m³)	1.92
Volumen neto (m³)	988.72

ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO



SECCIONES TRANSVERSALES



ESCALA 1:250

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



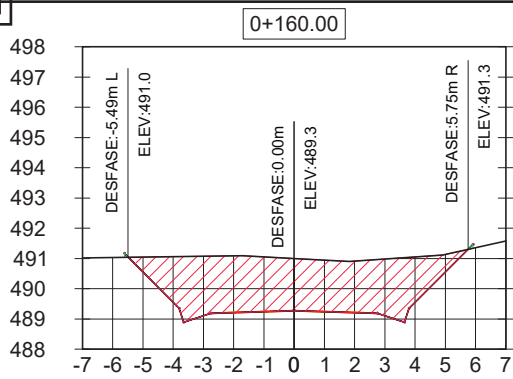
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
SECCIONES TRANSVERSALES

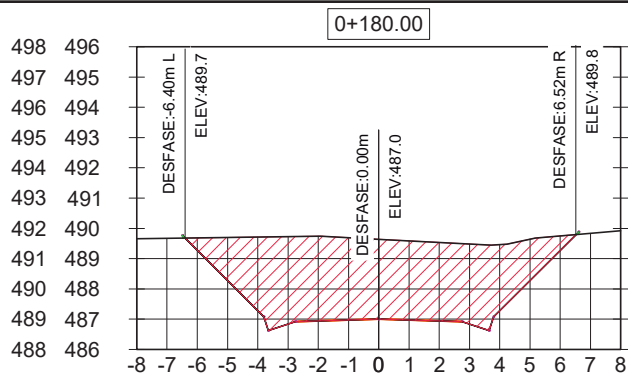
CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	11	29	
DISEÑO: EMERSON SINTUJ			
DIBUJO: EMERSON SINTUJ			
ESCALA: INDICADA			
FECHA: AGOSTO, 2022			
H O J A			

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

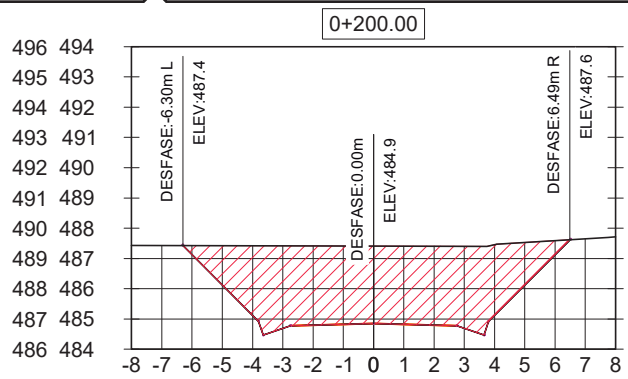
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



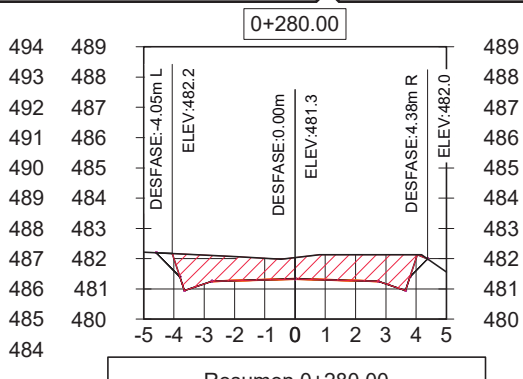
Resumen 0+160.00	
Área de corte (m²)	16.91
Área de relleno (m²)	0.02
Vol. de corte (m³)	242.53
Vol. de relleno (m³)	0.43
Vol. de corte acum. (m³)	1233.17
Vol. de relleno acum. (m³)	2.35
Volumen neto (m³)	1230.82



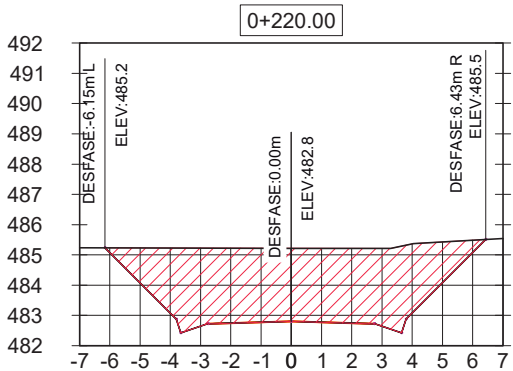
Resumen 0+180.00	
Área de corte (m²)	27.31
Área de relleno (m²)	0.01
Vol. de corte (m³)	442.17
Vol. de relleno (m³)	0.25
Vol. de corte acum. (m³)	1675.34
Vol. de relleno acum. (m³)	2.60
Volumen neto (m³)	1672.74



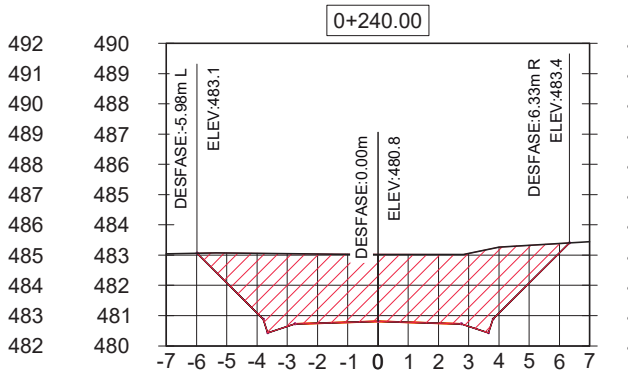
Resumen 0+200.00	
Área de corte (m²)	26.65
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	539.54
Vol. de relleno (m³)	0.07
Vol. de corte acum. (m³)	2214.88
Vol. de relleno acum. (m³)	2.67
Volumen neto (m³)	2212.21



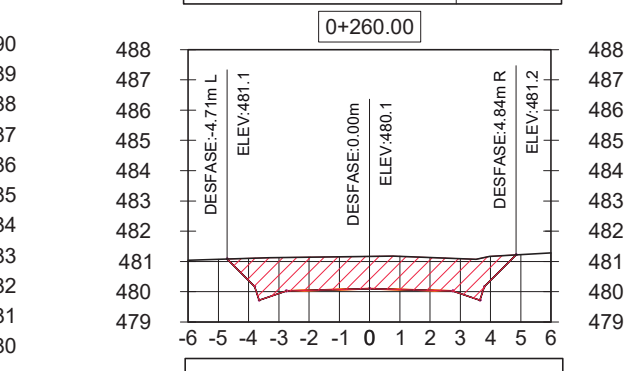
Resumen 0+280.00	
Área de corte (m²)	6.65
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	161.40
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	3700.08
Vol. de relleno acum. (m³)	2.67
Volumen neto (m³)	3697.41



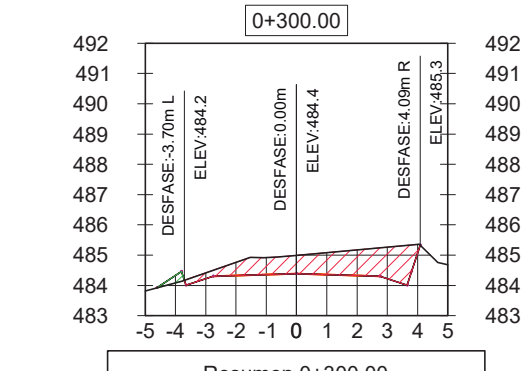
Resumen 0+220.00	
Área de corte (m²)	25.07
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	517.17
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	2732.05
Vol. de relleno acum. (m³)	2.67
Volumen neto (m³)	2729.38



Resumen 0+240.00	
Área de corte (m²)	23.05
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	481.19
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	3213.24
Vol. de relleno acum. (m³)	2.67
Volumen neto (m³)	3210.57



Resumen 0+260.00	
Área de corte (m²)	9.49
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	325.44
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	3538.68
Vol. de relleno acum. (m³)	2.67
Volumen neto (m³)	3536.01



Resumen 0+300.00	
Área de corte (m²)	4.97
Área de relleno (m²)	0.15
Vol. de corte (m³)	116.18
Vol. de relleno (m³)	1.46
Vol. de corte acum. (m³)	3816.26
Vol. de relleno acum. (m³)	4.13
Volumen neto (m³)	3812.13

ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO



SECCIONES TRANSVERSALES

0 m 2.50 m 7.50 m 15.0 m

ESCALA 1:250

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

PROYECTO:

DISÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:

SECCIONES TRANSVERSALES

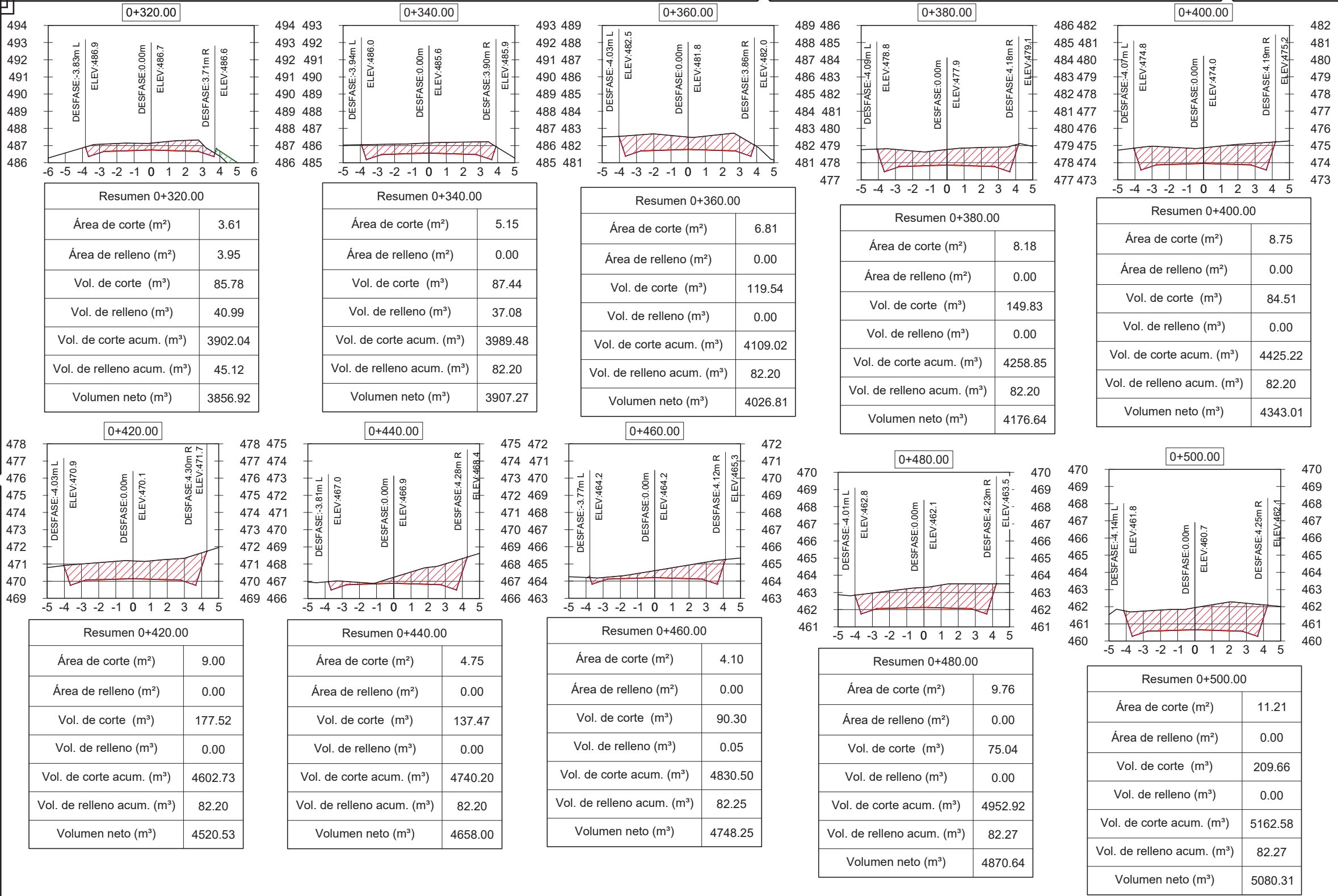


ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

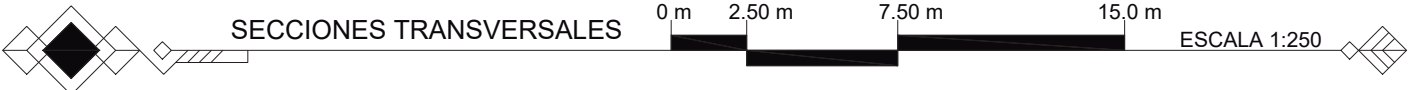
12

29



ÁREA DE CORTE

ÁREA DE RELLENO



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



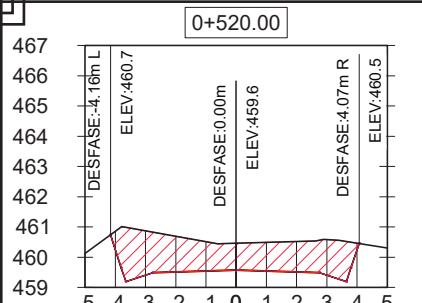
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
SECCIONES TRANSVERSALES

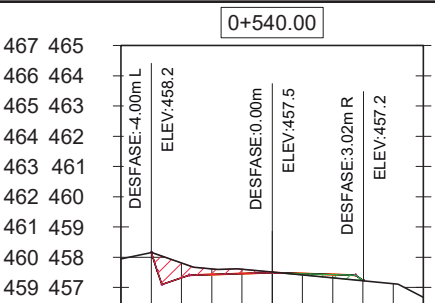
CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	H O J A	13
DISEÑO: EMERSON SINTUJ		
DIBUJO: EMERSON SINTUJ		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: AGOSTO, 2022	29	

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

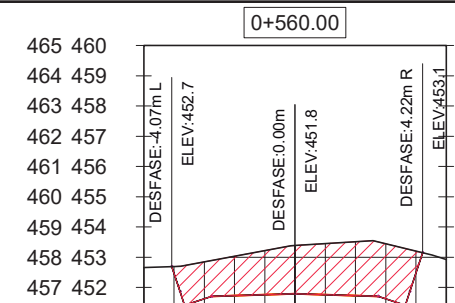
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



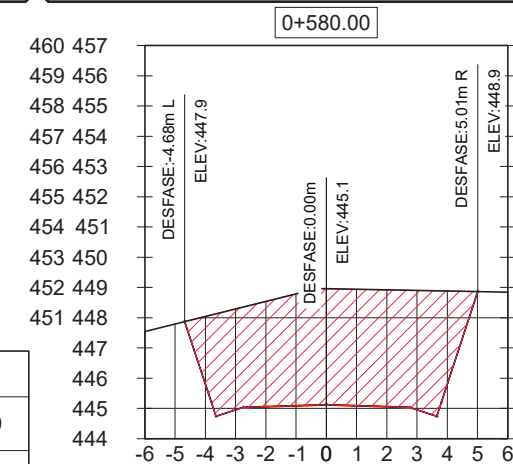
Resumen 0+520.00	
Área de corte (m²)	8.85
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	90.64
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	5355.31
Vol. de relleno acum. (m³)	82.27
Volumen neto (m³)	5273.04



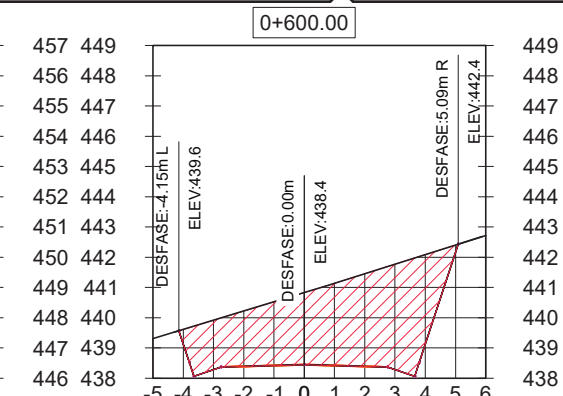
Resumen 0+540.00	
Área de corte (m²)	1.17
Área de relleno (m²)	0.20
Vol. de corte (m³)	100.20
Vol. de relleno (m³)	2.02
Vol. de corte acum. (m³)	5455.51
Vol. de relleno acum. (m³)	84.29
Volumen neto (m³)	5371.22



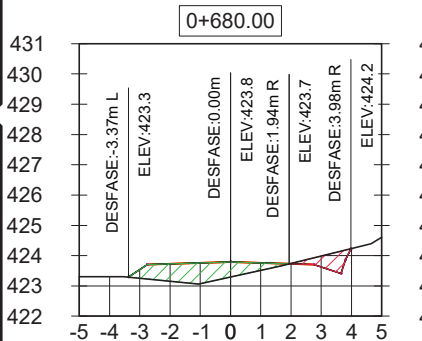
Resumen 0+560.00	
Área de corte (m²)	12.19
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	73.27
Vol. de relleno (m³)	0.05
Vol. de corte acum. (m³)	5545.72
Vol. de relleno acum. (m³)	85.47
Volumen neto (m³)	5460.24



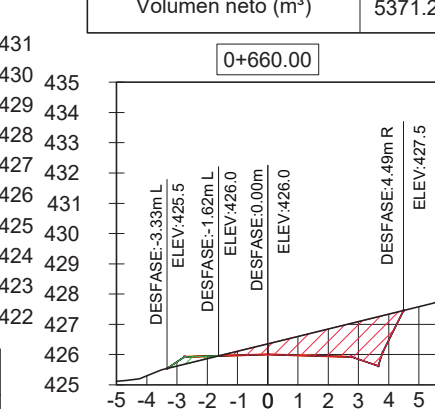
Resumen 0+580.00	
Área de corte (m²)	31.74
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	440.25
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	5985.97
Vol. de relleno acum. (m³)	85.47
Volumen neto (m³)	5900.50



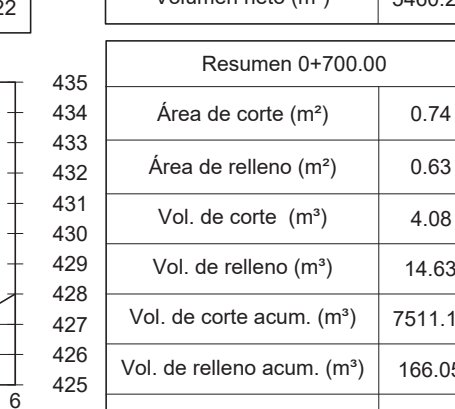
Resumen 0+600.00	
Área de corte (m²)	21.31
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	221.30
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	6485.73
Vol. de relleno acum. (m³)	85.47
Volumen neto (m³)	6400.26



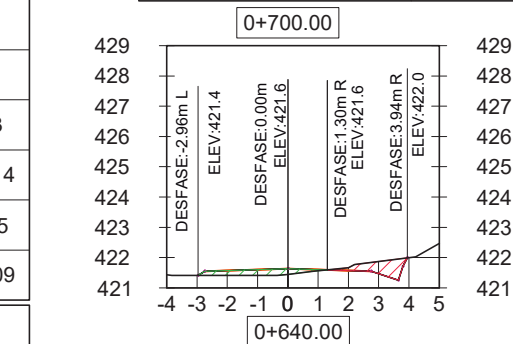
Resumen 0+680.00	
Área de corte (m²)	0.63
Área de relleno (m²)	2.24
Vol. de corte (m³)	47.73
Vol. de relleno (m³)	24.45
Vol. de corte acum. (m³)	7503.77
Vol. de relleno acum. (m³)	128.72
Volumen neto (m³)	7375.05



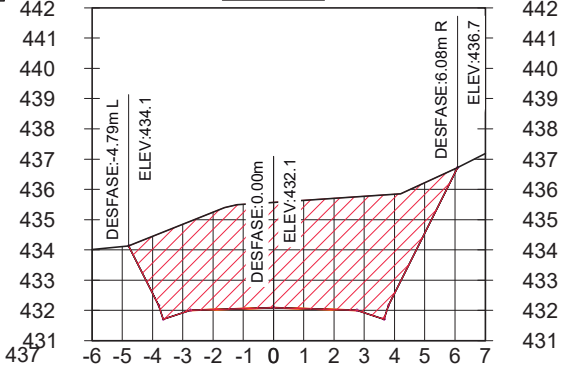
Resumen 0+660.00	
Área de corte (m²)	4.14
Área de relleno (m²)	0.21
Vol. de corte (m³)	97.53
Vol. de relleno (m³)	13.05
Vol. de corte acum. (m³)	7456.04
Vol. de relleno acum. (m³)	104.27
Volumen neto (m³)	7351.77



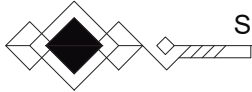
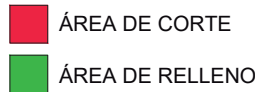
Resumen 0+700.00	
Área de corte (m²)	0.74
Área de relleno (m²)	0.63
Vol. de corte (m³)	4.08
Vol. de relleno (m³)	14.63
Vol. de corte acum. (m³)	7511.14
Vol. de relleno acum. (m³)	166.05
Volumen neto (m³)	7345.09



Resumen 0+640.00	
Área de corte (m²)	5.61
Área de relleno (m²)	1.10
Vol. de corte (m³)	57.32
Vol. de relleno (m³)	5.74
Vol. de corte acum. (m³)	7358.51
Vol. de relleno acum. (m³)	91.22
Volumen neto (m³)	7267.29



Resumen 0+620.00	
Área de corte (m²)	31.42
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	341.61
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	7118.18
Vol. de relleno acum. (m³)	85.47
Volumen neto (m³)	7032.71



SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA 1:250

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

PROYECTO:

DISENO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERIO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

H O J A

14

29

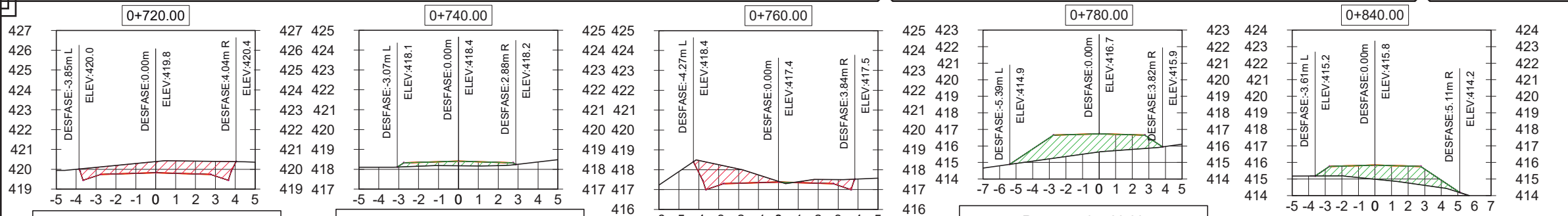
CONTENIDO:

SECCIONES TRANSVERSALES



ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



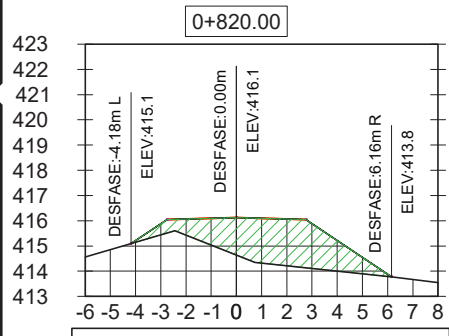
Resumen 0+720.00	
Área de corte (m²)	4.39
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	51.54
Vol. de relleno (m³)	6.27
Vol. de corte acum. (m³)	7562.68
Vol. de relleno acum. (m³)	172.32
Volumen neto (m³)	7390.36

Resumen 0+740.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	1.10
Vol. de corte (m³)	43.86
Vol. de relleno (m³)	10.96
Vol. de corte acum. (m³)	7606.54
Vol. de relleno acum. (m³)	183.28
Volumen neto (m³)	7423.26

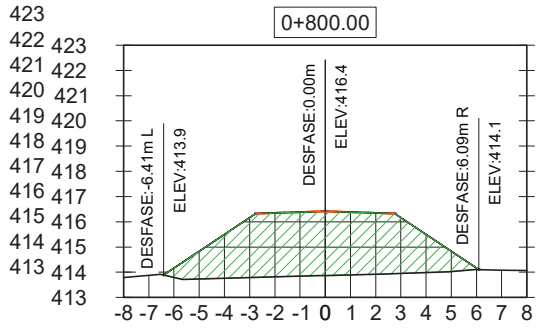
Resumen 0+760.00	
Área de corte (m²)	3.50
Área de relleno (m²)	0.02
Vol. de corte (m³)	34.97
Vol. de relleno (m³)	11.19
Vol. de corte acum. (m³)	7641.51
Vol. de relleno acum. (m³)	194.47
Volumen neto (m³)	7447.04

Resumen 0+780.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	8.29
Vol. de corte (m³)	34.97
Vol. de relleno (m³)	83.10
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	277.57
Volumen neto (m³)	7398.91

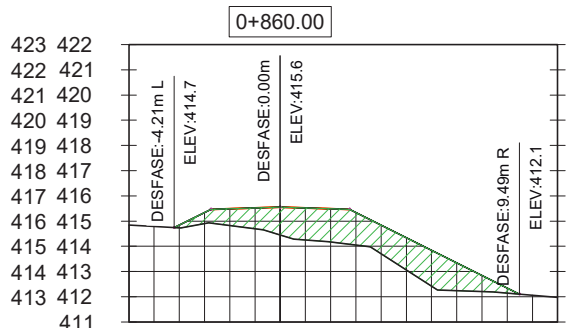
Resumen 0+840.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	5.97
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	169.89
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	1088.18
Volumen neto (m³)	6588.30



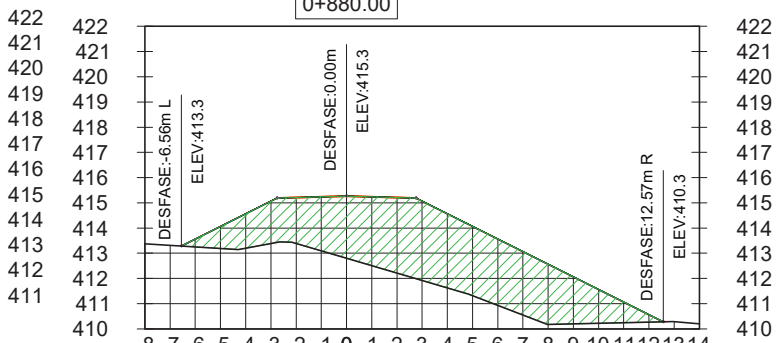
Resumen 0+820.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	11.02
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	337.17
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	918.28
Volumen neto (m³)	6758.20



Resumen 0+800.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	22.70
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	188.25
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	581.11
Volumen neto (m³)	7095.37



Resumen 0+860.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	12.80
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	117.02
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	1293.82
Volumen neto (m³)	6382.66



Resumen 0+880.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	36.98
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	497.73
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	1791.55
Volumen neto (m³)	5884.93

ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO



SECCIONES TRANSVERSALES



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA



CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

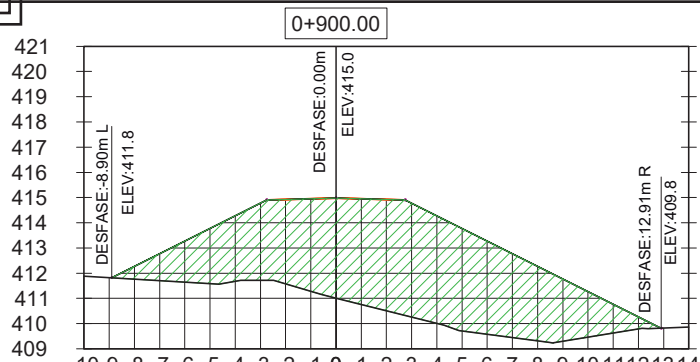
H O J A

15

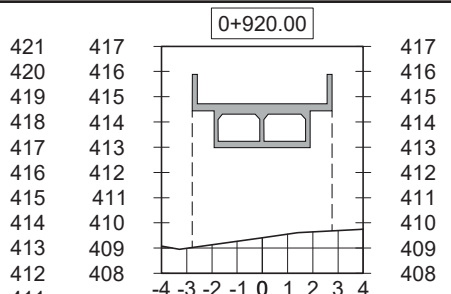
29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

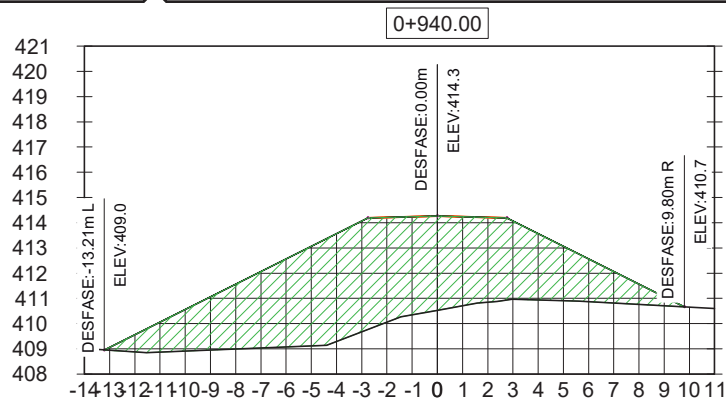
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



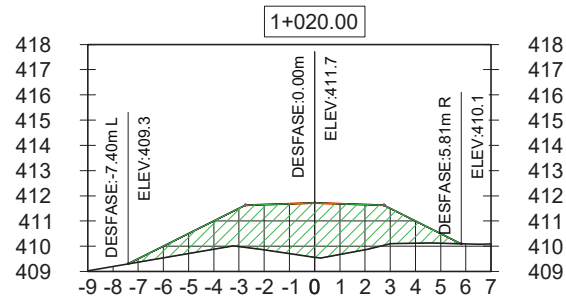
Resumen 0+900.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	59.38
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	963.53
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	2755.08
Volumen neto (m³)	4921.40



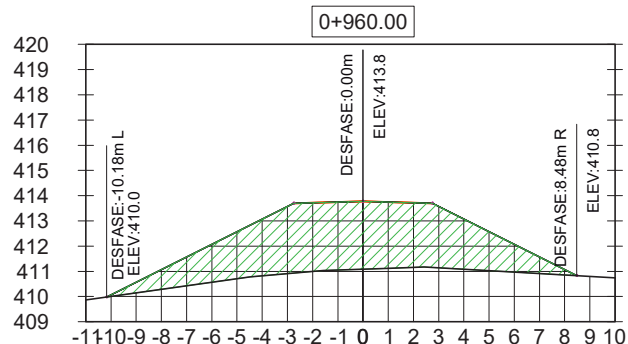
Resumen 0+920.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	0.00
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	3624.36
Volumen neto (m³)	4052.12



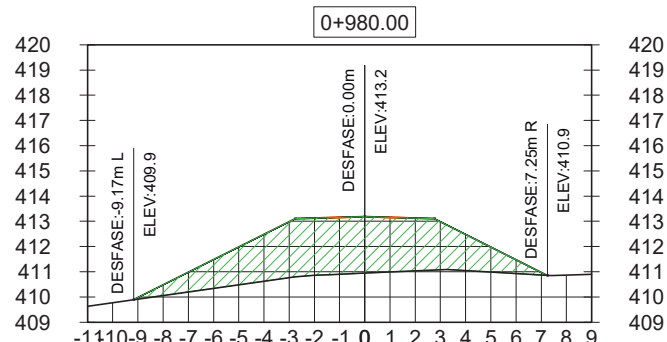
Resumen 0+940.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	58.16
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	868.21
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	4492.57
Volumen neto (m³)	3183.91



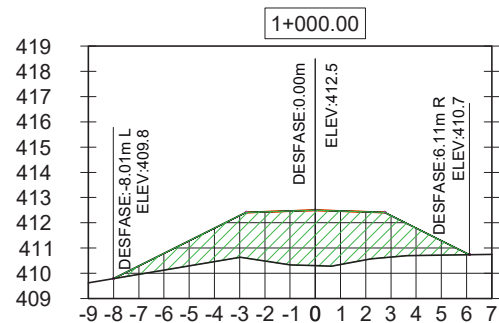
Resumen 1+020.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	16.42
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	354.06
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	6736.01
Volumen neto (m³)	940.47



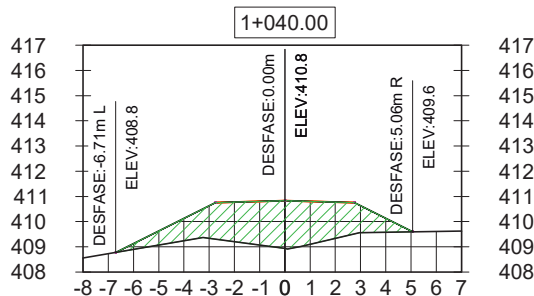
Resumen 0+960.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	31.85
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	375.66
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	5396.87
Volumen neto (m³)	2279.61



Resumen 0+980.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	23.96
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	558.02
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	5954.89
Volumen neto (m³)	1721.59



Resumen 1+000.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	18.75
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	427.06
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	6381.95
Volumen neto (m³)	1294.53



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"

PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

H O J A

16

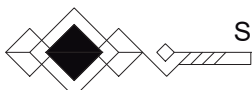
29

CONTENIDO:
SECCIONES TRANSVERSALES

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

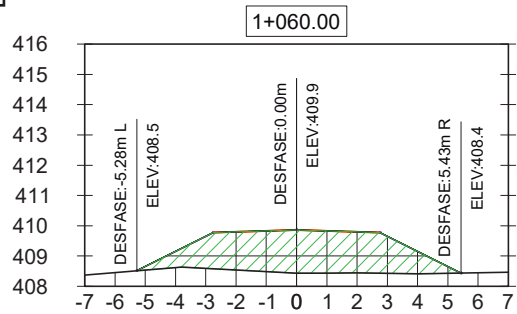
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO

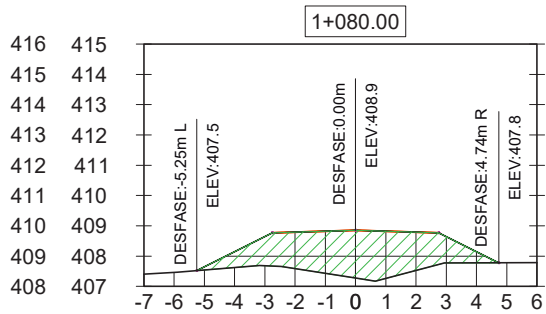


SECCIONES TRANSVERSALES

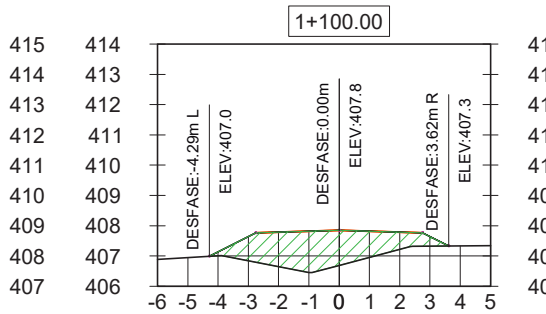




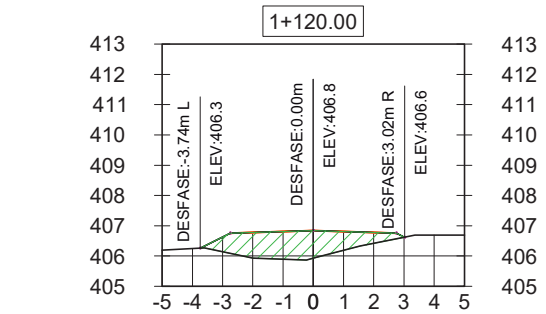
Resumen 1+060.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	10.66
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	100.36
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	7241.87
Volumen neto (m³)	434.62



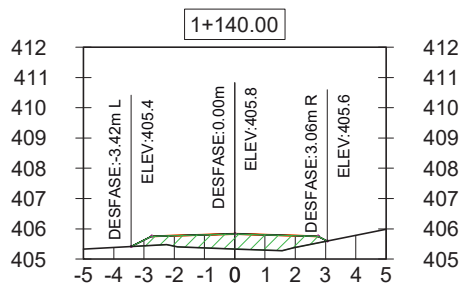
Resumen 1+080.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	9.86
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	205.16
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	7447.03
Volumen neto (m³)	229.45



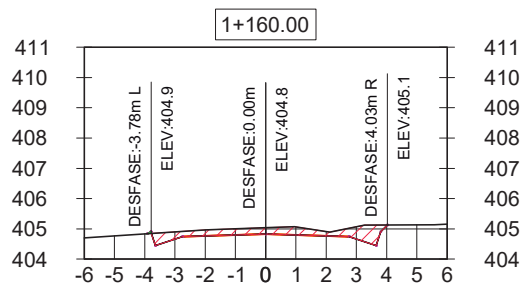
Resumen 1+100.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	6.27
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	161.29
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	7608.32
Volumen neto (m³)	68.16



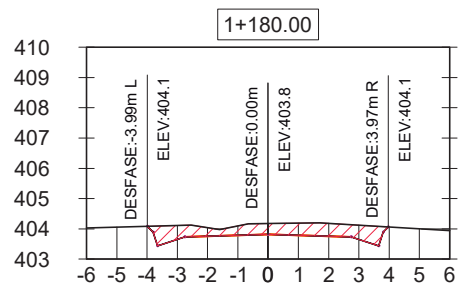
Resumen 1+120.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	4.18
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	103.84
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	7712.16
Volumen neto (m³)	-35.68



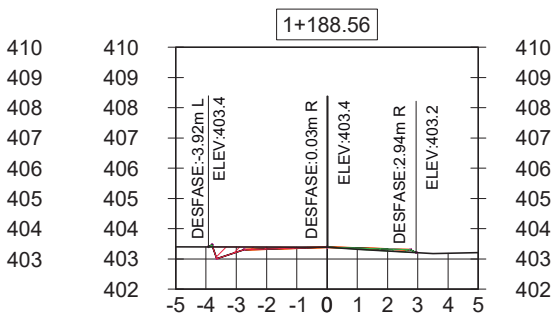
Resumen 1+140.00	
Área de corte (m²)	0.00
Área de relleno (m²)	2.43
Vol. de corte (m³)	0.00
Vol. de relleno (m³)	66.14
Vol. de corte acum. (m³)	7676.48
Vol. de relleno acum. (m³)	7778.30
Volumen neto (m³)	-101.82



Resumen 1+160.00	
Área de corte (m²)	1.99
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	19.86
Vol. de relleno (m³)	24.33
Vol. de corte acum. (m³)	7696.34
Vol. de relleno acum. (m³)	7802.63
Volumen neto (m³)	-106.29

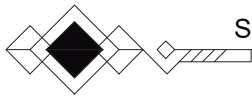


Resumen 1+180.00	
Área de corte (m²)	3.07
Área de relleno (m²)	0.00
Vol. de corte (m³)	50.56
Vol. de relleno (m³)	0.03
Vol. de corte acum. (m³)	7746.90
Vol. de relleno acum. (m³)	7802.66
Volumen neto (m³)	-55.76



Resumen 1+188.56	
Área de corte (m²)	0.37
Área de relleno (m²)	0.13
Vol. de corte (m³)	14.72
Vol. de relleno (m³)	0.55
Vol. de corte acum. (m³)	7761.63
Vol. de relleno acum. (m³)	7803.21
Volumen neto (m³)	-41.58

ÁREA DE CORTE
ÁREA DE RELLENO



SECCIONES TRANSVERSALES



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

PROYECTO:

DISÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

FECHA: AGOSTO, 2022

H O J A

17

29

CONTENIDO:

SECCIONES TRANSVERSALES



ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

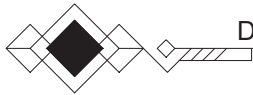
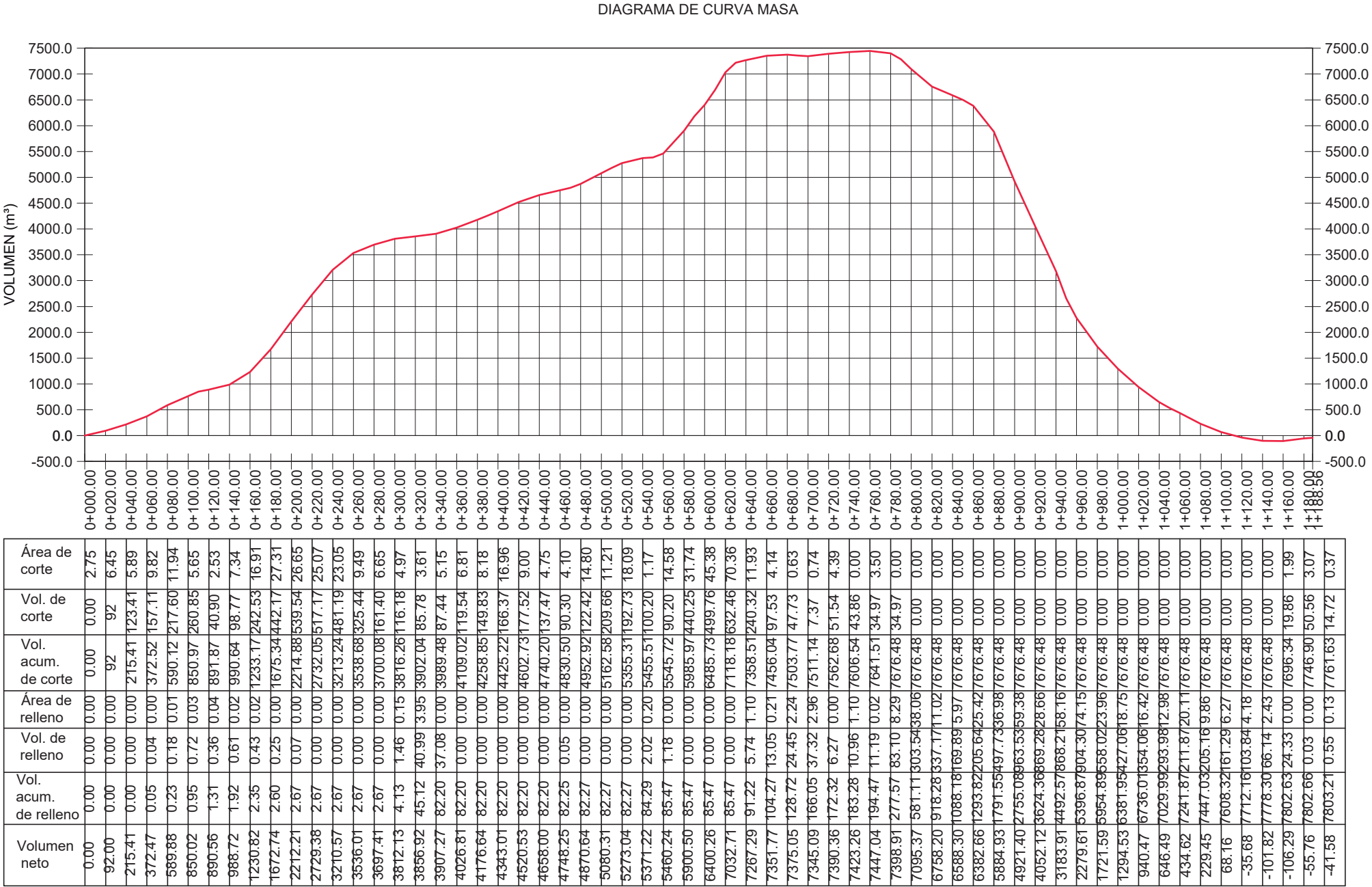


DIAGRAMA DE CURVA MASA
EST. 0+000.00 - EST. 1+188.56

ESCALA HORIZONTAL 1:5,000
ESCALA VERTICAL 1:100,000



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

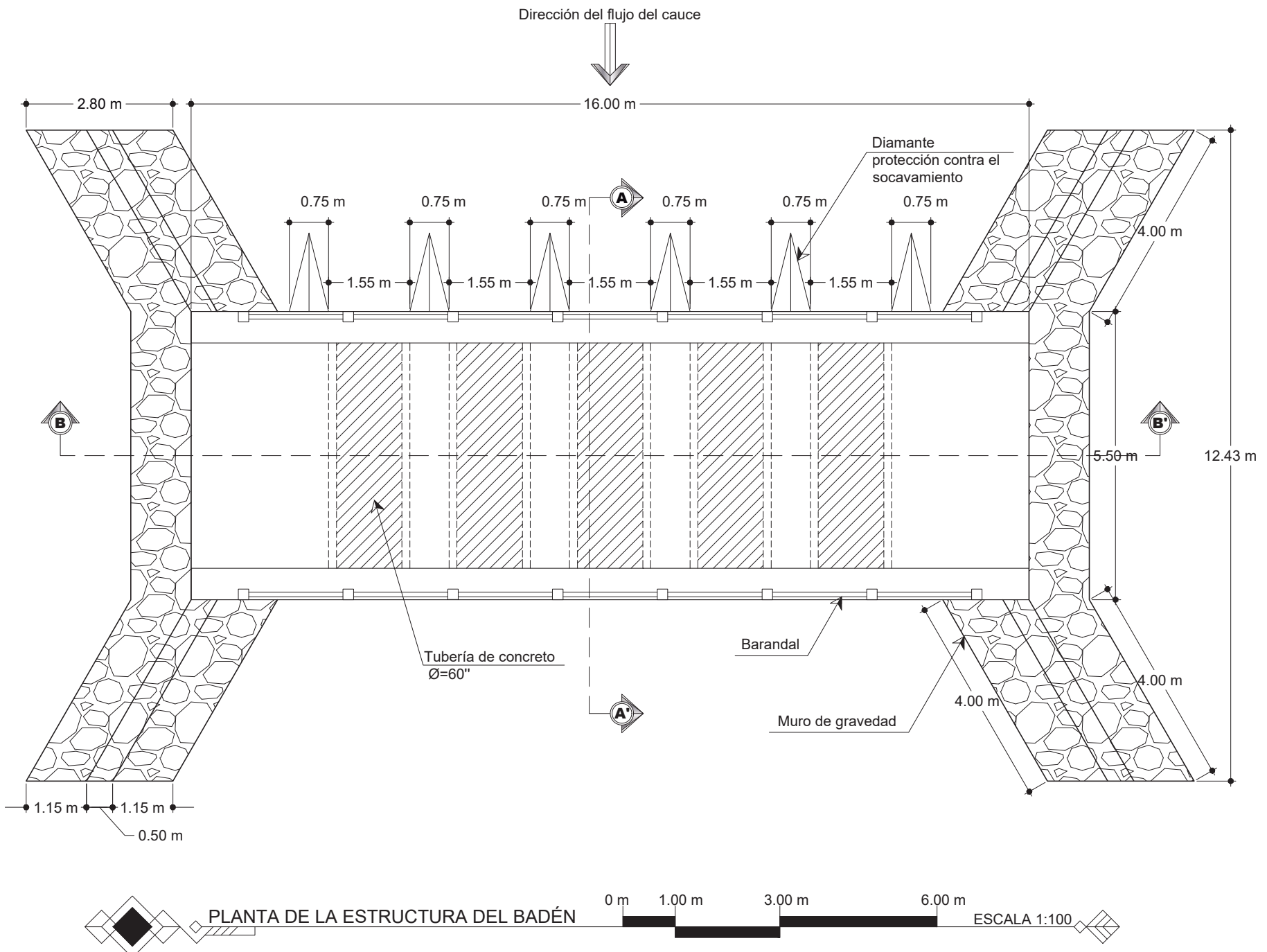


PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUEMULA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
18
29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



PLANTA DE LA ESTRUCTURA DEL BADÉN

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



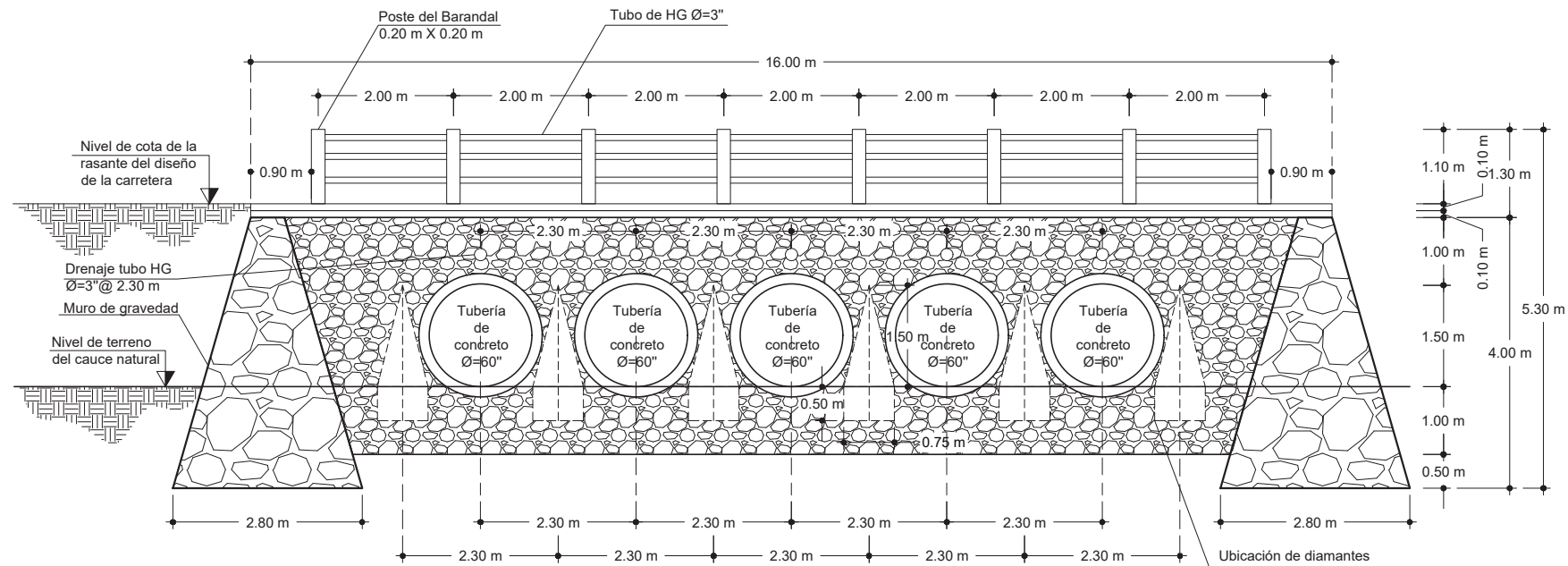
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUMULA

CONTENIDO:
PLANTA DE LA ESTRUCTURA DEL BADÉN

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
19 29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

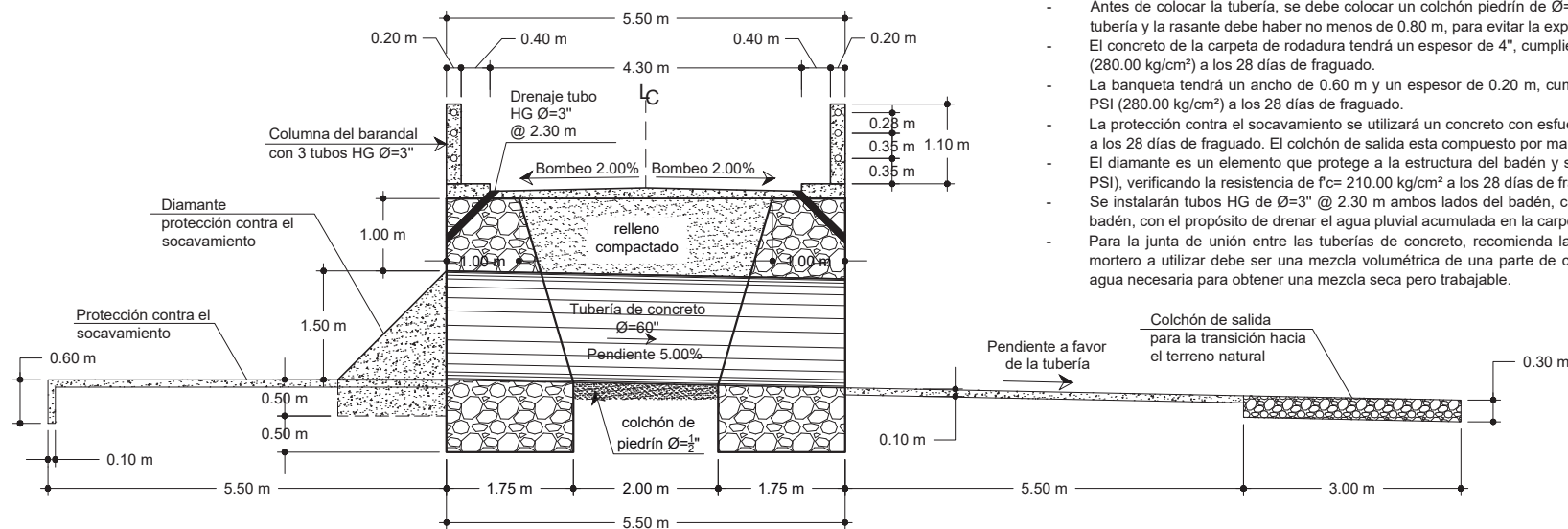


CORTE LONGITUDINAL B-B' DEL BADÉN



Nota:

- La estructura del badén será concreto ciclópeo, una combinación estructural (40.00%) y piedra grande de tamaño no mayor a 30.00 cm (60.00%).
- Antes de colocar la tubería, se debe colocar un colchón de piedrín de $\varnothing=1/2$ ", para crear una base rígida. Entre la tubería y la rasante debe haber no menos de 0.80 m, para evitar la exposición.
- El concreto de la carpeta de rodadura tendrá un espesor de 4", cumpliendo con una resistencia de $f'c=4000.00$ PSI (280.00 kg/cm²) a los 28 días de fraguado.
- La banqueta tendrá un ancho de 0.60 m y un espesor de 0.20 m, cumpliendo con una resistencia de $f'c=4000.00$ PSI (280.00 kg/cm²) a los 28 días de fraguado.
- La protección contra el socavamiento se utilizará un concreto con esfuerzo de ruptura a compresión de 210 kg/cm² a los 28 días de fraguado. El colchón de salida esta compuesto por mampostería de piedra.
- El diamante es un elemento que protege a la estructura del badén y será fundido por concreto clase 21 (3000.00 PSI), verificando la resistencia de $f'c=210.00$ kg/cm² a los 28 días de fraguado.
- Se instalarán tubos HG de $\varnothing=3"$ @ 2.30 m ambos lados del badén, como se visualiza en el corte longitudinal del badén, con el propósito de drenar el agua pluvial acumulada en la carpeta de rodadura.
- Para la junta de unión entre las tuberías de concreto, recomienda la DGC según sección 601.07, inciso "b", el mortero a utilizar debe ser una mezcla volumétrica de una parte de cemento y tres partes de arena (1:3), con el agua necesaria para obtener una mezcla seca pero trabajable.



CORTE TRANSVERSAL A-A' DEL BADÉN



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"

PROYECTO:

DISENO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERIO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUEMULA



CONTENIDO:

CORTE TRANSVERSAL A-A' DEL BADÉN
CORTE LONGITUDINAL B-B' DEL BADÉN

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ

DISEÑO: EMERSON SINTUJ

DIBUJO: EMERSON SINTUJ

ESCALA: INDICADA

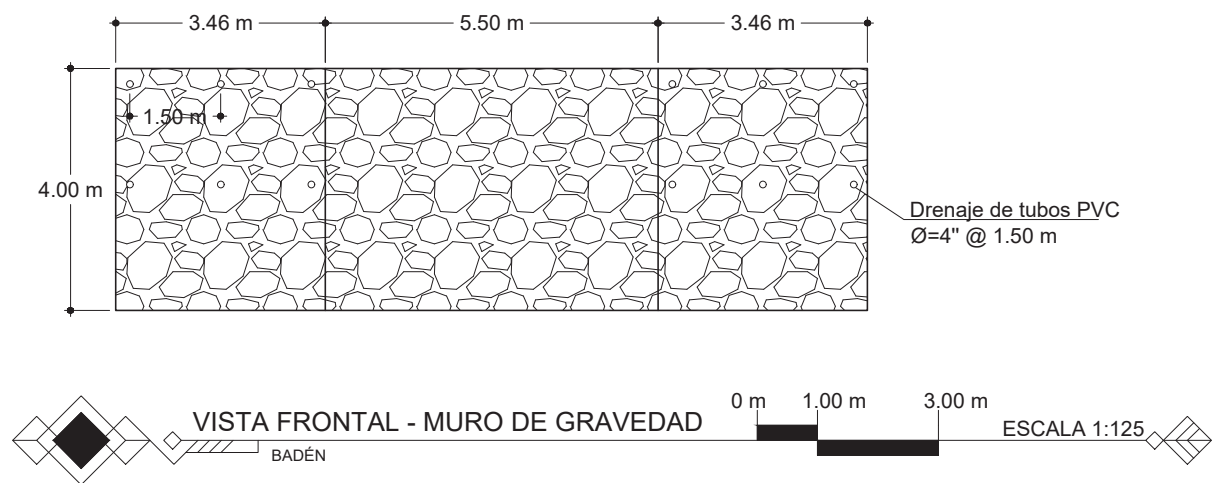
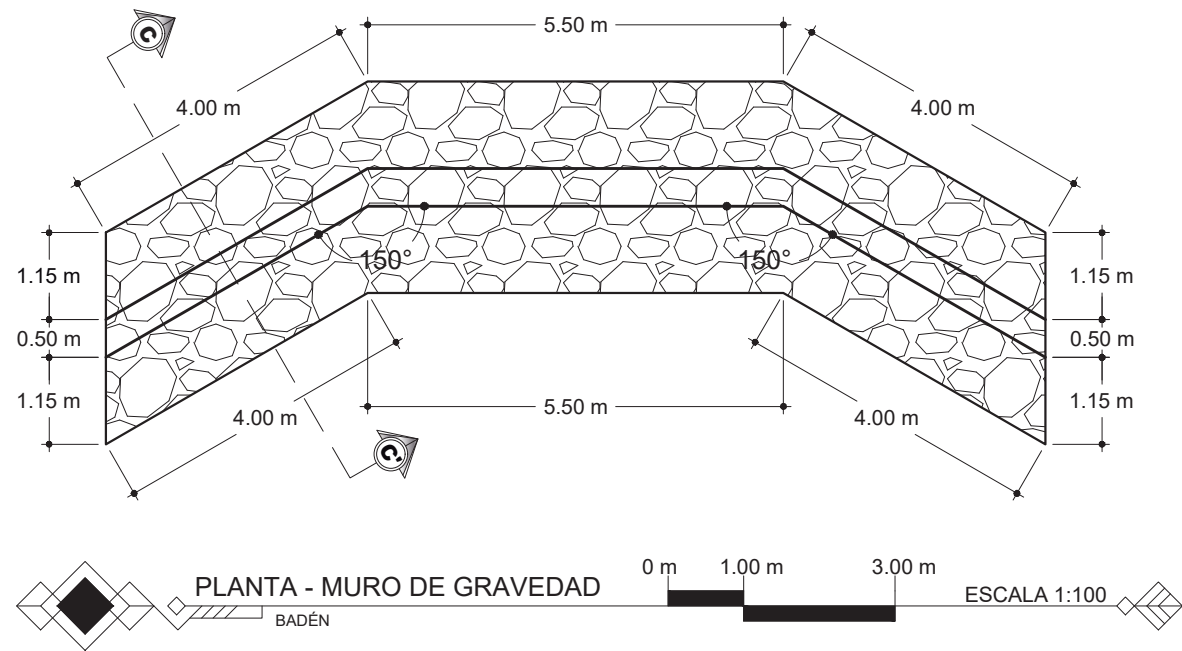
FECHA: AGOSTO, 2022

H O J A

20 29

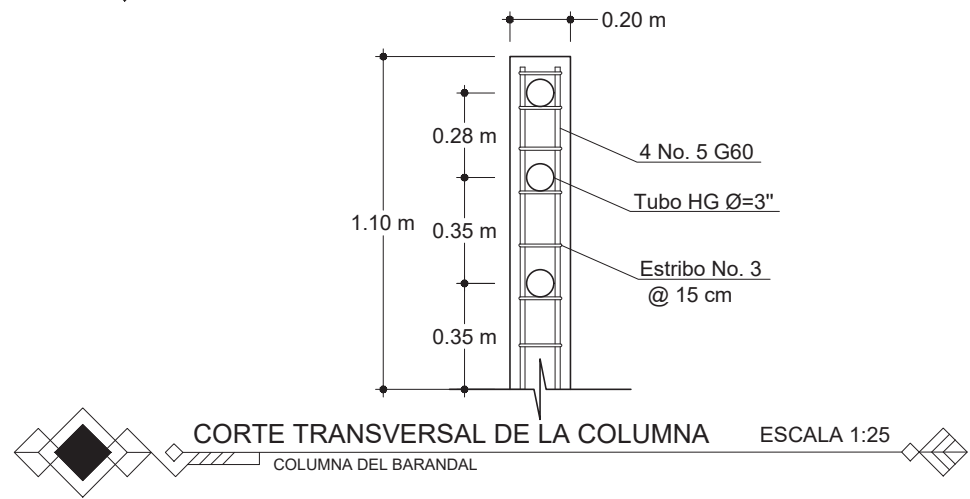
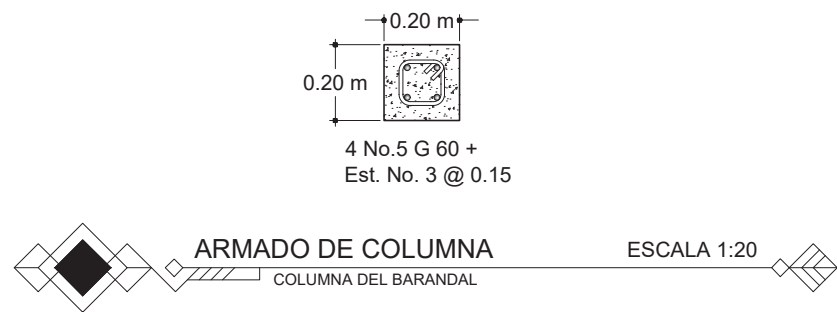
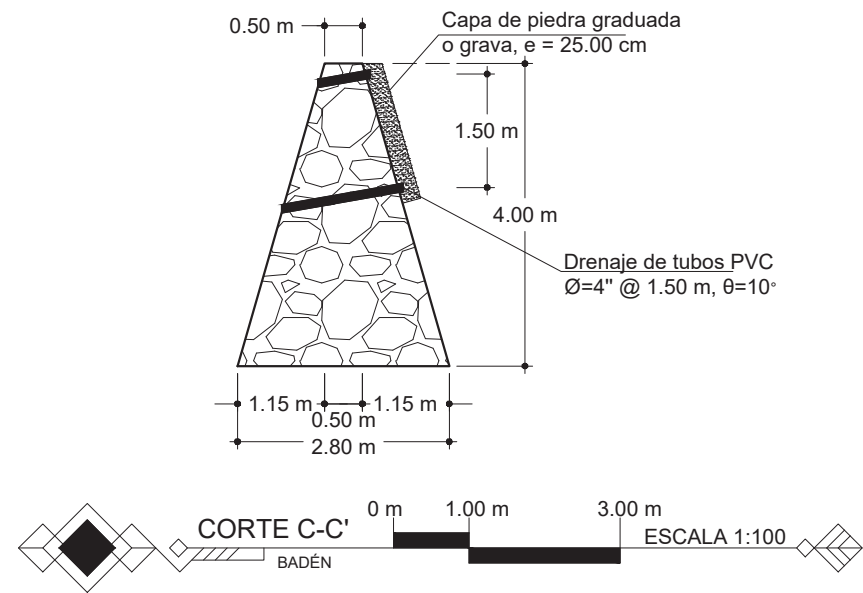
ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



Nota:

- Se instalarán tubos PVC de Ø=3", con el propósito de drenar el agua pluvial acumulada en partes posteriores de la subestructura, se distribuirán a una distancia de 1.50 m como se visualiza en plano y con un ángulo de inclinación de $\theta=10^\circ$. Además, se colocará una capa de grava con un espesor de 0.25 m, para permitir una mejor permeabilización.
- El barandal esta compuesto por columnas de concreto armado, utilizando varillas de acero No.5 grado 60 como refuerzo principal y estribos No.3 @ 0.15 m, a lo largo del elemento. El concreto debe tener una resistencia a la compresión de 280.00 kg/cm² a los 28 días de fraguado. Como protección se instalarán tres tubos HG de Ø=3" a lo largo del trayecto de las columnas en ambos costados del badén.



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

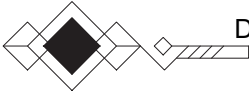
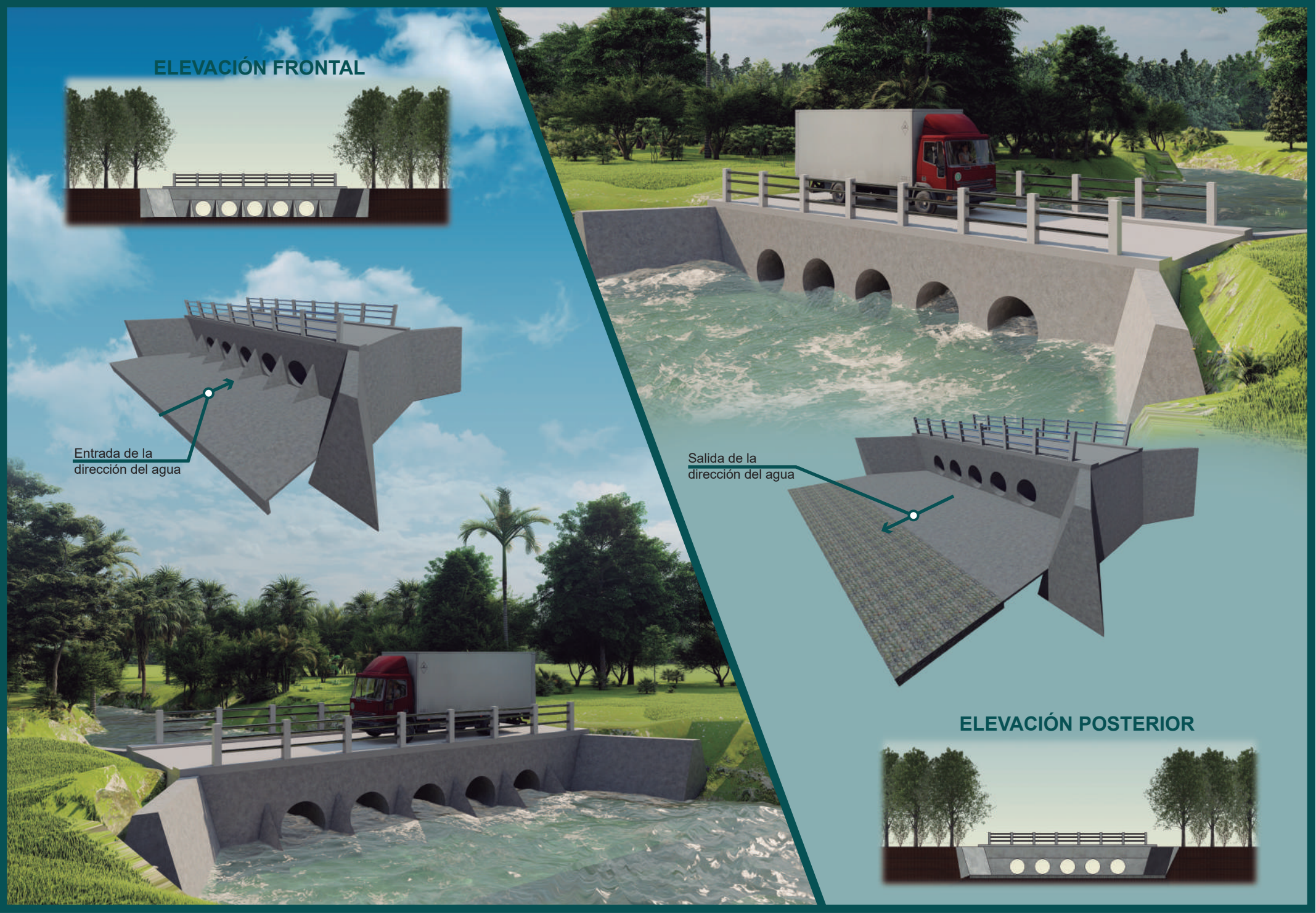
ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	
DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: AGOSTO, 2022	
H O J A	
21	29

PROYECTO: DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIMULULA	CONTENIDO: PLANTA, VISTA FRONTAL Y CORTE C-C' DEL MURO DE GRAVEDAD ARMADO DE LA COLUMNA CORTE TRANSVERSAL DE LA COLUMNA
--	--





DISEÑO 3D - BADÉN

SIN ESCALA



CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



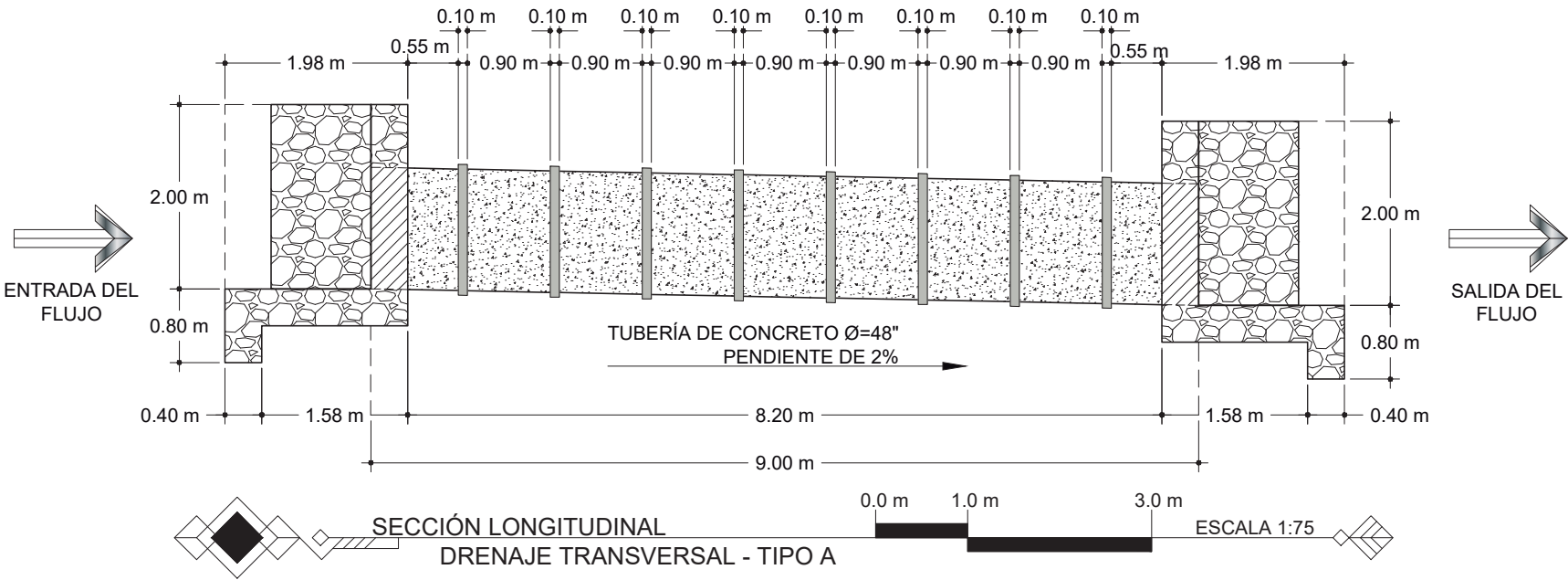
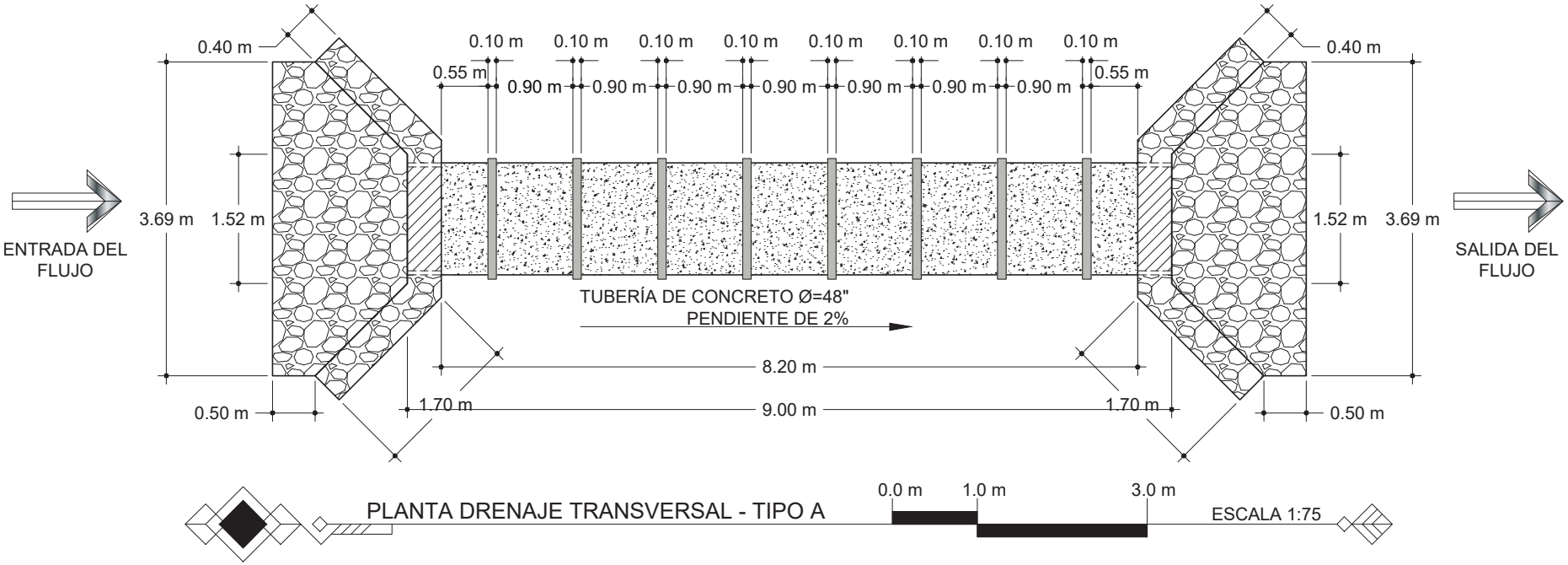
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
DISEÑO 3D - BADÉN

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
22 / 29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



- Nota:
- El concreto ciclópeo para la construcción de cabezales de salida y cajas receptoras de agua pluvial, con una proporción 60% de piedra bola de canto rodado con un diámetro no mayor a 30.00 cm, de buena calidad, libre de segregaciones, fracturas, grietas u otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia y 40% de concreto con una proporción 1:2:3 (cemento-arena-piedrín).
 - Tubo de concreto de alta calidad bajo normas ASTM C76 Clase II ó III, ASTM C 14, de un diámetro de interior 48". Se instalarán con una pendiente de 2%, siguiendo la dirección como se indican en planos.
 - El mortero de unión para los tubos de concreto se utilizará una relación 1:2

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

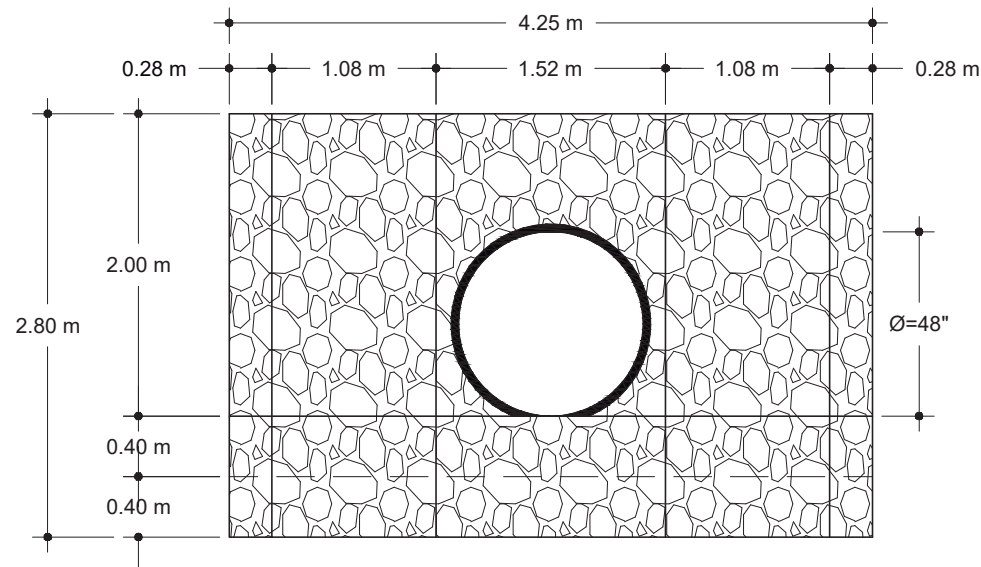
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	23	29
DISEÑO: EMERSON SINTUJ		
DIBUJO: EMERSON SINTUJ		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: AGOSTO, 2022		
H O J A		

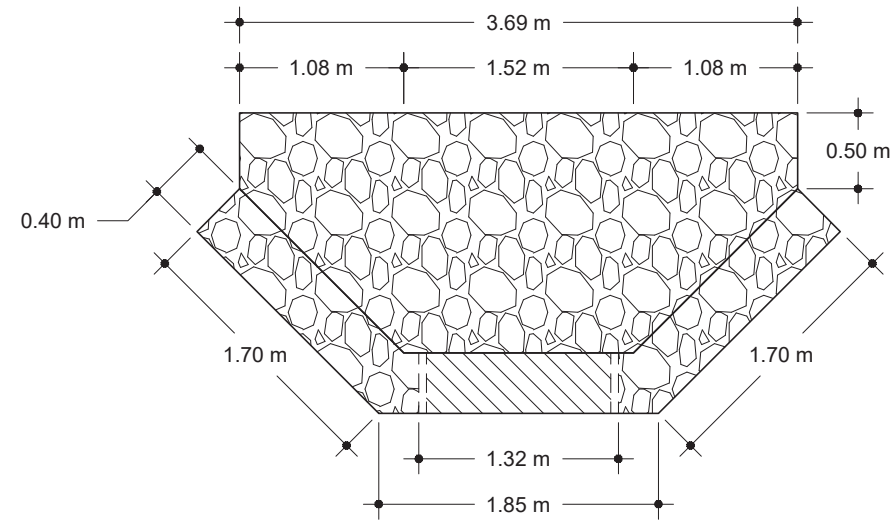
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO A

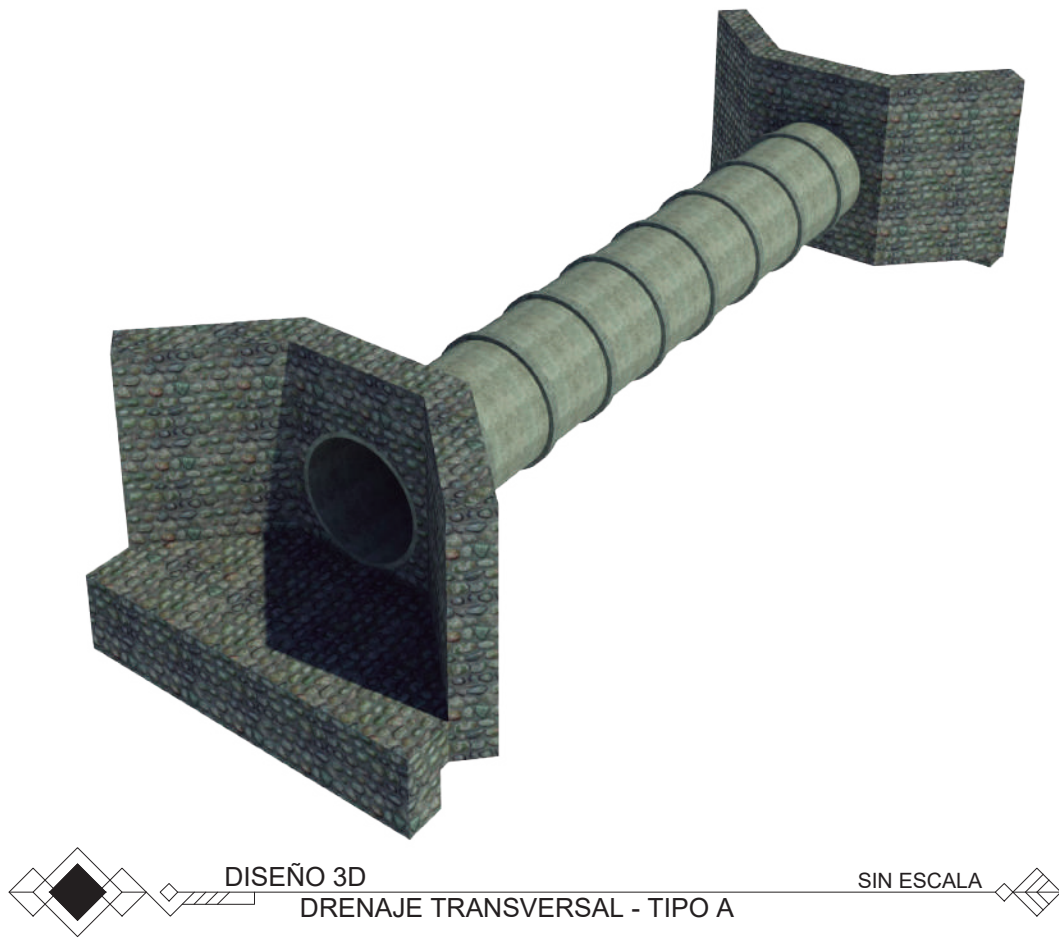




VISTA FRONTAL DEL CABEZAL
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO A



VISTA SUPERIOR DEL CABEZAL
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO A



DISEÑO 3D
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO A

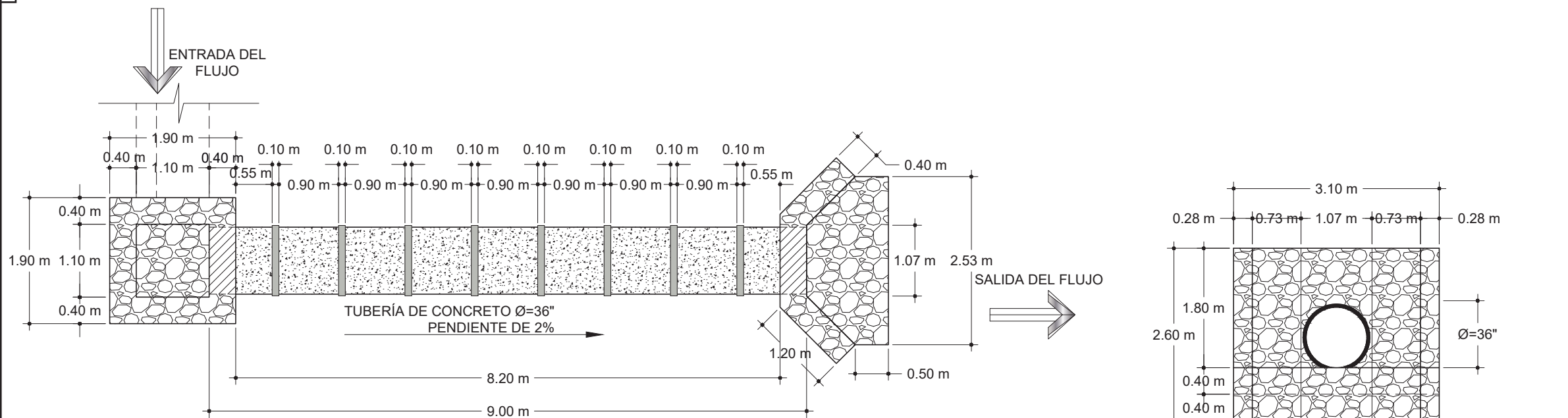
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

PROYECTO: DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUEMULA	CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	CONTENIDO: DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO A
	DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
	DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
	ESCALA: INDICADA	
	FECHA: AGOSTO, 2022	
	H O J A	24 / 29



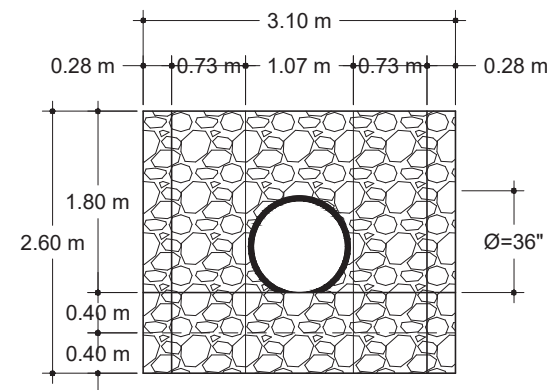
ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



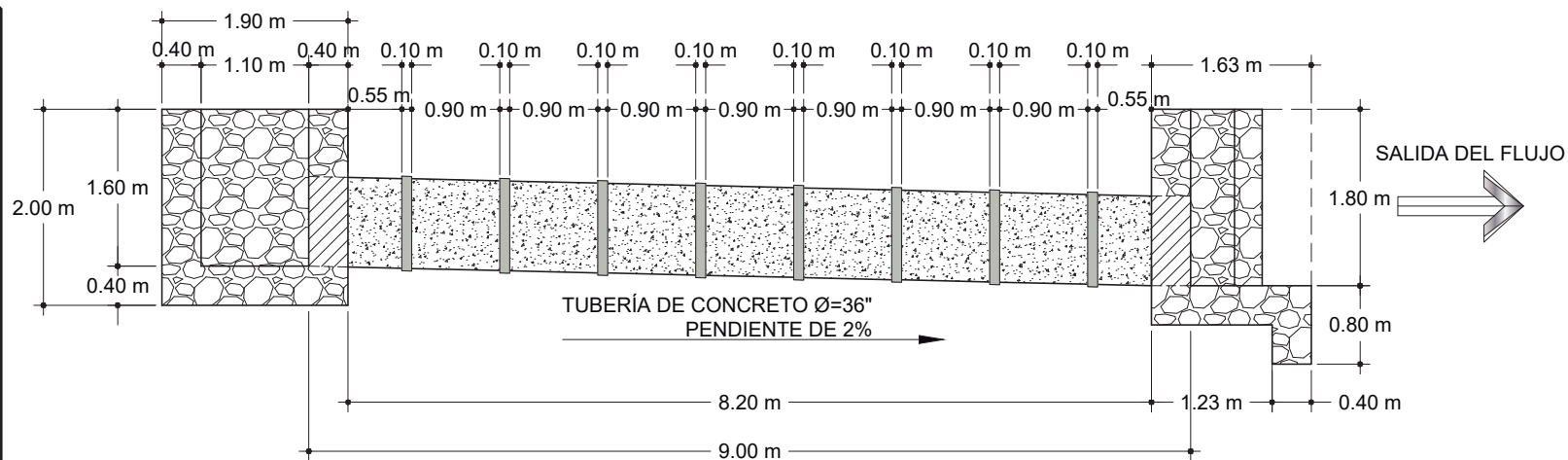
PLANTA DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B

ESCALA 1:75



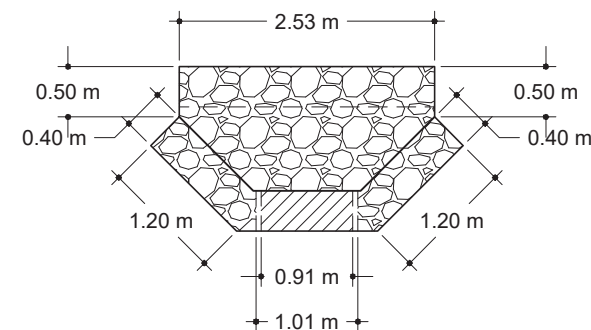
VISTA FRONTAL DEL CABEZAL
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B

ESCALA 1:50



SECCIÓN LONGITUDINAL
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B

ESCALA 1:75



VISTA SUPERIOR DEL CABEZAL
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B

ESCALA 1:50

Nota:

- El concreto ciclópeo para la construcción de cabezales de salida y cajas receptoras de agua pluvial, con una proporción 60% de piedra bola de canto rodado con un diámetro no mayor a 30.00 cm, de buena calidad, libre de segregaciones, fracturas, grietas u otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia y 40% de concreto con una proporción 1:2:3 (cemento-arena-piedrín).
- Tubo de concreto de alta calidad bajo normas ASTM C76 Clase II ó III, ASTM C 14, de un diámetro de interior 36". Se instalarán con una pendiente de 2%, siguiendo la dirección como se indican en planos.
- El mortero de unión para los tubos de concreto se utilizará una relación 1:2

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"

PROYECTO: DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORÉS, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIMULULA	CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	CONTENIDO: DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B
	DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
	DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
	ESCALA: INDICADA	
	FECHA: AGOSTO, 2022	
	H O J A	25
		29



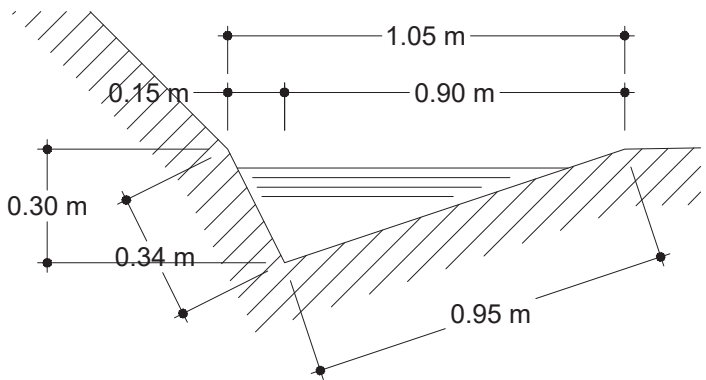
ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



DISEÑO 3D
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B

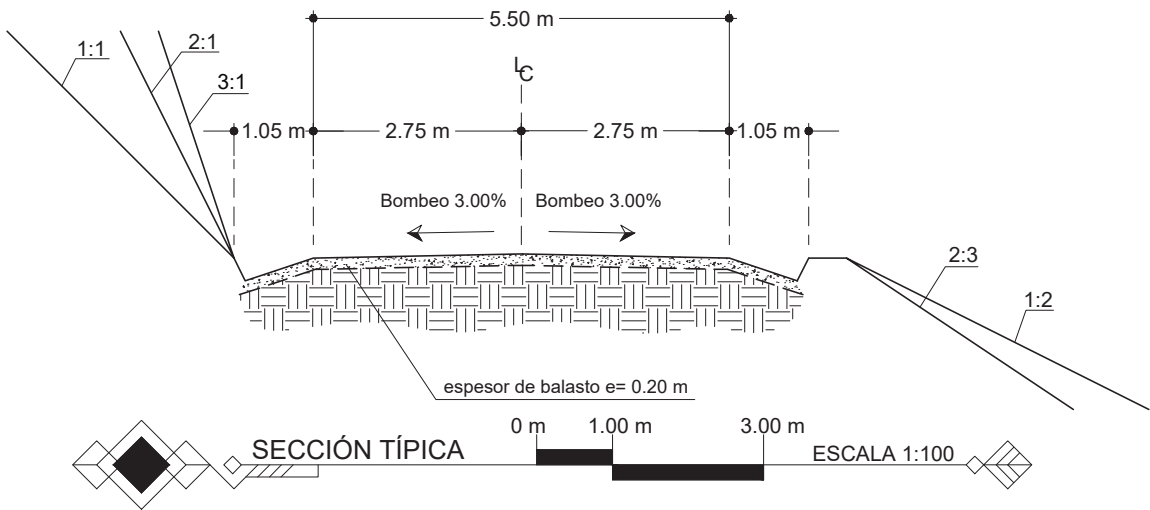
SIN ESCALA



DIMENSIONES DE LA CUNETETA TIPO "L"

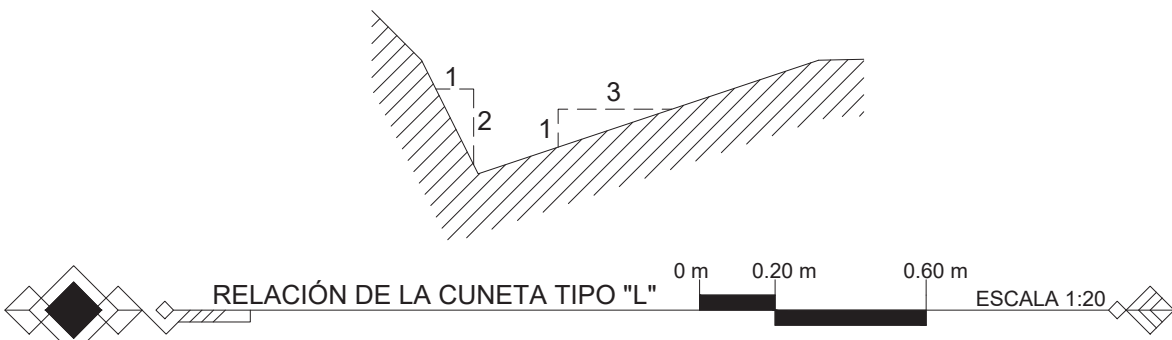
0 m 0.20 m 0.60 m

ESCALA 1:20



SECCIÓN TÍPICA

ESCALA 1:100



RELACIÓN DE LA CUNETETA TIPO "L"

ESCALA 1:20

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"



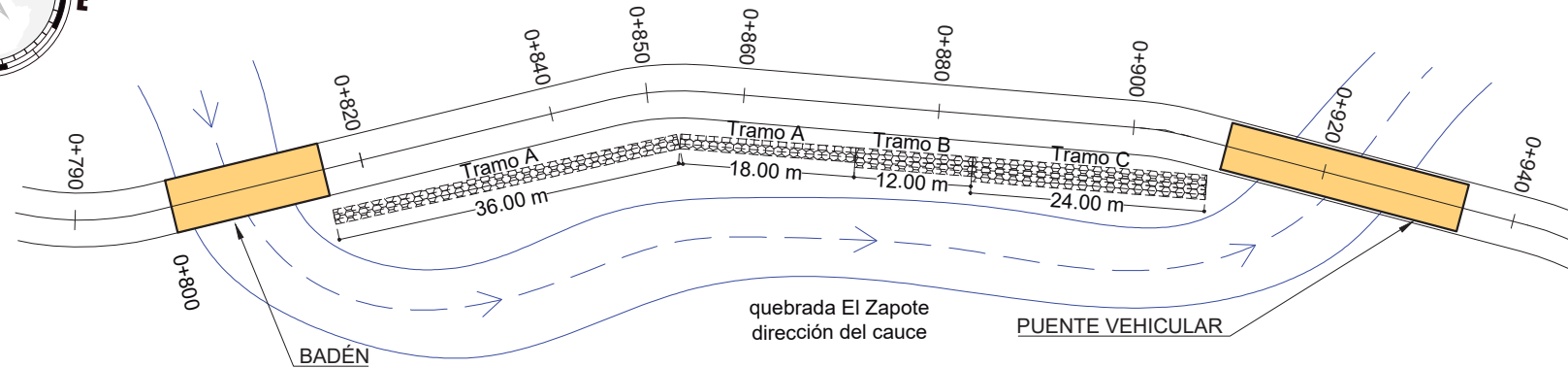
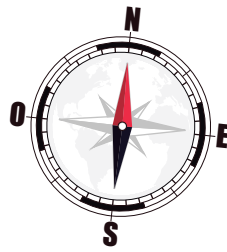
PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
DRENAJE TRANSVERSAL - TIPO B
SECCIÓN TÍPICA
DISEÑO DE CUNETETA

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
26 29

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

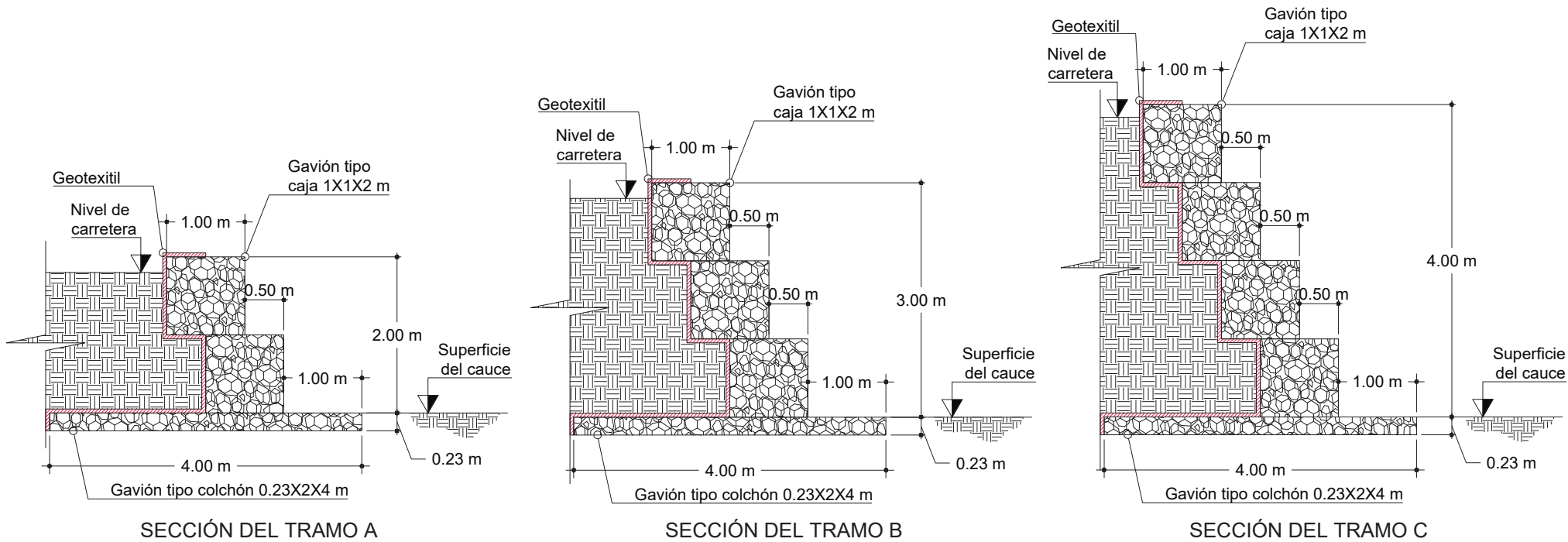
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



Nota: El muro de gaviones, se divide en 3 tramos diferentes, ya que la altura del nivel del cauce al de la carretera va aumentando conforme se avanza en las progresivas de la apertura del tramo carretero.

DATOS			
TRAMO	LONGITUD (M)	No. DE GAVIONES TIPO CAJA	No. DE GAVIONES TIPO COLCHÓN
A	54.00	54	27
B	12.00	18	6
C	24.00	48	12
TOTAL		120	45

PLANTA - MURO DE GAVIONES
PROTECCIÓN DE CARRETERA, EXPUESTA AL CAUCE
ESCALA 1:750



SECCIONES - MURO DE GAVIONES
PROTECCIÓN DE CARRETERA, EXPUESTA AL CAUCE
ESCALA 1:75

PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUEMULA

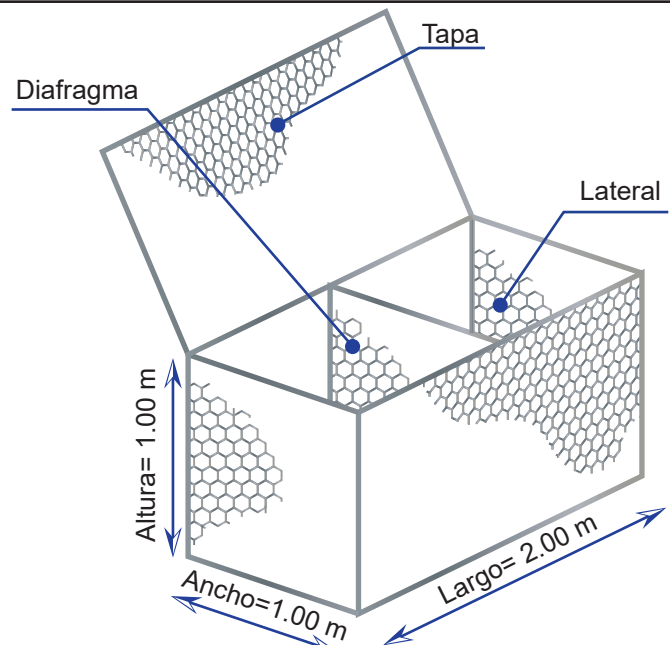
CONTENIDO:
PLANTA - MURO DE GAVIONES
SECCIONES DEL MURO DE GAVIONES



ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

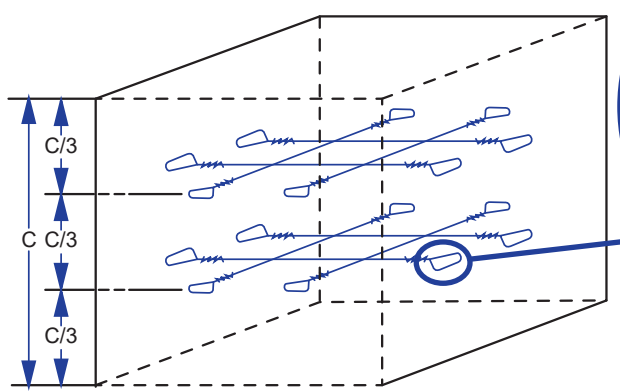
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	
DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: AGOSTO, 2022	
H O J A	
27	29



Los gaviones tipo caja son contenedores en forma de paralelepípedos rectangulares constituidos por una malla hexagonal tejida a doble torsión, conformados por una base, paredes laterales, diafragmas y una tapa. Las tolerancias tanto del largo, ancho y altura de los gaviones son los siguientes (ASTM 975): largo, altura y ancho: +/- 5%. Los gaviones son fabricados en cumplimiento a la norma ASTM D 7014-10

GAVIÓN TIPO CAJA SIN ESCALA

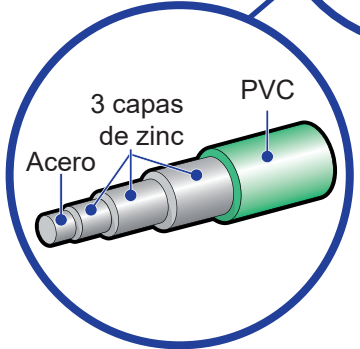
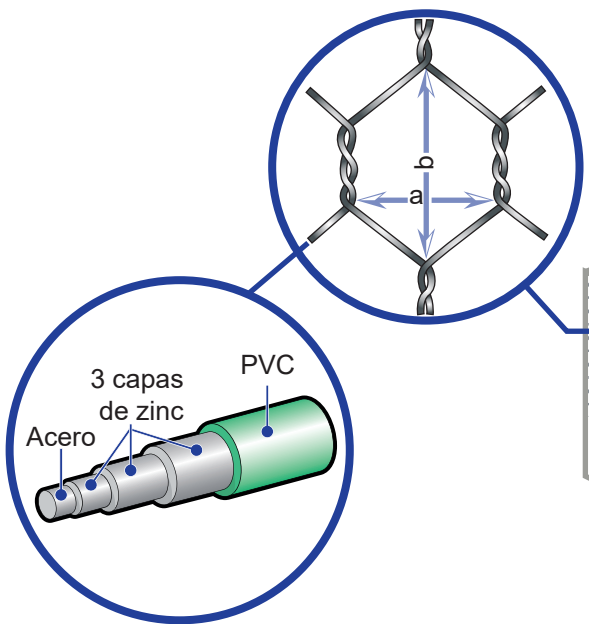


El llenado se hará de forma manual con piedra de canto rodado, con una granulometría de 4" a 8" de diámetro, previamente seleccionado, colocando el material de mayor tamaño en los alrededores del gavión, reservándose las de menor diámetro para el relleno interior. Para que no se dañen las paredes laterales y diafragmas, se instalan tensores a 1/3 y 2/3 de la altura del gavión, uniendo paredes opuestas. (C=altura del gavión)

DETALLE DE TENSOR SIN ESCALA

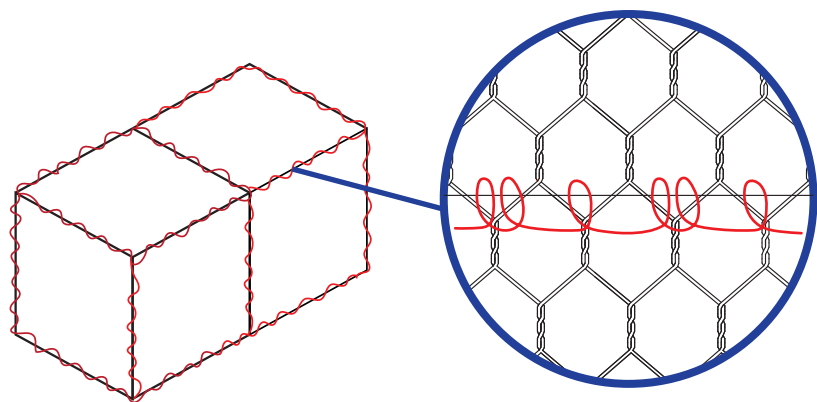


DETALLE DEL AMARRE TENSOR EN EL GAVIÓN



Las dimensiones de la malla se indican por su escuadría, la cual incluye el ancho entre los dos entorchados paralelos (a=8cm) y la altura entre los entorchados colineales (b=10 cm). Los recubrimientos de protección de los alambres utilizados en la fabricación de gaviones garantizan la vida útil de los mismos. La triple capa de zinc o galvanización pesada, asegura una buena protección contra los fenómenos de corrosión y abrasión. La protección adicional del alambre con material PVC, asegurará la integridad de la estructura en presencia de ambientes contaminados.

DETALLE DE LA MALLA HEXAGONAL SIN ESCALA



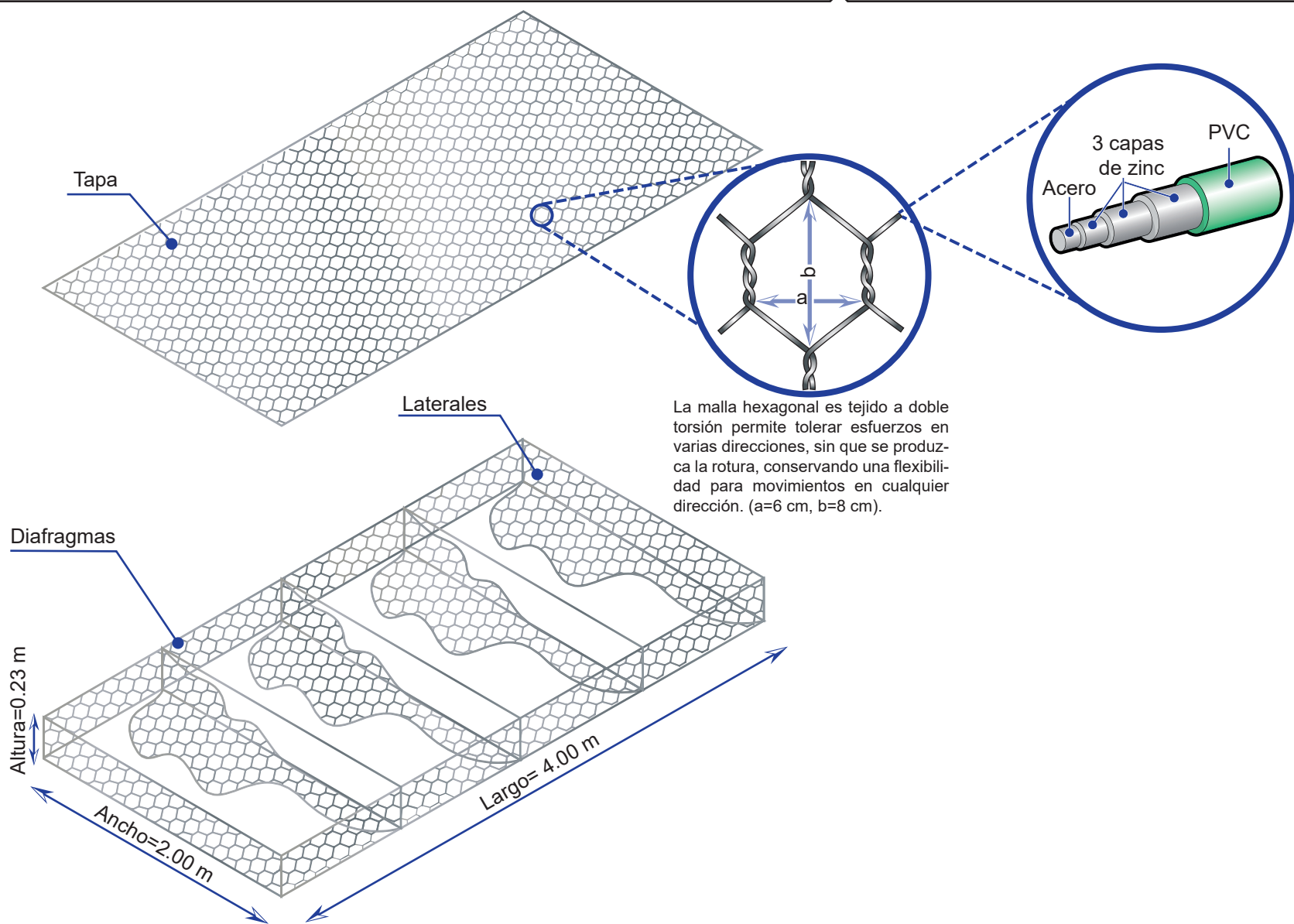
El amarre implica cerrar el gavión una vez que ha sido llenado convenientemente mediante el cosido de la tapa, logrando un bloque rectangular de mampostería.

DETALLE DE AMARRE SIN ESCALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"

PROYECTO: DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE; ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIMULULA	CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	CONTENIDO: DETALLE DE GAVIÓN TIPO CAJA
	DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
	DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
	ESCALA: INDICADA	
	FECHA: AGOSTO, 2022	
ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS ASESOR SUPERVISOR E.P.S.	H O J A	ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ COORDINADOR E.P.S.
	28	
		29





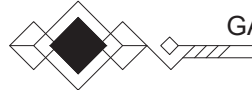
El alambre debe tener un revestimiento de 3 capas de zinc, según norma ASTM A 641, cuyo espesor y adherencia garantice la durabilidad del revestimiento.

Recubrimiento PVC: para aquellas obras donde elementos metálicos (tipo caja o colchón) que estarán expuestos a humedad permanente, corrientes o suelos saturados, se recomienda el uso de alambres galvanizados con revestimiento adicional de PVC. El espesor mínimo del recubrimiento es de 0.40 mm.

Los gaviones tipo colchón son paralelepípedos regulares de diferentes dimensiones constituidos por una red de malla hexagonal tejida de doble torsión, subdividos en células por diafragmas, por una base, paredes laterales y una tapa.

Las extremidades de los colchones son constituidos por alambres de diámetro mayor que el de la malla hexagonal, fortaleciendo las estructuras y facilitando su montaje e instalación.

Debido al contacto constante de agua son fabricados en alambres con revestimiento pesado de zinc y protección adicional en material de plástico.

 GAVIÓN TIPO COLCHÓN  SIN ESCALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

ING. LUIS ANTONIO AMBROCIO SANTOS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	29
DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: AGOSTO, 2022	
H O J A	
29	29

PROYECTO:
DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE,
ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE
DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIMULULA

CONTENIDO:
DETALLE DE GAVIÓN TIPO COLCHÓN



Apéndice E. **Resumen final del movimiento de tierras del proyecto
apertura de carretera**

P.K.	Área de corte (m²)	Volumen de corte (m³)	Vol. Reutilizable (m³)	Área de relleno (m²)	Vol. de relleno (m³)	Vol. corte acum. (m³)	Vol. Reu. acum. (m³)	Vol. relleno acum. (m³)	Vol. neto acum. (m³)
0+000.00	2.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	6.45	92.00	92.00	0.00	0.00	92.00	92.00	0.00	92.00
0+040.00	5.89	123.41	123.41	0.00	0.00	215.41	215.41	0.00	215.41
0+060.00	9.82	157.11	157.11	0.00	0.04	372.52	372.52	0.05	372.47
0+080.00	11.94	217.60	217.60	0.01	0.18	590.12	590.12	0.23	589.88
0+100.00	5.65	260.85	260.85	0.03	0.72	850.97	850.97	0.95	850.02
0+120.00	2.53	40.90	40.90	0.04	0.36	891.87	891.87	1.31	890.56
0+140.00	7.34	98.77	98.77	0.02	0.61	990.64	990.64	1.92	988.72
0+160.00	16.91	242.53	242.53	0.02	0.43	1233.17	1233.17	2.35	1230.82
0+180.00	27.31	442.17	442.17	0.00	0.25	1675.34	1675.34	2.60	1672.74
0+200.00	26.65	539.54	539.54	0.00	0.07	2214.88	2214.88	2.67	2212.21
0+220.00	25.07	517.17	517.17	0.00	0.00	2732.05	2732.05	2.67	2729.38
0+240.00	23.05	481.19	481.19	0.00	0.00	3213.24	3213.24	2.67	3210.57
0+260.00	9.49	325.44	325.44	0.00	0.00	3538.68	3538.68	2.67	3536.01
0+280.00	6.65	161.40	161.40	0.00	0.00	3700.08	3700.08	2.67	3697.41
0+300.00	4.97	116.18	116.18	0.15	1.46	3816.26	3816.26	4.13	3812.13
0+320.00	3.61	85.78	85.78	3.95	40.99	3902.04	3902.04	45.12	3856.92
0+340.00	5.15	87.44	87.44	0.00	37.08	3989.48	3989.48	82.20	3907.27
0+360.00	6.81	119.54	119.54	0.00	0.00	4109.02	4109.02	82.20	4026.81

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice E.

P.K.	Área de corte (m²)	Volumen de corte (m³)	Vol. Reutilizable (m³)	Área de relleno (m²)	Vol. de relleno (m³)	Vol. corte acum. (m³)	Vol. Reu. acum. (m³)	Vol. relleno acum. (m³)	Vol. neto acum. (m³)
0+380.00	8.18	149.83	149.83	0.00	0.00	4258.85	4258.85	82.20	4176.64
0+390.00	8.21	81.86	81.86	0.00	0.00	4340.70	4340.70	82.20	4258.50
0+400.00	8.75	84.51	84.51	0.00	0.00	4425.22	4425.22	82.20	4343.01
0+420.00	9.00	177.52	177.52	0.00	0.00	4602.73	4602.73	82.20	4520.53
0+440.00	4.75	137.47	137.47	0.00	0.00	4740.20	4740.20	82.20	4658.00
0+460.00	4.10	90.30	90.30	0.00	0.05	4830.50	4830.50	82.25	4748.25
0+470.00	5.04	47.38	47.38	0.00	0.02	4877.88	4877.88	82.27	4795.61
0+480.00	9.76	75.04	75.04	0.00	0.00	4952.92	4952.92	82.27	4870.64
0+500.00	11.21	209.66	209.66	0.00	0.00	5162.58	5162.58	82.27	5080.31
0+510.00	9.24	102.09	102.09	0.00	0.00	5264.67	5264.67	82.27	5182.40
0+520.00	8.85	90.64	90.64	0.00	0.00	5355.31	5355.31	82.27	5273.04
0+540.00	1.17	100.20	100.20	0.20	2.02	5455.51	5455.51	84.29	5371.22
0+550.00	2.39	16.93	16.93	0.00	1.13	5472.44	5472.44	85.42	5387.02
0+560.00	12.19	73.27	73.27	0.00	0.05	5545.72	5545.72	85.47	5460.24
0+580.00	31.74	440.25	440.25	0.00	0.00	5985.97	5985.97	85.47	5900.50
0+590.00	24.07	278.46	278.46	0.00	0.00	6264.43	6264.43	85.47	6178.96
0+600.00	21.31	221.30	221.30	0.00	0.00	6485.73	6485.73	85.47	6400.26
0+610.00	38.94	290.85	290.85	0.00	0.00	6776.58	6776.58	85.47	6691.11
0+620.00	31.42	341.61	341.61	0.00	0.00	7118.18	7118.18	85.47	7032.71
0+630.00	6.32	183.00	183.00	0.00	0.00	7301.19	7301.19	85.47	7215.71
0+640.00	5.61	57.32	57.32	1.10	5.74	7358.51	7358.51	91.22	7267.29
0+660.00	4.14	97.53	97.53	0.21	13.05	7456.04	7456.04	104.27	7351.77

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice E.

P.K.	Área de corte (m²)	Volumen de corte (m³)	Vol. Reutilizable (m³)	Área de relleno (m²)	Vol. de relleno (m³)	Vol. corte acum. (m³)	Vol. Reu. acum. (m³)	Vol. relleno acum. (m³)	Vol. neto acum. (m³)
0+680.00	0.63	47.73	47.73	2.24	24.45	7503.77	7503.77	128.72	7375.05
0+690.00	0.00	3.29	3.29	2.33	22.69	7507.06	7507.06	151.42	7355.64
0+700.00	0.74	4.08	4.08	0.63	14.63	7511.14	7511.14	166.05	7345.09
0+720.00	4.39	51.54	51.54	0.00	6.27	7562.68	7562.68	172.32	7390.36
0+740.00	0.00	43.86	43.86	1.10	10.96	7606.54	7606.54	183.28	7423.26
0+760.00	3.50	34.97	34.97	0.02	11.19	7641.51	7641.51	194.47	7447.04
0+780.00	0.00	34.97	34.97	8.29	83.10	7676.48	7676.48	277.57	7398.91
0+790.00	0.00	0.00	0.00	15.36	115.29	7676.48	7676.48	392.86	7283.62
0+800.00	0.00	0.00	0.00	22.70	188.25	7676.48	7676.48	581.11	7095.37
0+820.00	0.00	0.00	0.00	11.02	337.17	7676.48	7676.48	918.28	6758.20
0+840.00	0.00	0.00	0.00	5.97	169.89	7676.48	7676.48	1088.18	6588.30
0+850.00	0.00	0.00	0.00	12.62	88.62	7676.48	7676.48	1176.80	6499.68
0+860.00	0.00	0.00	0.00	12.80	117.02	7676.48	7676.48	1293.82	6382.66
0+880.00	0.00	0.00	0.00	36.98	497.73	7676.48	7676.48	1791.55	5884.93
0+900.00	0.00	0.00	0.00	59.38	963.53	7676.48	7676.48	2755.08	4921.40
0+920.00	0.00	0.00	0.00	28.66	869.28	7676.48	7676.48	3624.36	4052.12
0+940.00	0.00	0.00	0.00	58.16	868.21	7676.48	7676.48	4492.57	3183.91
0+950.00	0.00	0.00	0.00	42.30	528.64	7676.48	7676.48	5021.21	2655.27
0+960.00	0.00	0.00	0.00	31.85	375.66	7676.48	7676.48	5396.87	2279.61
0+980.00	0.00	0.00	0.00	23.96	558.02	7676.48	7676.48	5954.89	1721.59
1+000.00	0.00	0.00	0.00	18.75	427.06	7676.48	7676.48	6381.95	1294.53
1+020.00	0.00	0.00	0.00	16.42	354.06	7676.48	7676.48	6736.01	940.47

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice E.

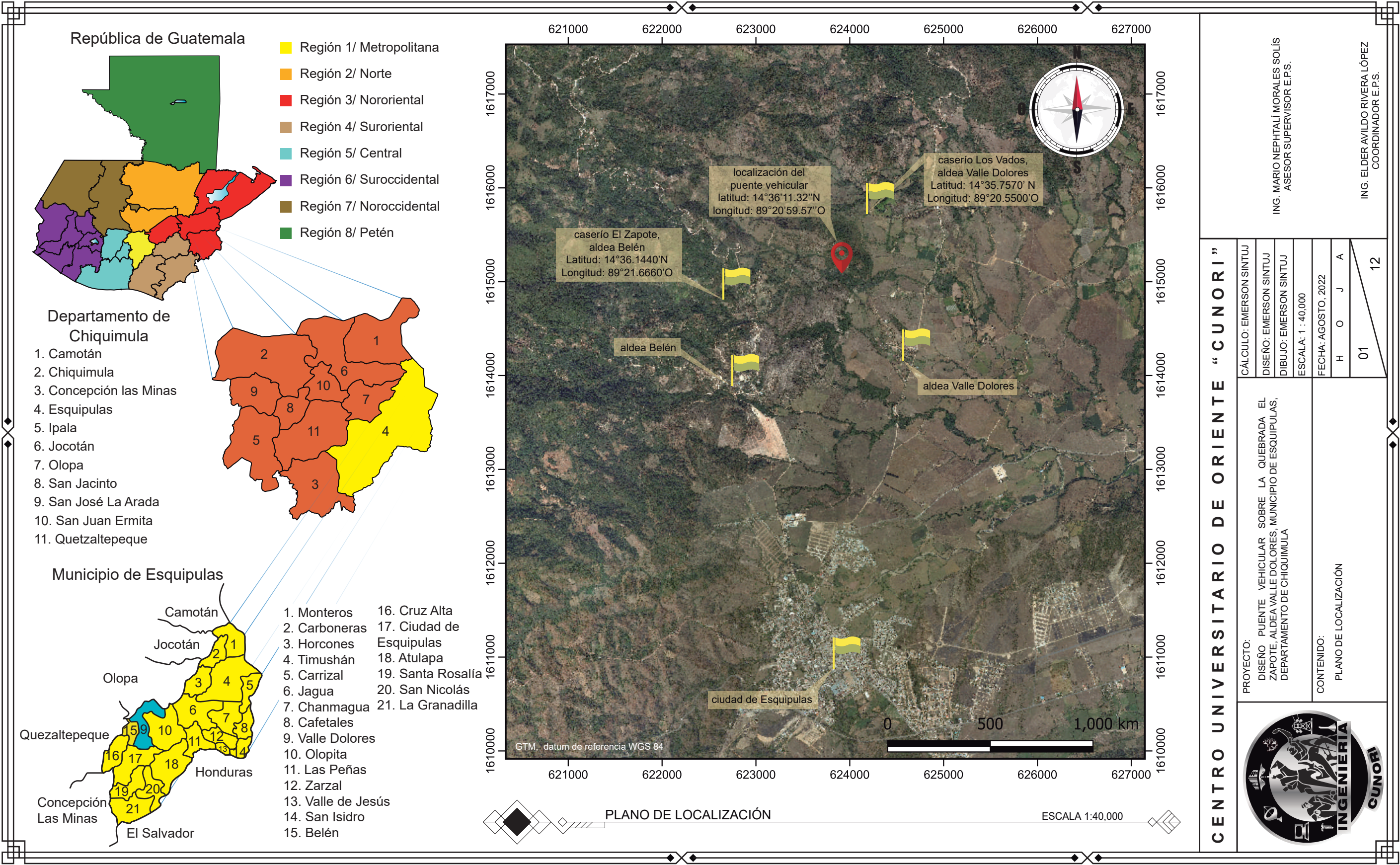
P.K.	Área de corte (m²)	Volumen de corte (m³)	Vol. Reutilizable (m³)	Área de relleno (m²)	Vol. de relleno (m³)	Vol. corte acum. (m³)	Vol. Reu. acum. (m³)	Vol. relleno acum. (m³)	Vol. neto acum. (m³)
1+040.00	0.00	0.00	0.00	12.98	293.98	7676.48	7676.48	7029.99	646.49
1+050.00	0.00	0.00	0.00	9.45	111.51	7676.48	7676.48	7141.50	534.98
1+060.00	0.00	0.00	0.00	10.66	100.36	7676.48	7676.48	7241.87	434.62
1+080.00	0.00	0.00	0.00	9.86	205.16	7676.48	7676.48	7447.03	229.45
1+100.00	0.00	0.00	0.00	6.27	161.29	7676.48	7676.48	7608.32	68.16
1+120.00	0.00	0.00	0.00	4.18	103.84	7676.48	7676.48	7712.16	-35.68
1+140.00	0.00	0.00	0.00	2.43	66.14	7676.48	7676.48	7778.30	-101.82
1+160.00	1.99	19.86	19.86	0.00	24.33	7696.34	7696.34	7802.63	-106.29
1+180.00	3.07	50.56	50.56	0.00	0.03	7746.90	7746.90	7802.66	-55.76
1+188.56	0.37	14.72	14.72	0.13	0.55	7761.63	7761.63	7803.21	-41.58

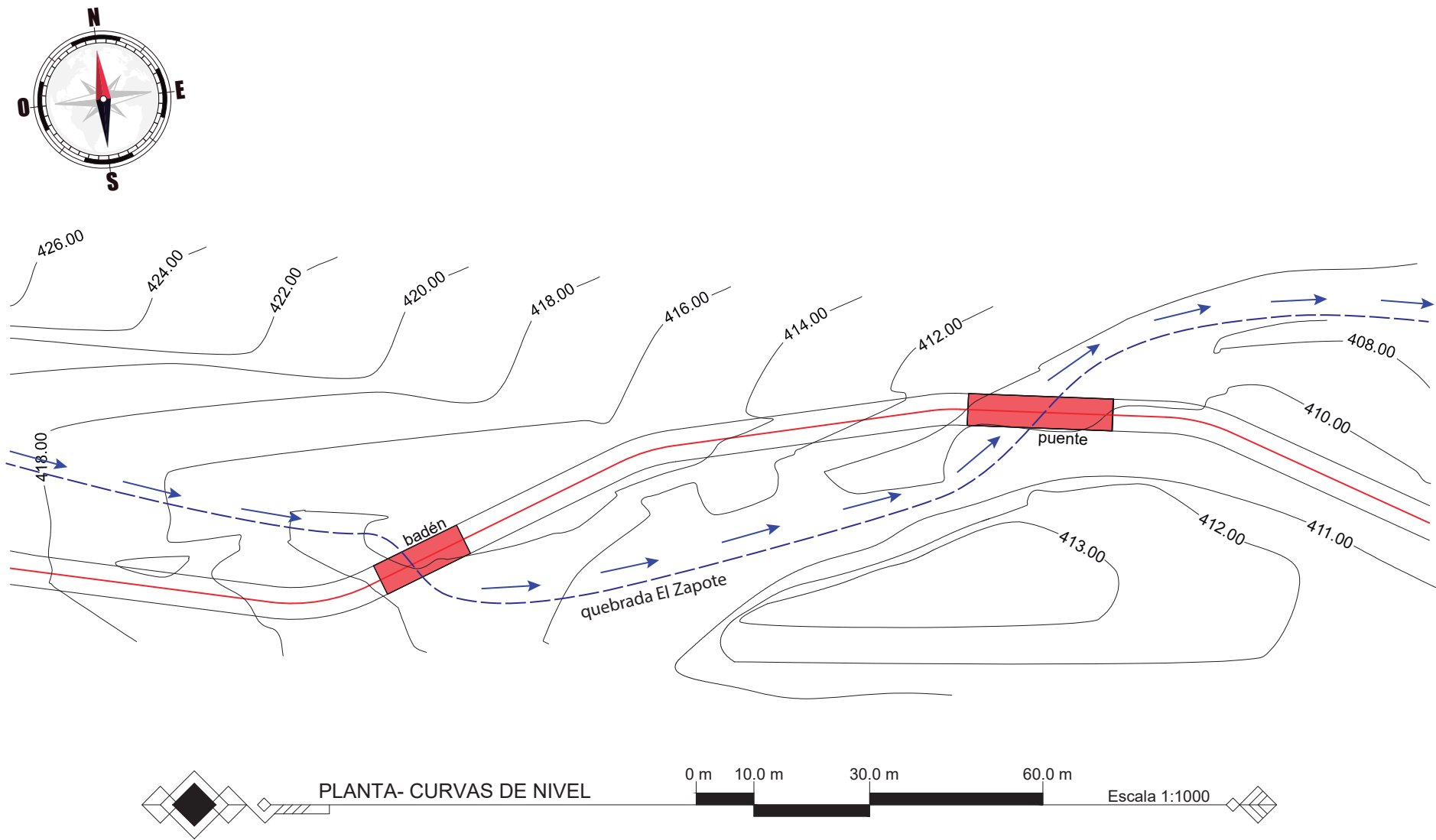
Fuente: elaboración propia.

Apéndice F.

Planos constructivos, proyecto puente vehicular

Plano F-1	Plano de localización
Plano F-2	Plano de ubicación
Plano F-3	Plano de curvas de nivel
Plano F-4	Visualización 3D del puente vehicular
Plano F-5	Perfil longitudinal del terreno natural y de la estructura del puente vehicular
Plano F-6	Planta y corte longitudinal de la superestructura del puente vehicular
Plano F-7	Sección de la superestructura y armado de losa
Plano F-8	Isométrico de la superestructura
Plano F-9	Viga principal
Plano F-10	Diafragmas externos e internos
Plano F-11	Diseño de subestructura -estribos- , cortina y viga de apoyo
Plano F-12	Diseño de barandal, banquetas, apoyo elastomérico y detalle de junta de junta de dilatación





Nota:

- El ancho útil del puente vehicular es de 3.60 m. Para la estructura se compone de dos vigas de concreto reforzado con una longitud de 25.00 m, se diseño para soportar una carga vehicular tipo HL-93 de la AASHTO LRFD. Tiene dos aceras de 0.60 m y un barandal con postes de sección cuadrada de 0.20 m X 0.20 m con una altura de 1.10 m y ubicados a cada 2.20 m a ambos lados de la superestructura y compuesto por tres tuberías HG de Ø=3" a lo largo del puente.
- Los estribos serán elaborados por concreto ciclópeo, formados por piedras de canto rodado, libre de grietas u otros defectos que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie, la superficie de la misma una parte de cemento hidráulico y por tres de agregado fino.
- El diseño, planificación y presupuesto del badén se encuentra en el capítulo 2 de este documento.

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



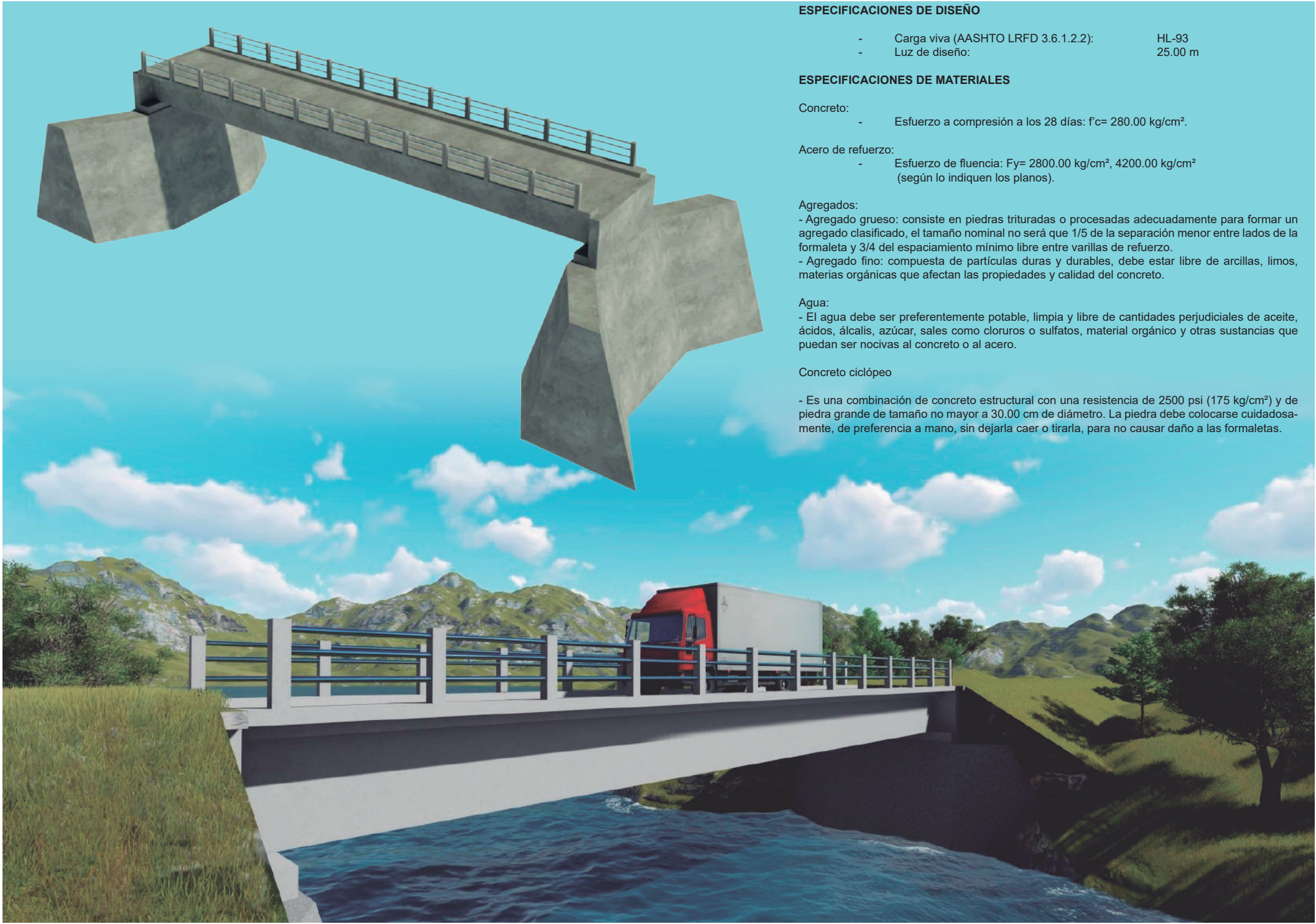
PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIMULULA

CONTENIDO:
CURVAS DE NIVEL

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
03 12

ING. MARIO NEPHTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

- Carga viva (AASHTO LRFD 3.6.1.2.2): HL-93
- Luz de diseño: 25.00 m

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

- Concreto:
- Esfuerzo a compresión a los 28 días: $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$.

- Acero de refuerzo:
- Esfuerzo de fluencia: $F_y = 2800.00 \text{ kg/cm}^2$, 4200.00 kg/cm^2 (según lo indiquen los planos).

- Agregados:
- Agregado grueso: consiste en piedras trituradas o procesadas adecuadamente para formar un agregado clasificado, el tamaño nominal no será que $1/5$ de la separación menor entre lados de la formaleta y $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre varillas de refuerzo.
 - Agregado fino: compuesta de partículas duras y durables, debe estar libre de arcillas, limos, materias orgánicas que afectan las propiedades y calidad del concreto.

- Agua:
- El agua debe ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero.

Concreto ciclópeo

- Es una combinación de concreto estructural con una resistencia de 2500 psi (175 kg/cm^2) y de piedra grande de tamaño no mayor a 30.00 cm de diámetro. La piedra debe colocarse cuidadosamente, de preferencia a mano, sin dejarla caer o tirarla, para no causar daño a las formaletas.

ISOMÉTRICO DEL PUENTE VEHICULAR SIN ESCALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



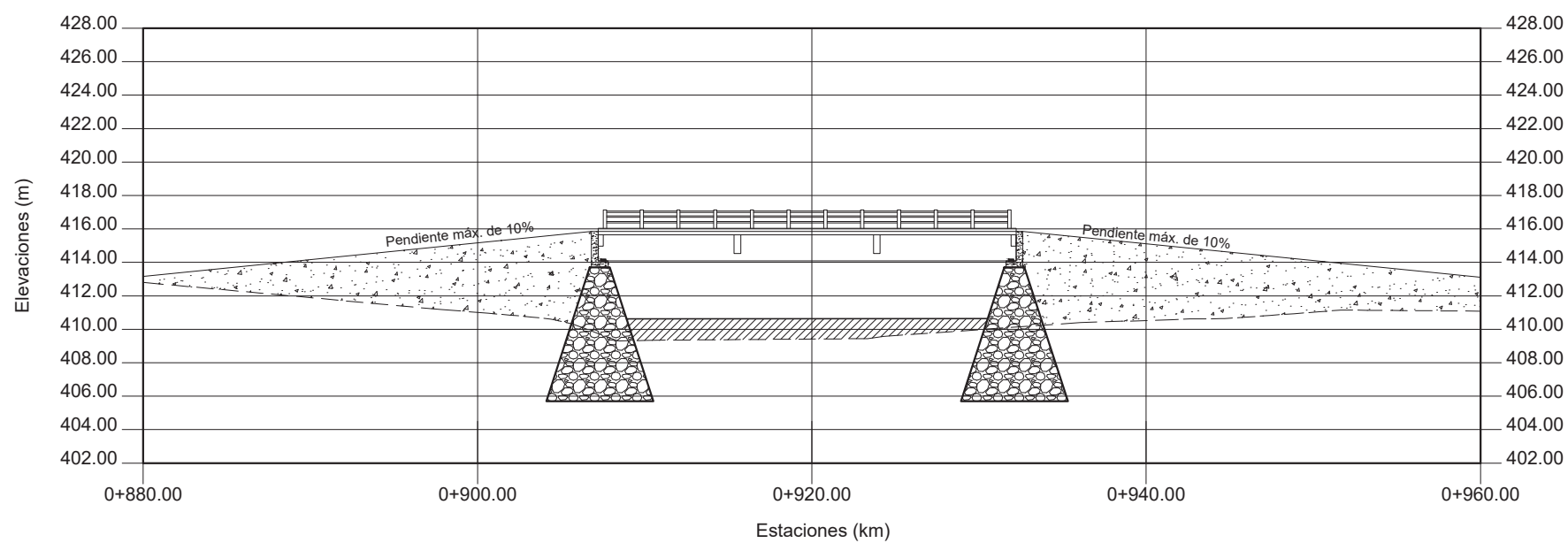
PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE EQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
VISUALIZACIÓN 3D DEL PUENTE VEHICULAR

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
04 / 12

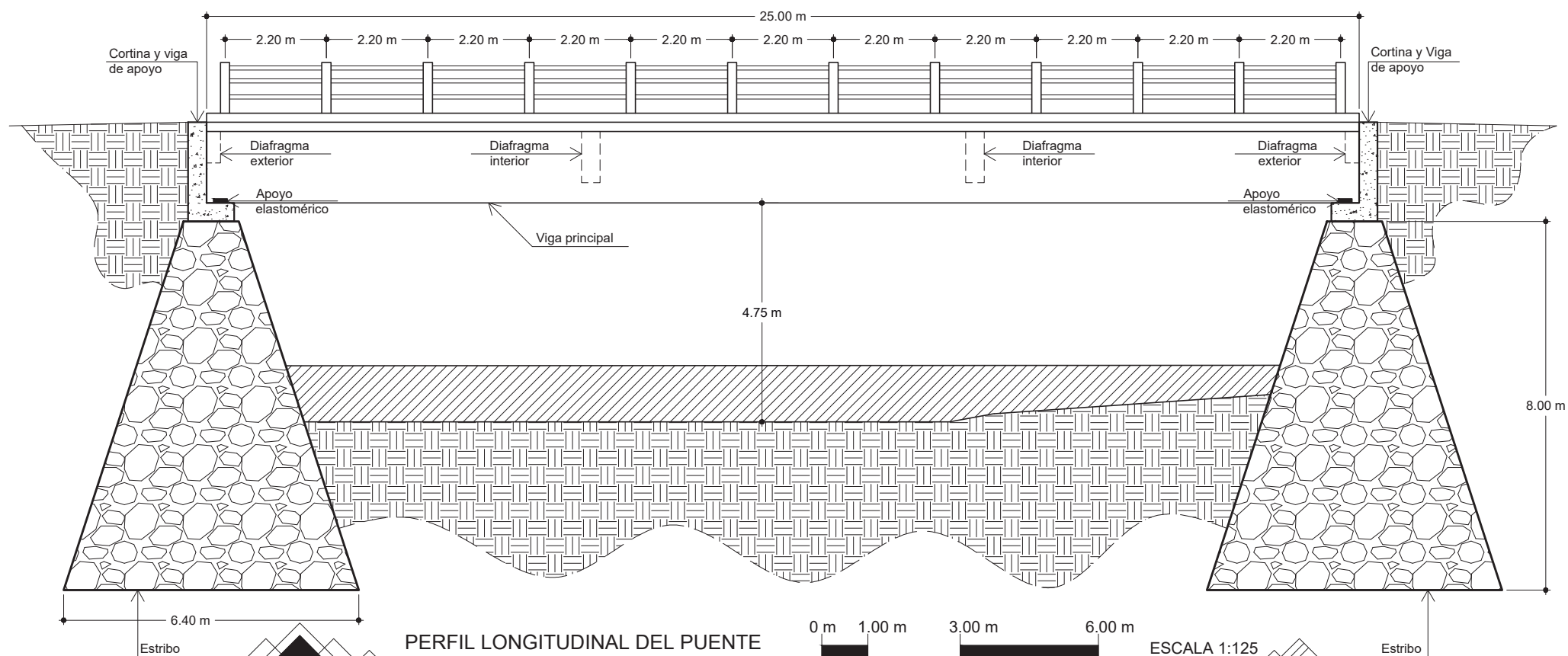
ING. MARIO NEPTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO NATURAL

ESCALA HORIZONTAL 1:400
ESCALA VERTICAL 1:400



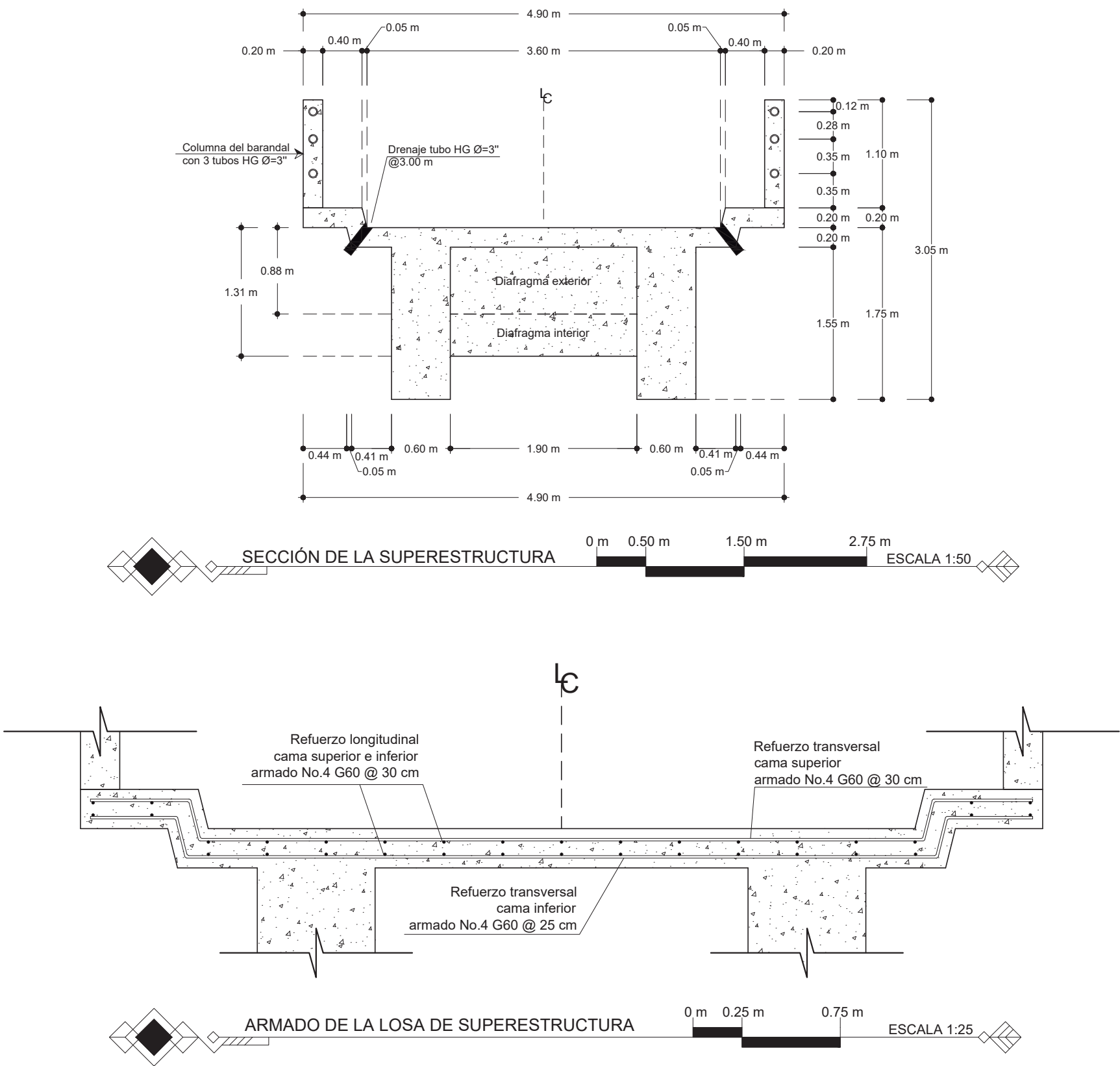
PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE

ESCALA 1:125

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

	PROYECTO:	DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIMULULA		
	CONTENIDO:	PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO NATURAL PERFIL LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE		
	CÁLCULO:	EMERSON SINTUJ		
	DISEÑO:	EMERSON SINTUJ		
	DIBUJO:	EMERSON SINTUJ		
	ESCALA:	INDICADA		
FECHA:		AGOSTO, 2022		
H		O	J	A
05		12		
ING. MARIO NEPTALÍ MORALES SOLÍS ASESOR SUPERVISOR E.P.S.				
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ COORDINADOR E.P.S.				





CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”



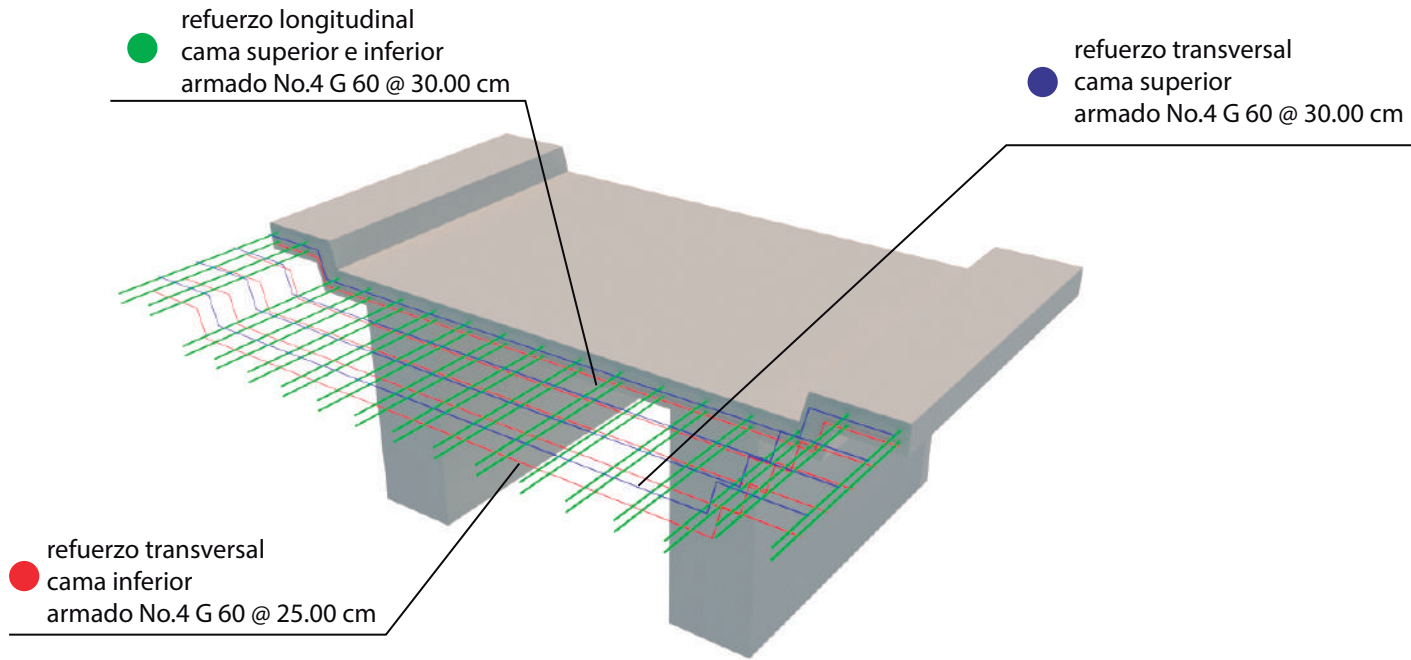
PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA
ARMADO DE LOSA

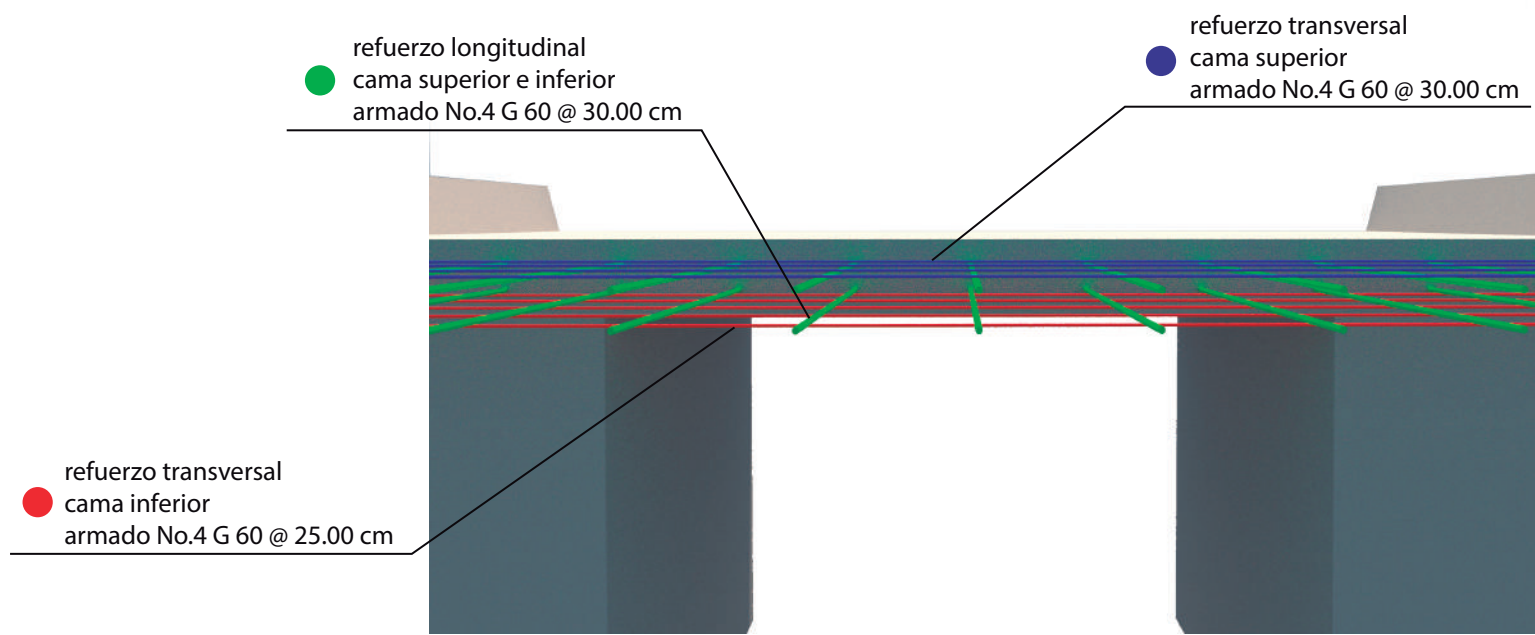
CÁLCULO: EMERSON SINTUJ
DISEÑO: EMERSON SINTUJ
DIBUJO: EMERSON SINTUJ
ESCALA: INDICADA
FECHA: AGOSTO, 2022
H O J A
07 / 12

ING. MARIO NEPTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



ISOMÉTRICO DE LA SUPERESTRUCTURA SIN ESCALA



VISTA 3D DEL ARMADO DE LOSA DE LA SUPERESTRUCTURA SIN ESCALA

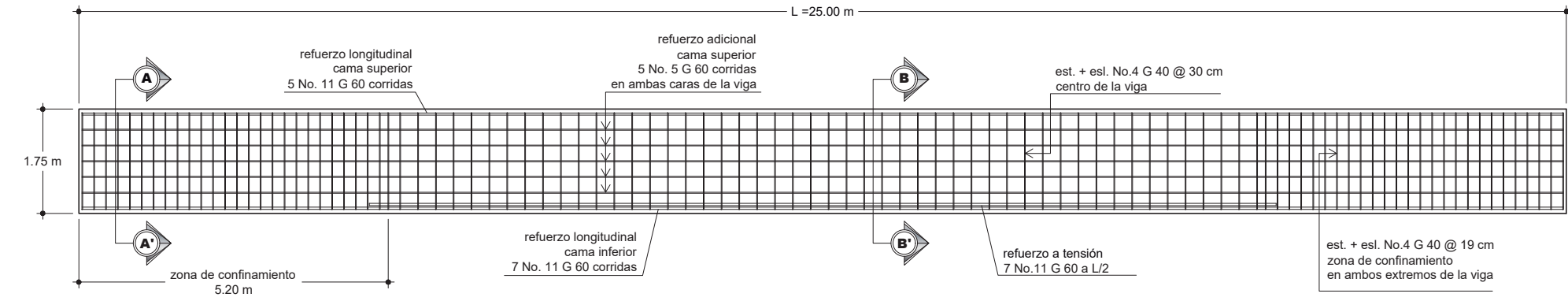
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE "CUNORI"

PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	CÁLCULO: EMERSON SINTUJ			
	DISEÑO: EMERSON SINTUJ			
	DIBUJO: EMERSON SINTUJ			
	ESCALA: INDICADA			
	FECHA: AGOSTO, 2022			
CONTENIDO: ISOMÉTRICO DE LA SUPERESTRUCTURA VISUALIZACIÓN 3D DEL ARMADO DE LA LOSA	H	O	J	A
	08			12

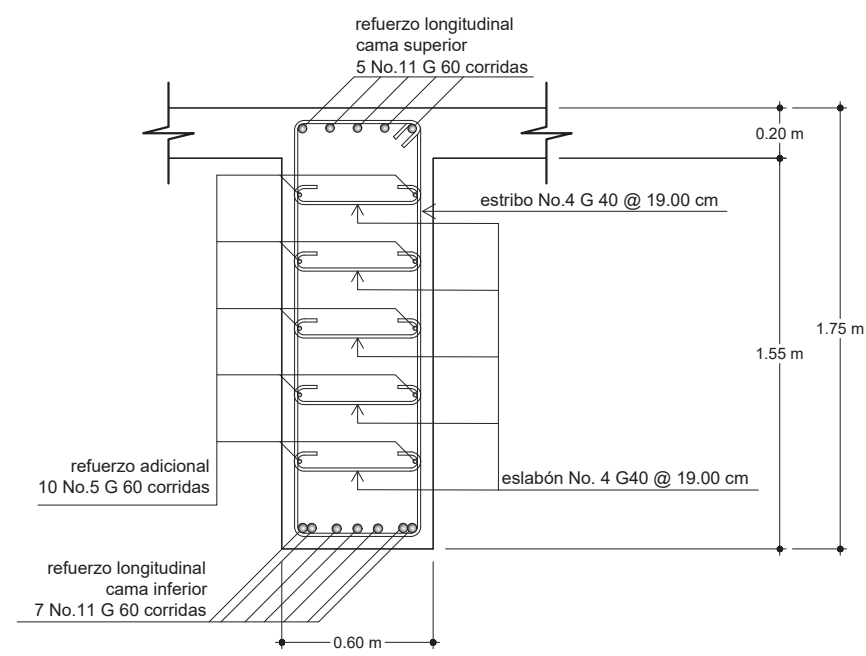


ING. MARIO NEPHTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

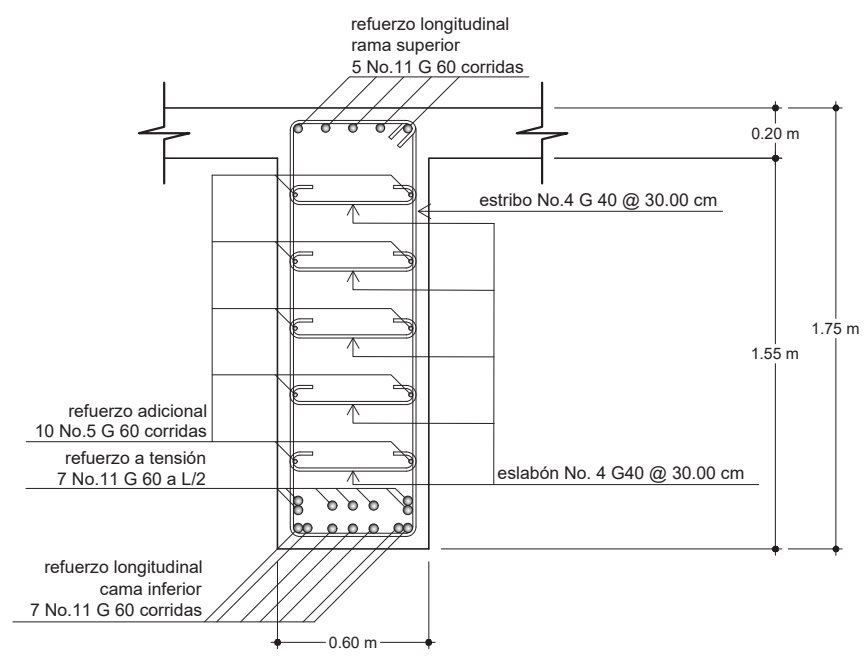
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.



VIGA PRINCIPAL - CORTE LONGITUDINAL - 0.00 m 1.00 m 2.50 m 4.25 m ESCALA 1:100



VIGA PRINCIPAL - SECCIÓN A-A' - 0 m 0.25 m 0.75 m ESCALA 1:30



VIGA PRINCIPAL - SECCIÓN B-B' - 0 m 0.25 m 0.75 m ESCALA 1:30

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

ING. MARIO NEPHTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

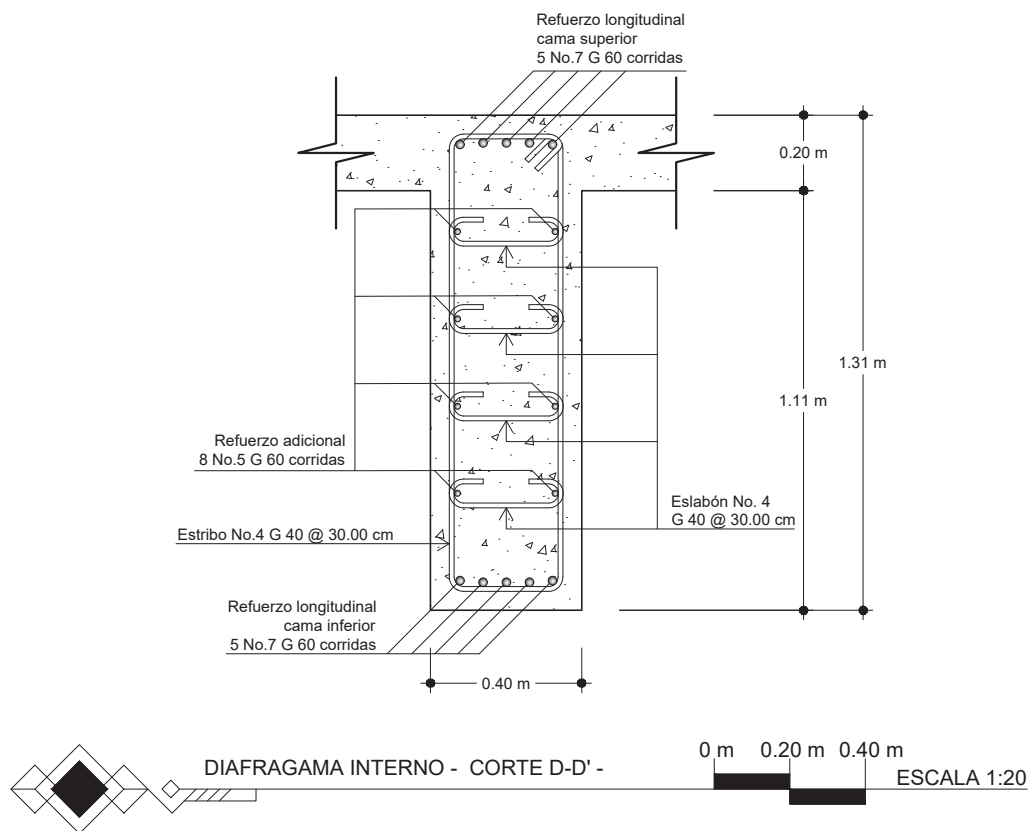
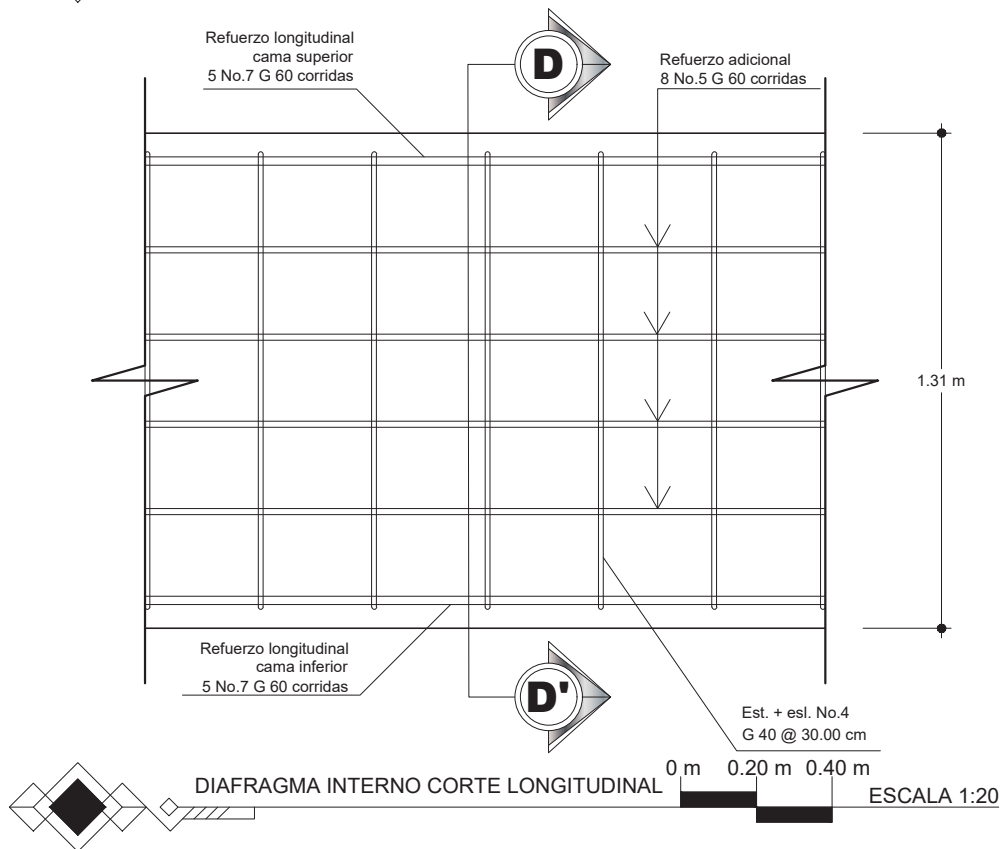
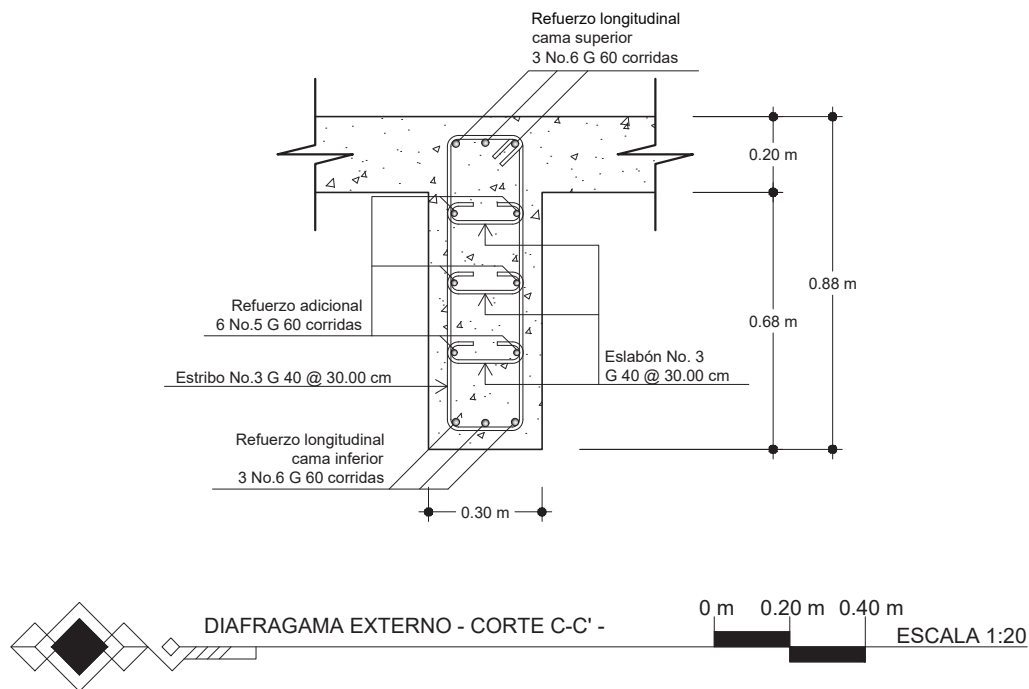
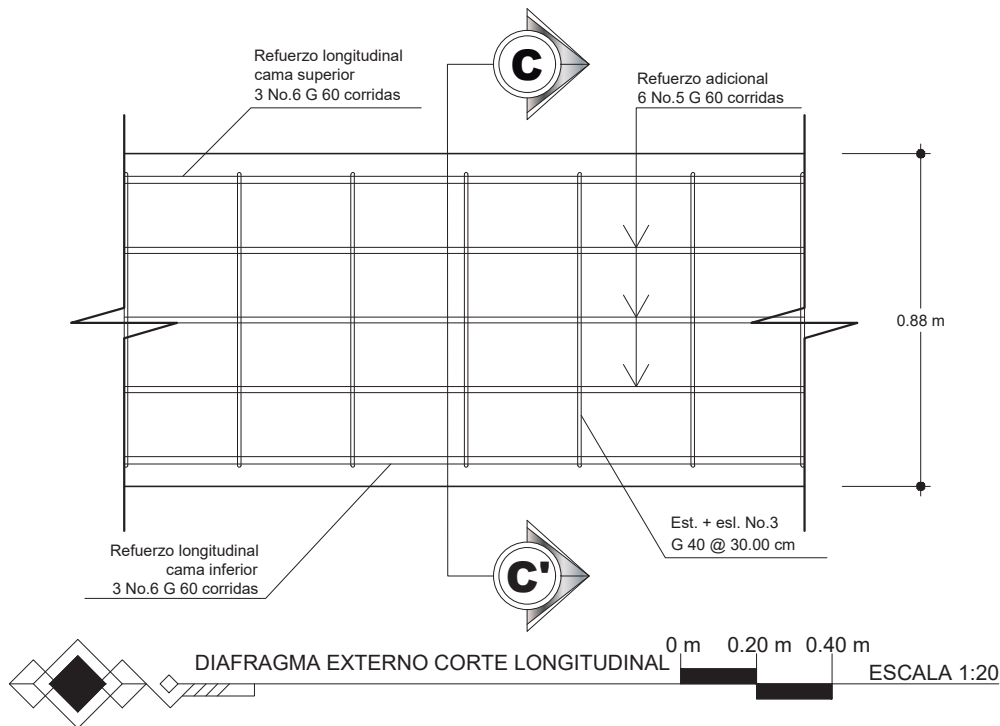
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	09	12	
DISEÑO: EMERSON SINTUJ			
DIBUJO: EMERSON SINTUJ			
ESCALA: INDICADA			
FECHA: AGOSTO, 2022			
H O J A			

PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUEMULA

CONTENIDO:
VIGAS PRINCIPALES





CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

ING. MARIO NEPTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

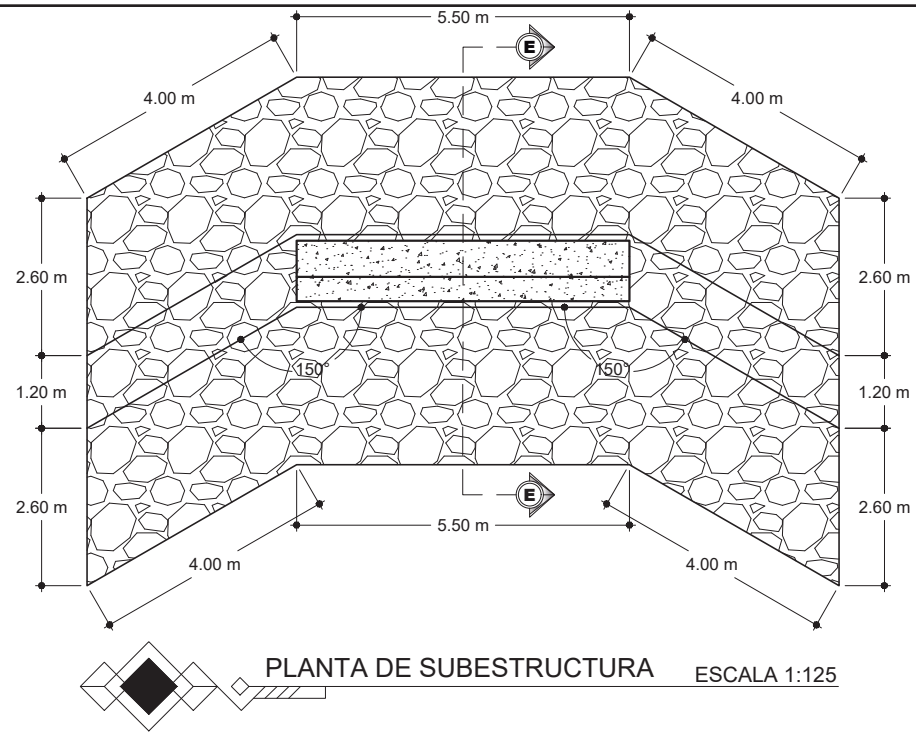
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	10	12
DISEÑO: EMERSON SINTUJ		
DIBUJO: EMERSON SINTUJ		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: AGOSTO, 2022		
H O J A		

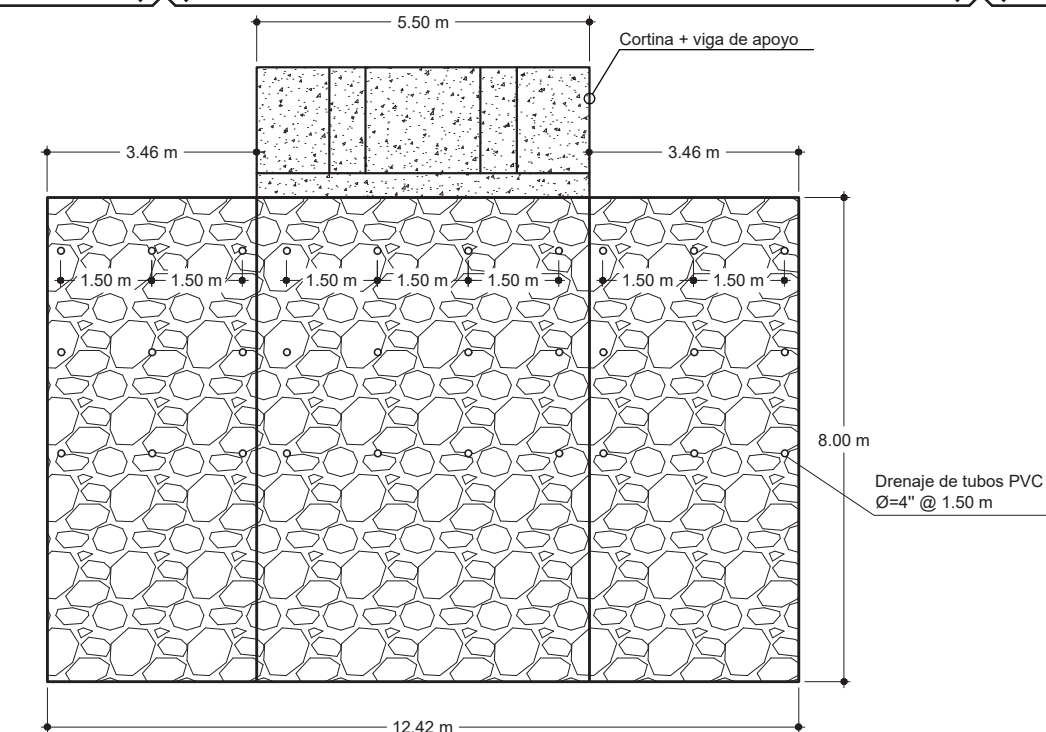
PROYECTO:
DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO:
ARMADO DE DIAFRAGMAS

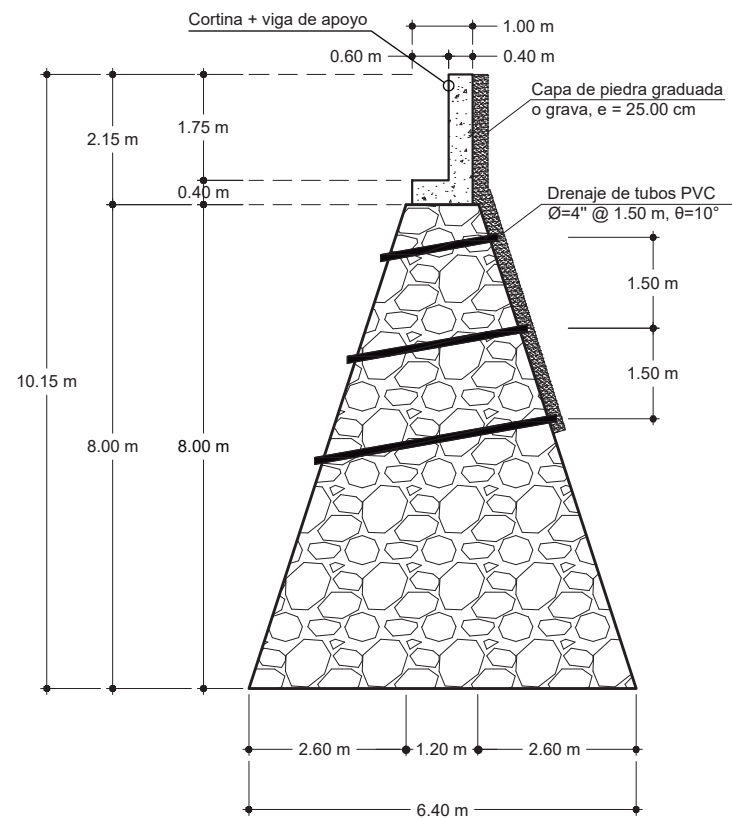




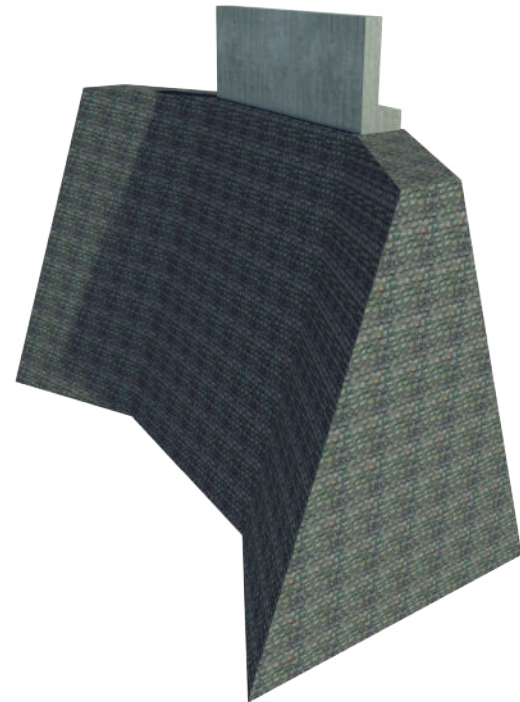
PLANTA DE SUBESTRUCTURA ESCALA 1:125



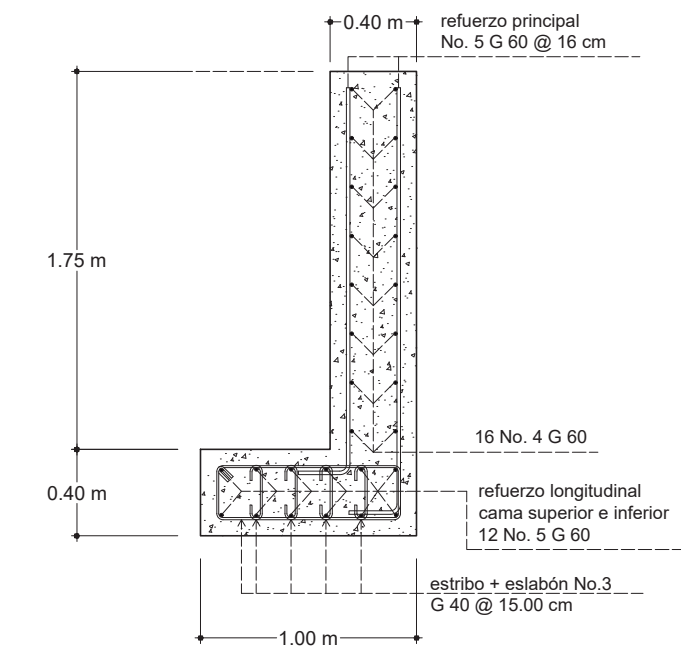
VISTA FRONTAL SUBESTRUCTURA ESCALA 1:125



VISTA -SECCIÓN E-E'- SUBESTRUCTURA ESCALA 1:125



ISOMÉTRICO SUBESTRUCTURA SIN ESCALA



ARMADO DE CORTINA Y VIGA DE APOYO ESCALA 1:35

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

ING. MARIO NEPTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

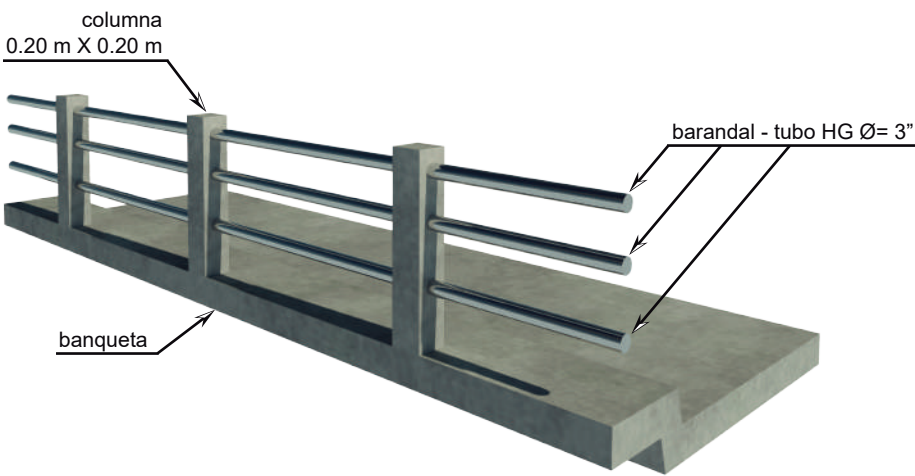
ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	11	12
DISEÑO: EMERSON SINTUJ		
DIBUJO: EMERSON SINTUJ		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: AGOSTO, 2022		
H O J A		

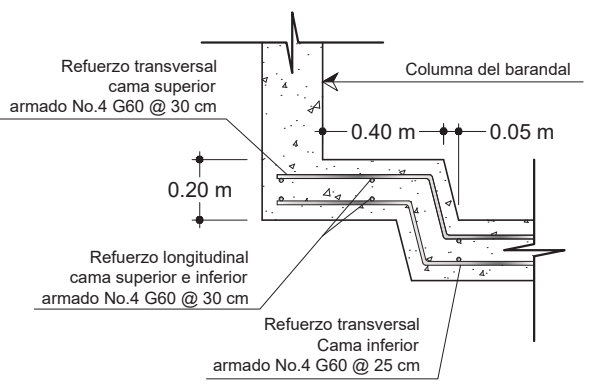
PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO: PLANTA, VISTA FRONTAL E ISOMÉTRICO DE LA SUBESTRUCTURA ARMADO DE CORTINA Y VIGA DE APOYO

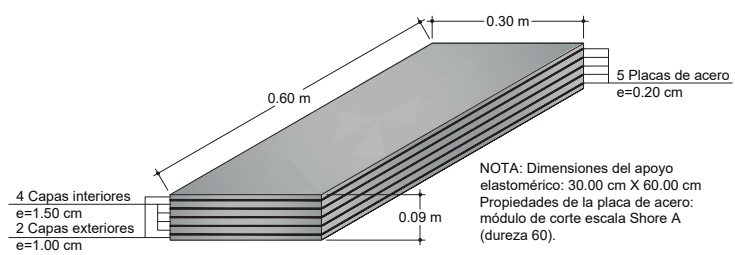




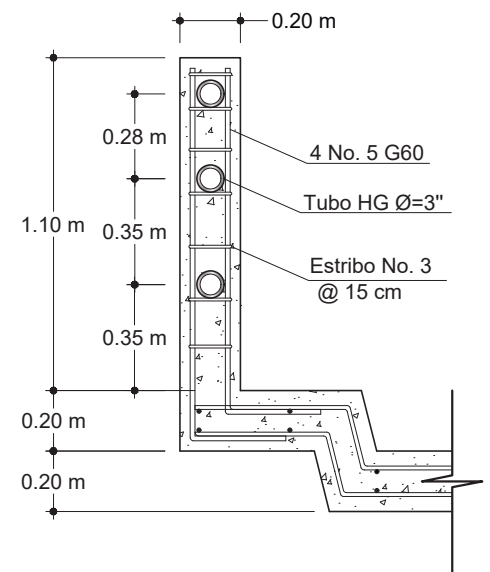
ISOMÉTRICO DEL BARANDAL SIN ESCALA



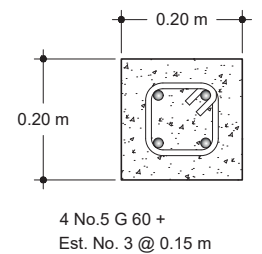
DETALLE DE ARMADO DE BANQUETA 0 m 0.25 m 0.75 m ESCALA 1:25



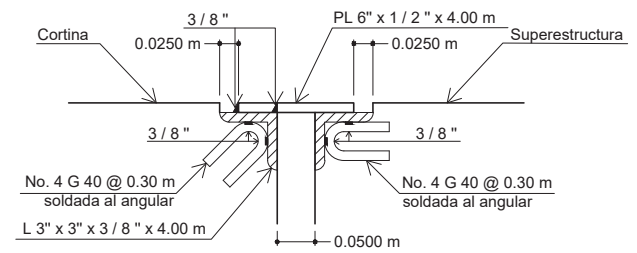
DETALLE DEL APOYO ELASTOMÉRICO 0 m 0.20 m 0.50 m ESCALA 1:15



SECCIÓN TRANSVERSAL DEL BARANDAL 0 m 0.25 m 0.75 m ESCALA 1:25



DETALLE ARMADO DE COLUMNA DEL BARANDAL 0 m 0.10 m 0.25 m ESCALA 1:12.5



DETALLE DE JUNTA DE DILATACIÓN 0 m 0.05 m 0.15 m ESCALA 1:10

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE “CUNORI”

ING. MARIO NEPTALI MORALES SOLÍS
ASESOR SUPERVISOR E.P.S.

ING. ELDER AVILDO RIVERA LÓPEZ
COORDINADOR E.P.S.

CÁLCULO: EMERSON SINTUJ	12
DISEÑO: EMERSON SINTUJ	
DIBUJO: EMERSON SINTUJ	
ESCALA: INDICADA	
FECHA: AGOSTO, 2022	
H O J A	
12	

PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
CONTENIDO: DISEÑO Y ARMADO DEL BARANDAL Y BANQUETA APOYO ELASTOMÉRICO DETALLE DE JUNTA DE DILATACIÓN	



Apéndice G. **Resumen de diseño geométrico curvas horizontales**

Tabla 63. **Resumen de diseño geométrico curvas horizontales**

#	R (m)	LC (m)	Delta (Δ)	St (m)	CM (m)	E (m)	OM (m)	PC	PI	PT
PI-1	30.0	7.24	13°49'10"	3.64	7.22	0.22	0.22	0+092.35	0+095.99	0+099.59
PI-2	30.0	9.80	18°42'55"	4.94	9.76	0.40	0.40	0+334.41	0+339.35	0+344.20
PI-3	30.0	8.20	15°39'09"	4.12	8.17	0.28	0.28	0+388.30	0+392.42	0+396.50
PI-4	30.0	25.5	48°44'23"	13.6	24.8	2.93	2.67	0+452.17	0+465.76	0+477.69
PI-5	30.0	11.64	22°13'47"	5.89	11.6	0.57	0.56	0+508.13	0+514.03	0+519.77
PI-6	30.0	24.63	47°02'22"	13.1	23.9	2.72	2.49	0+539.96	0+553.01	0+564.59
PI-7	30.0	46.47	88°45'05"	29.4	42.0	12.0	8.56	0+588.25	0+617.60	0+634.72
PI-8	30.0	17.31	33°03'28"	8.90	17.1	1.29	1.24	0+686.59	0+695.49	0+703.90
PI-9	30.0	17.57	33°33'04"	9.04	17.3	1.33	1.28	0+780.19	0+789.24	0+797.76
PI-10	30.0	9.63	18°23'59"	4.86	9.59	0.39	0.39	0+846.26	0+851.12	0+855.89
PI-11	30.0	5.22	9°57'55"	2.62	5.21	0.11	0.11	0+900.65	0+903.27	0+905.87
PI-12	30.0	11.68	22°18'33"	5.92	11.6	0.58	0.57	0+941.55	0+947.47	0+953.23
PI-13	30.0	8.92	17°01'39"	4.49	8.88	0.33	0.33	1+000.02	1+004.51	1+008.93
PI-14	30.0	13.46	25°42'29"	6.85	13.4	0.77	0.75	1+045.74	1+052.58	1+059.20
PI-15	30.0	7.18	13°42'18"	3.61	7.16	0.22	0.21	1+101.10	1+104.71	1+108.28

Fuente: elaboración propia.

Apéndice H. **Fotografías de los estudios**

Figura 79. **Condición del terreno de la apertura de carretera**



Fuente: elaboración propia.

Figura 80. **Levantamiento topográfico**



Fuente: elaboración propia.

Figura 81. **Levantamiento topográfico 2**



Fuente: elaboración propia.

Figura 82. **Excavación de la muestra para el estudio de suelos**



Fuente: elaboración propia.

Figura 83. **Banco de material en colonia Loma Linda**



Fuente: elaboración propia.

Figura 84. **Muestras en el Laboratorio Mecánica de Suelos de la USAC**



Fuente: elaboración propia.

ANEXOS

ANEXO A	Normativa a aplicar en diferentes rutas y tipos de carretera en la red vial de Guatemala
ANEXO B	Delimitación de la cuenca en área de estudio
ANEXO C	Aforo vehicular
ANEXO D	Informe de ensayos de laboratorio del estudio realizado en la subbase
ANEXO E	Informe de ensayos de laboratorio del estudio del banco de materiales
ANEXO F	Informe de ensayo compresión triaxial
ANEXO G	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), incluyendo identificación y descripción
ANEXO H	Sistema de clasificación de suelos AASHTO

ANEXO I	Coeficiente “n” de Manning
ANEXO J	Diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular
ANEXO K	Curvas de tensión-deformación
ANEXO L	Datos de coeficiente de escorrentía
ANEXO M	Datos de coeficiente de rugosidad
ANEXO N	Valores de coeficiente de rugosidad

Anexo A. Normativa a aplicar en diferentes rutas y tipos de carretera en la red vial de Guatemala

Ruta	TPDA (Veh/día)	Tipo de Carretera	Velocidad de diseño (km/hora)	Ancho de calzada(m)	Ancho de hombro(m)	Ancho de terracería		Derecho de vía (m) a eje de calzada	Radio mínimo (m)	Pendiente máxima	Distancia visible de paradas		Distancia visible de paso	
						Corte (m)	Relleño (m)				Mínima (m)	Recomendada	Mínima(m)	Recomendada
Primaria Centroamericana	10000 A 5000	Tipo "A"		2 de 7.20	1.80			25						
		Llana	100						375	3	175	200	700	750
		Ondulada	80						225	4	130	150	500	550
Primaria Centroamericana Nacional	5000 A 3000	Montañosa	50						110	6	70	100	275	400
		Tipo "B"		7.20	1.80	13	12	25						
		Llana	80						225	6	130	150	500	550
Secundaria Nacional	80	Ondulada	60						110	7	80	100	350	400
		Montañosa	40						47	8	45	50	200	200
		Tipo "C"		6.50	1.00	12	11	25						
Secundaria Nacional	3000 A 900	Llana	80						225	6	130	150	550	550
		Ondulada	60						110	7	80	100	350	400
		Montañosa	40						47	8	45	50	200	200
Secundaria Nacional Departamental	900 A 500	Tipo "D"		6.00	1.00	11	10	25/15						
		Llana	80						225	6	130	150	550	550
		Ondulada	60						110	7	80	100	350	400
Terciaria Departamental	500 A 100	Montañosa	40						47	8	45	50	200	200
		Tipo "E"		5.50	0.50	9.50	8.50	15						
		Llana	50						75	8	65	75	275	300
Terciaria Departamental	100 A 50	Ondulada	40						47	9	45	50	200	200
		Montañosa	30						30	10	35	40	125	150
		Tipo "F"		5.50	0.50	9.50	8.50	15						
Terciaria Departamental	50 A 0	Llana	40						47	10	45	50	200	250
		Ondulada	30						30	12	35	40	125	200
		Montañosa	20						18	14	20	25	100	150
Terciaria Departamental	50 A 0	Tipo "G"		5.50	---	7.50	6.50	15						
		Llana	40						47	10	50	50	200	250
		Ondulada	30						30	12	40	40	125	200

Fuente: Dirección General de Caminos del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda

- ESTRUCTURAS:**

CARGA:..... HS-15, HS-20, HS-25 Y VEHICULO DE DISEÑO T3-S2-R4

ALTURA LIBRE:..... 5.50 mts.

ANCHO DE RODADURA:..... 7.80 mts.
- ESFUERZOS UNITARIOS**

CONCRETO CLASE "A": 3,000.000 Libras / Pulgadas cuadradas

ACERO DE ESFUERZO: 18,000.000 Libras / Pulgadas cuadradas

ACERO ESTRUCTURAL: 33,000.000 Libra / Pulgadas cuadradas
- NOTAS**

1.- T.P.D. Promedio de Tráfico Diario

2.- La Sección Típica para Carreteras Tipo "A", incluyen la calzada de 1.50 mts. De Ancho.

3.- Las Características de las estructuras son generales para todos los tipos de la carretera, con excepción de la Típica "A", en donde el ancho es Doble.

4.- La calidad de la Capa de recubrimiento de la Calzada podrá ser para:

Tipo "A": Hormigón, Concreto Asfáltico (frio o caliente) o Tratamiento Superficial Múltiple,

Tipo "B" y "C": Concreto Asfáltico (frio o caliente) o Tratamiento Superficial Doble,

Tipo "D": Tratamiento Superficial Doble,

Tipo "E": Tratamiento Superficial Simple,

Tipo "F": Recubrimiento de material selecto,

Los Recubrimientos para las Carreteras, desde el Tipo "A", al "E", dependen de las características mecánicas del suelo y de las propiedades de los materiales de construcción de la zona.

Fuente: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. 2007. p. 57.

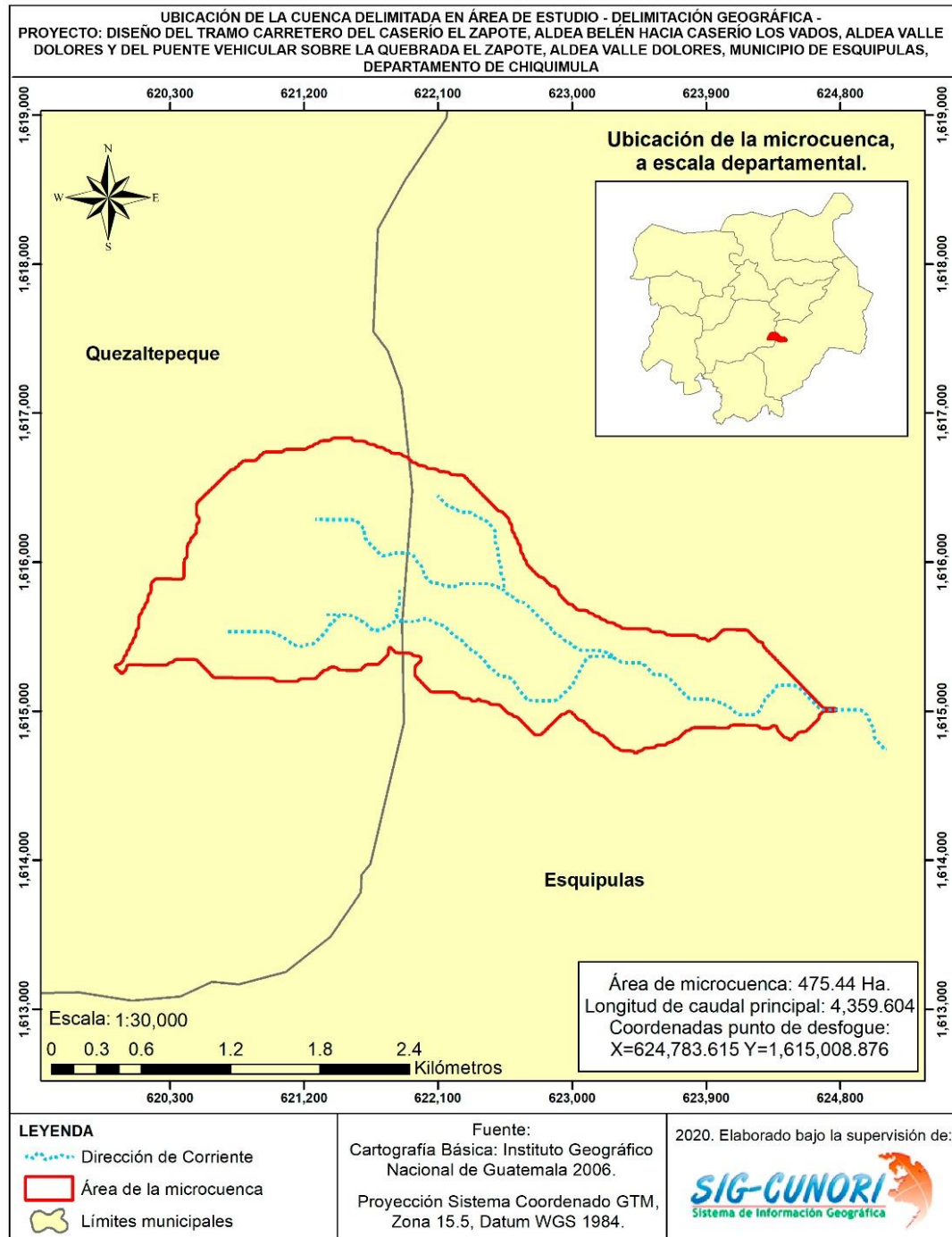
Anexo B. **Delimitación de la cuenca en área de estudio**

Anexo B-2 Delimitación de cuenca en poligonal
departamental

Anexo B-3 Delimitación de cuenca en ortofoto

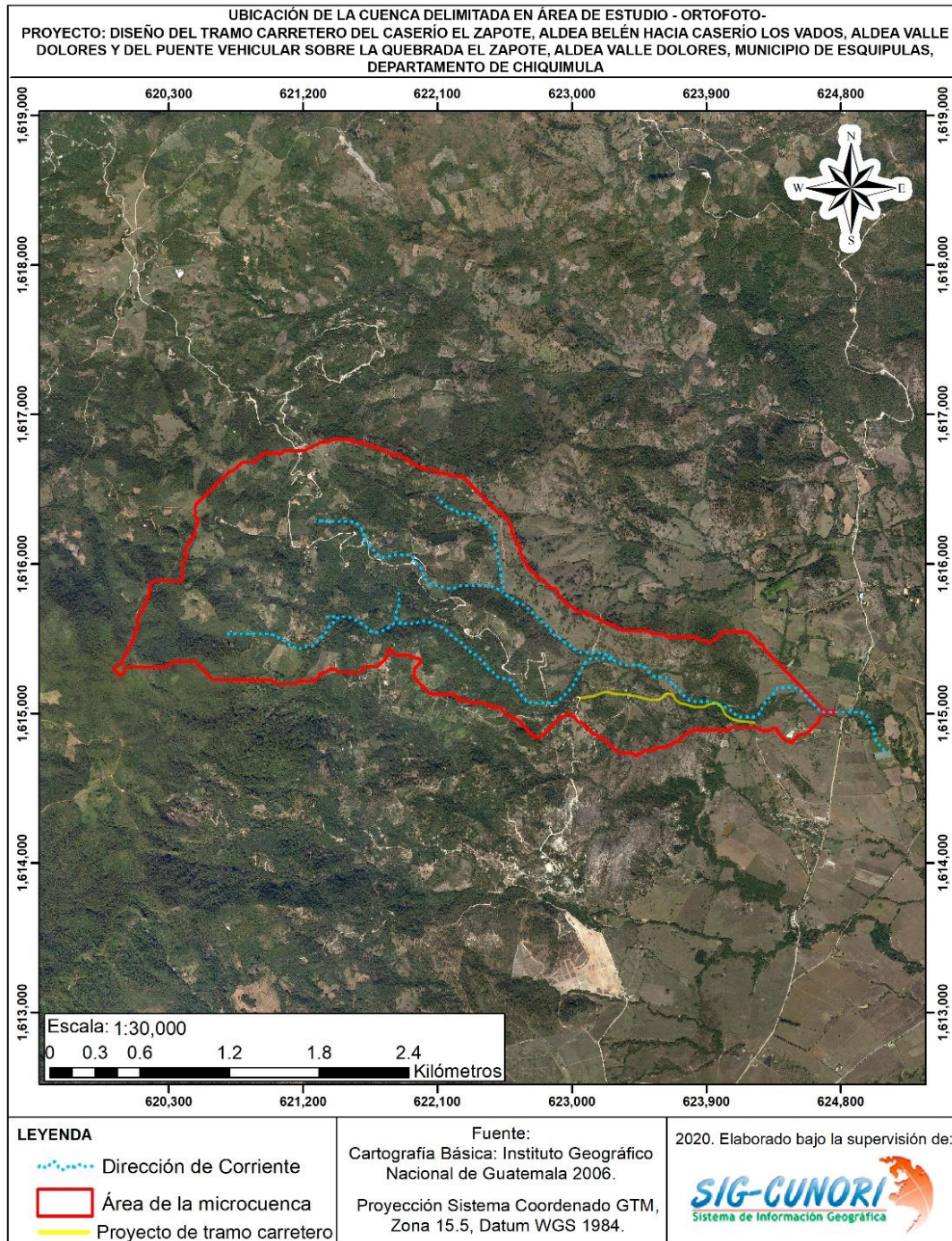
Anexo B-1.

Delimitación de cuenca en poligonal departamental



Fuente: Laboratorio SIG-CUNORI. 2020.

Anexo B-2. Delimitación de cuenca en ortofoto



Fuente: Laboratorio SIG-CUNORI. 2020.

Anexo C. Aforo vehicular



MUNICIPALIDAD DE ESQUIPULAS ADMINISTRACIÓN 2016-2020



Esquipulas, julio de 2,019.

AFORO VEHICULAR

Fecha: Julio 2,018 – Julio 2,019.

Proyecto: Tramo carretero del caserío Zapote, aldea Belén hacia el caserío Los Vados, aldea Valle Dolores, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Vehículos particulares: Pasolas, Motocicletas, Taxi motos, carros.

No.	MES	AÑO	VEHICULOS LIVIANOS PROMEDIO DIA	VEHICULOS PESADOS	TOTAL
1	AGOSTO	2018	75	15	90
2	SEPTIEMBRE	2018	72	12	84
3	OCTUBRE	2018	75	10	85
4	NOVIEMBRE	2018	81	15	96
5	DICIEMBRE	2018	79	14	93
6	ENERO	2019	75	25	100
7	FEBRERO	2019	78	22	100
8	MARZO	2019	73	27	100
9	ABRIL	2019	70	30	100
10	MAYO	2019	65	25	90
11	JUNIO	2019	60	20	80
12	JULIO	2019	71	15	86

Vehículos livianos: pick-up, camionetas, paneles, camiones de 2 ejes, (4 llantas).

Vehículos pesados: camiones de 3 ejes (6 llantas).

Lic. Dermý Adélmo Vega Sosa
Red Vial
Municipalidad de Esquipulas



ESQUIPULAS, CAPITAL CENTROAMERICANA DE LA FE

PBX: 7961-3939 / informacion@muniesquipulas.com

Fuente: Red Vial, Municipalidad de Esquipulas. 2019.

Anexo D

Informes de laboratorios de la muestra de la subbase del proyecto “DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”

Anexo D-1	Análisis granulométrico
Anexo D-2	Límites de Atterberg
Anexo D-3	Ensayo de compactación
Anexo D-4	Ensayo de Razón Soporte California -C.B.R.-

Anexo D-1. Análisis granulométrico



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



Informe No.: 351 S.S.A.

Interesado: EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZALEZ

Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo

Proyecto: EPS "DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERIO EL ZAPOTE, ALDEA BELEN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"

Ubicación: MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

Fecha: miércoles, 25 de septiembre de 2019

O.T.: 40,057

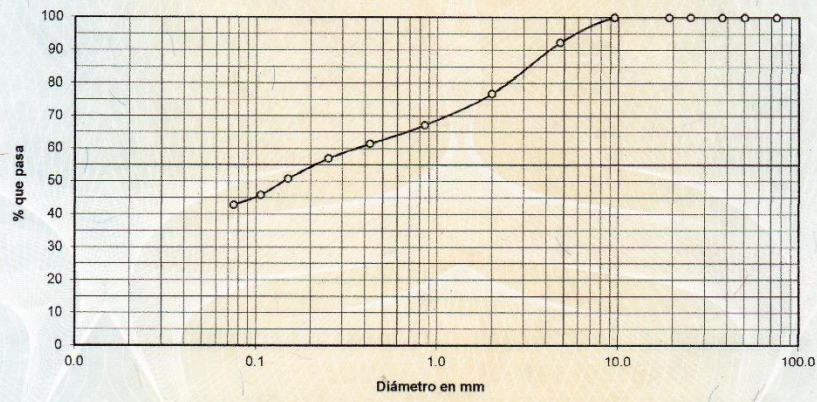
No. 17336

Norma: ASTM D6913-04

Muestra: SUBBASE

Análisis con Tamices:

Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100.00	10	2.00 mm	76.76
2"	50 mm	100.00	20	850 µm	67.15
1 1/2"	37.5 mm	100.00	40	425 µm	61.44
1"	25 mm	100.00	60	250 µm	56.97
3/4"	19.0 mm	100.00	100	150 µm	50.79
3/8"	9.5 mm	100.00	140	106 µm	45.84
4	4.75 mm	92.30	200	75 µm	42.86



Descripción del suelo: ARENA LIMOSA COLOR BEIGE CON PRESENCIA DE GRAVA

Clasificación: S.C.U.: SM % de Grava: 7.70 D10: * mm

P.R.A.: A-5 % de Arena: 49.44 D30: * mm

 % de finos: 42.86 D60: 0.36 mm

Observaciones Muestra proporcionada por el interesado.

* Diámetro efectivo no aplica.

Atentamente,

Vo.Bo.

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Ing. Teima Maricela Cano Morales




FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-

Edificio Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12

Teléfono: 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252

Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo D-2. Límites de Atterberg



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



No. 17335

INFORME No. 350 S.S.A.

O.T.: 40,057

Interesado: EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZALEZ

Proyecto: EPS "DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERIO EL ZAPOTE, ALDEA BELEN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

FECHA: miércoles, 25 de septiembre de 2019

RESULTADOS:

MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
SUBBASE	44.66	9.69	ML	ARENA LIMOSA COLOR BEIGE CON PRESENCIA DE GRAVA

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Omar E. Medrano Méndez Vo.Bo.

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Telma Maricela Cano Morales

Inga. Telma Maricela Cano Morales

DIRECTORA CII/USAC



SECCION DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-

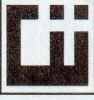
Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12

teléfono directo 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252

Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo D-3. Ensayo de compactación



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



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

INFORME No. 352 S.S.A.

O.T.: 40,057

No. 17337

Interesado: EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZALEZ

Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proyecto: EPS "DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERIO EL ZAPOTE, ALDEA BELEN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"

Ubicación: MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

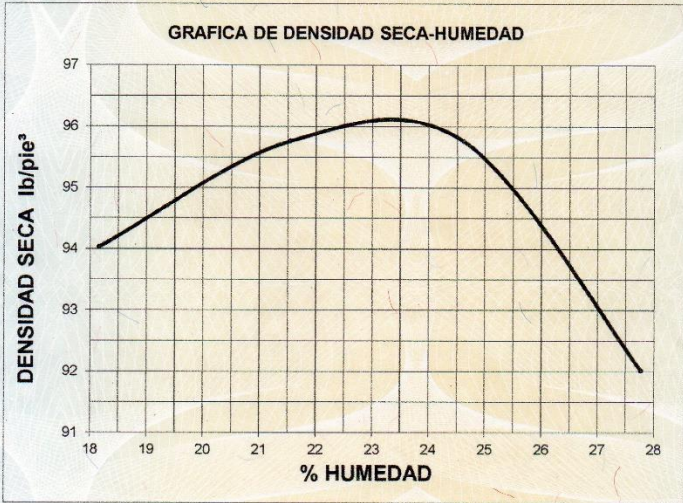
Fecha: miércoles, 25 de septiembre de 2019

Proctor Estándar: () Norma: A.A.S.H.T.O. T-99

Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180

Muestra: SUBBASE

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD



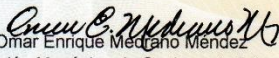
Descripción del suelo: ARENA LIMOSA COLOR BEIGE CON PRESENCIA DE GRAVA

Densidad seca máxima γ_d : 1,541.12 Kg/m³ 96.20 lb/pe³

Humedad óptima Hop.: 23.50 %

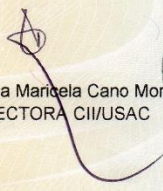
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,



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

Vo.Bo.



Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCION DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Oficio Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12
2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo D-4.

Ensayo de Razón Soporte California -C.B.R.-



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



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

INFORME No. 353 S.S.A.

O.T. No. 40,057

No. 17338

Interesado: EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZALEZ

Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O.T-193

Proyecto: EPS "DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERIO EL ZAPOTE, ALDEA BELEN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"

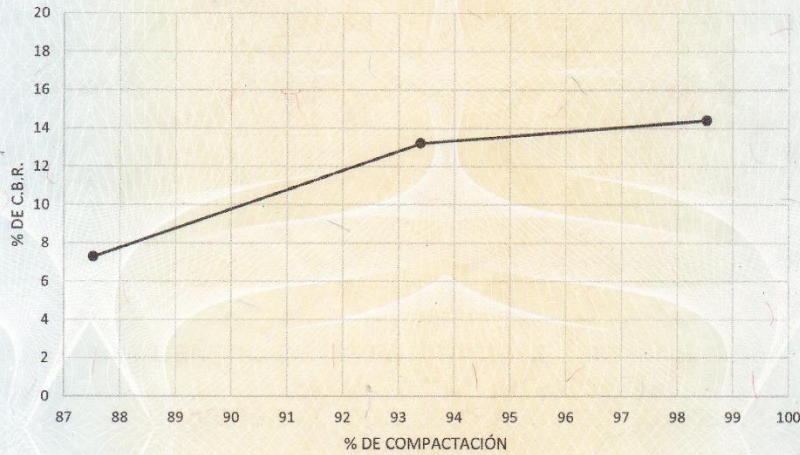
Ubicación: MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

Descripción del suelo: ARENA LIMOSA COLOR BEIGE CON PRESENCIA DE GRAVA

Fecha: miércoles, 25 de septiembre de 2019 Muestra: SUBBASE

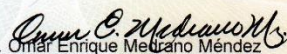
PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C	EXPANSION	C.B.R.
No.	No.	H (%)	γ_d (Lb/pie ³)	(%)	(%)	(%)
1	10	24.97	84.20	87.5	0.98	7.30
2	25	24.97	89.85	93.4	1.00	13.20
3	56	24.97	94.79	98.5	0.76	14.41

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



Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Vo.Bo.



Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCION DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
Edificio Emilio Beltrarena, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

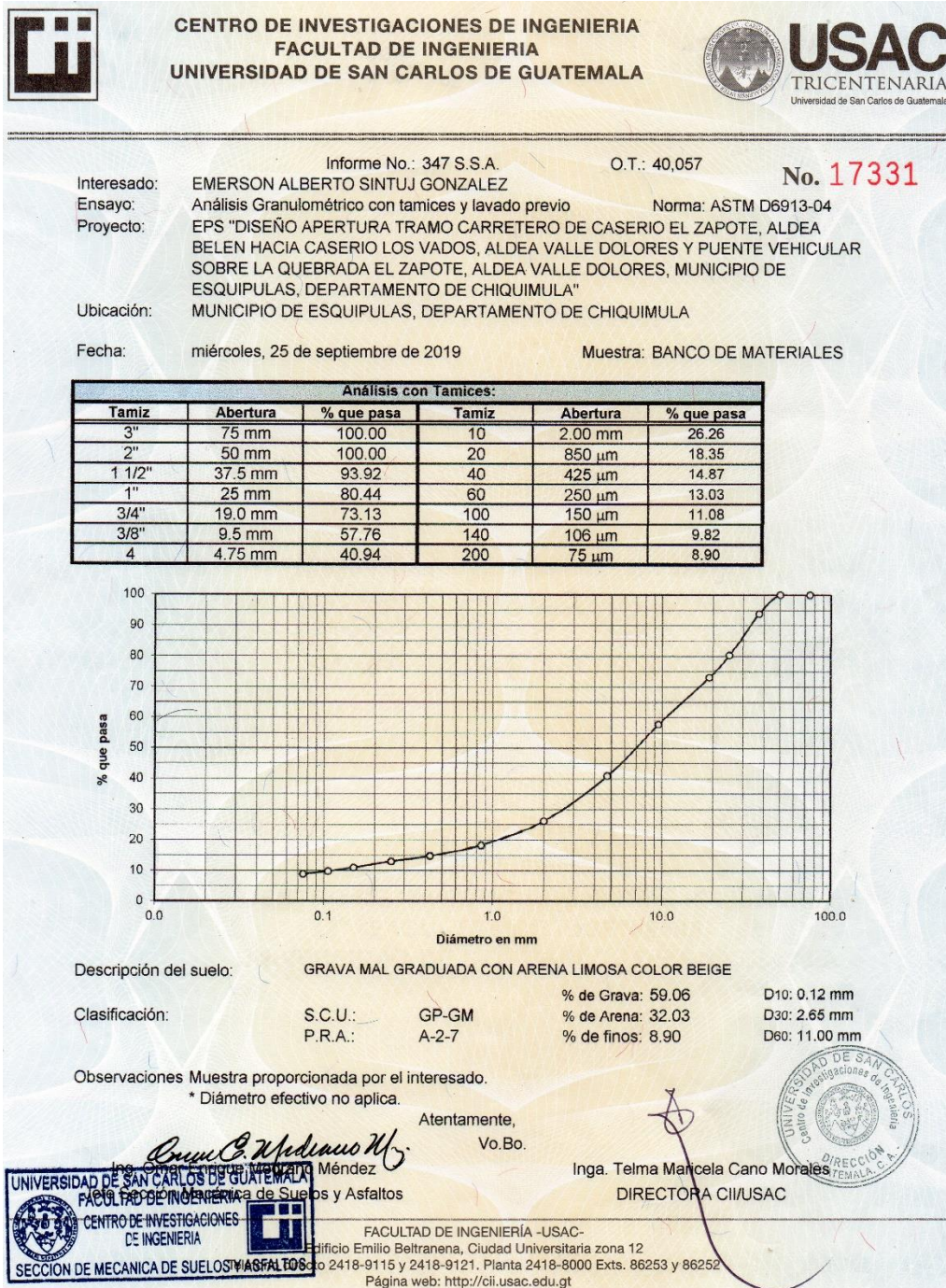
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo E

Informes de laboratorios de la muestra del banco de materiales del proyecto “DISEÑO DEL TRAMO CARRETERO DEL CASERÍO EL ZAPOTE, ALDEA BELÉN HACIA CASERÍO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”

Anexo E-1	Análisis granulométrico
Anexo E-2	Límites de Atterberg
Anexo E-3	Ensayo de compactación
Anexo E-4	Ensayo de Razón Soporte California -C.B.R.-

Anexo E-1. Análisis granulométrico



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo E-2.

Límites de Atterberg



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



No. 17330

INFORME No. 346 S.S.A.

O.T.: 40,057

Interesado: EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZALEZ
Proyecto: EPS "DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERIO EL ZAPOTE, ALDEA BELEN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90
Ubicación: MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA
FECHA: miércoles, 25 de septiembre de 2019

RESULTADOS:

MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
BANCO DE MATERIALES	50.59	16.57	MH	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA LIMOSA COLOR BEIGE

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos

Vo.Bo.



Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 CENTRO DE INVESTIGACIONES
 DE INGENIERIA
 SECCION DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS



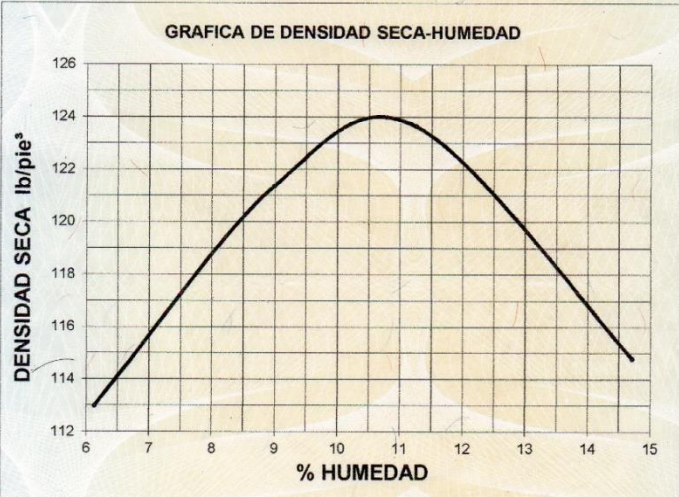
FACULTAD DE INGENIERIA -USAC-
 Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfonos 2418-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo E-3. Ensayo de compactación

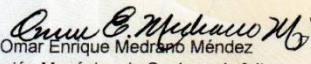
		CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			USAC TRICENTENARIA Universidad de San Carlos de Guatemala
INFORME No. 348 S.S.A.			O.T.: 40,057		
			No. 17332		
Interesado:	EMERSON ALBERTO SINTUJ GONZALEZ		Proctor Estándar:	() Norma: A.A.S.H.T.O. T-99	
Asunto:	ENSAYO DE COMPACTACIÓN.		Proctor Modificado:	(X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180	
Proyecto:	EPS "DISEÑO APERTURA TRAMO CARRETERO DE CASERIO EL ZAPOTE, ALDEA BELEN HACIA CASERIO LOS VADOS, ALDEA VALLE DOLORES Y PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL ZAPOTE, ALDEA VALLE DOLORES, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"				
Ubicación:	MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA				
Fecha:	miércoles, 25 de septiembre de 2019		Muestra:	BANCO DE MATERIALES	

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD



Descripción del suelo:	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA LIMOSA COLOR BEIGE		
Densidad seca máxima γ_d :	1,986.48 Kg/m³	124.00 lb/pie³	
Humedad óptima Hop.:	10.60 %		
Observaciones:	Muestra proporcionada por el interesado.		

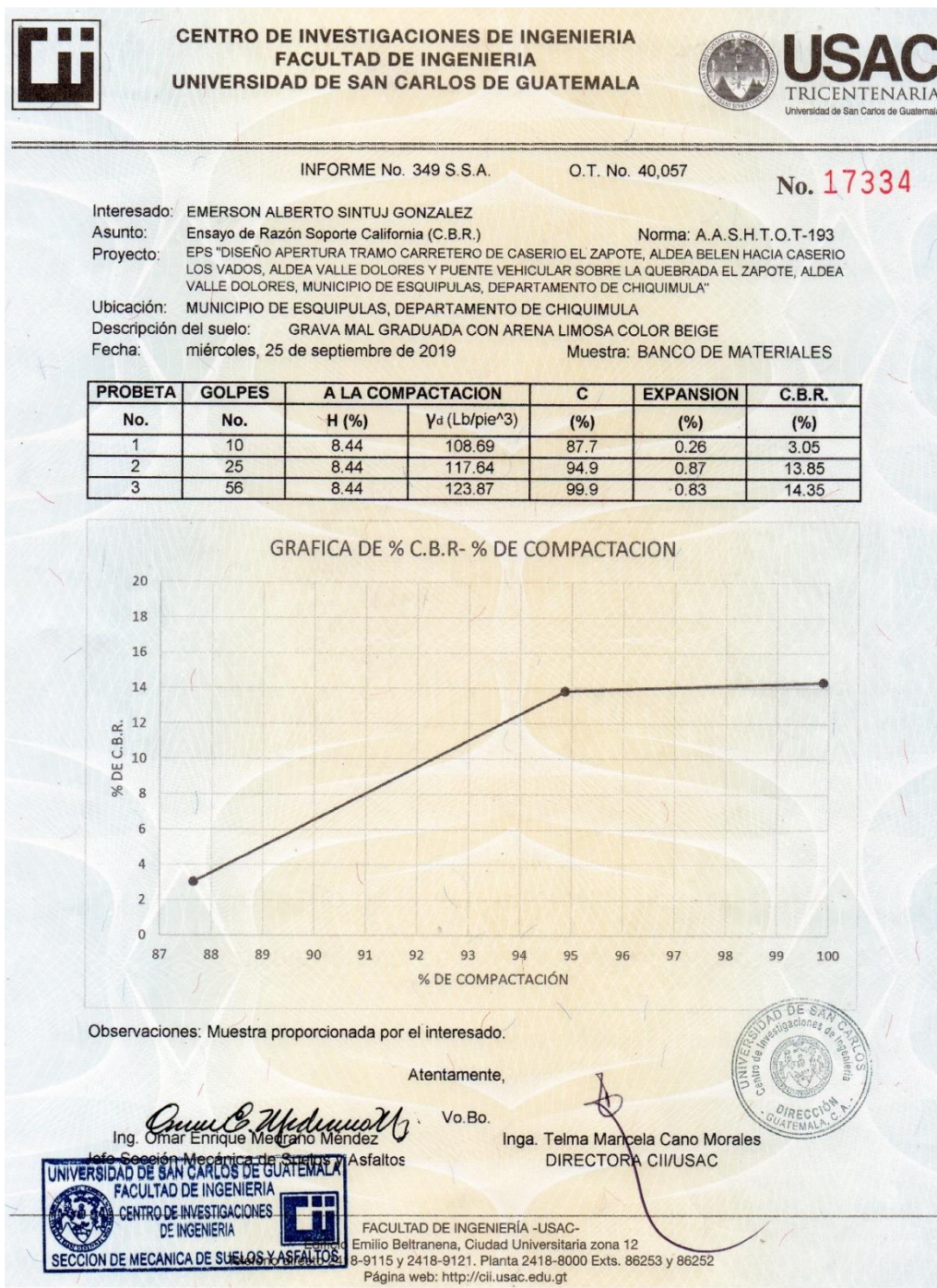
Atentamente,

 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez Jefe Sección Mecánica de Suelos y Asfaltos	 Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC
---	--

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA SECCION DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTOS	 FACULTAD DE INGENIERIA -USAC- Calle Emilio Beltranena, Ciudad Universitaria zona 12 4018-9115 y 2418-9121. Planta 2418-8000 Exts. 86253 y 86252 Página web: http://cii.usac.edu.gt
--	---

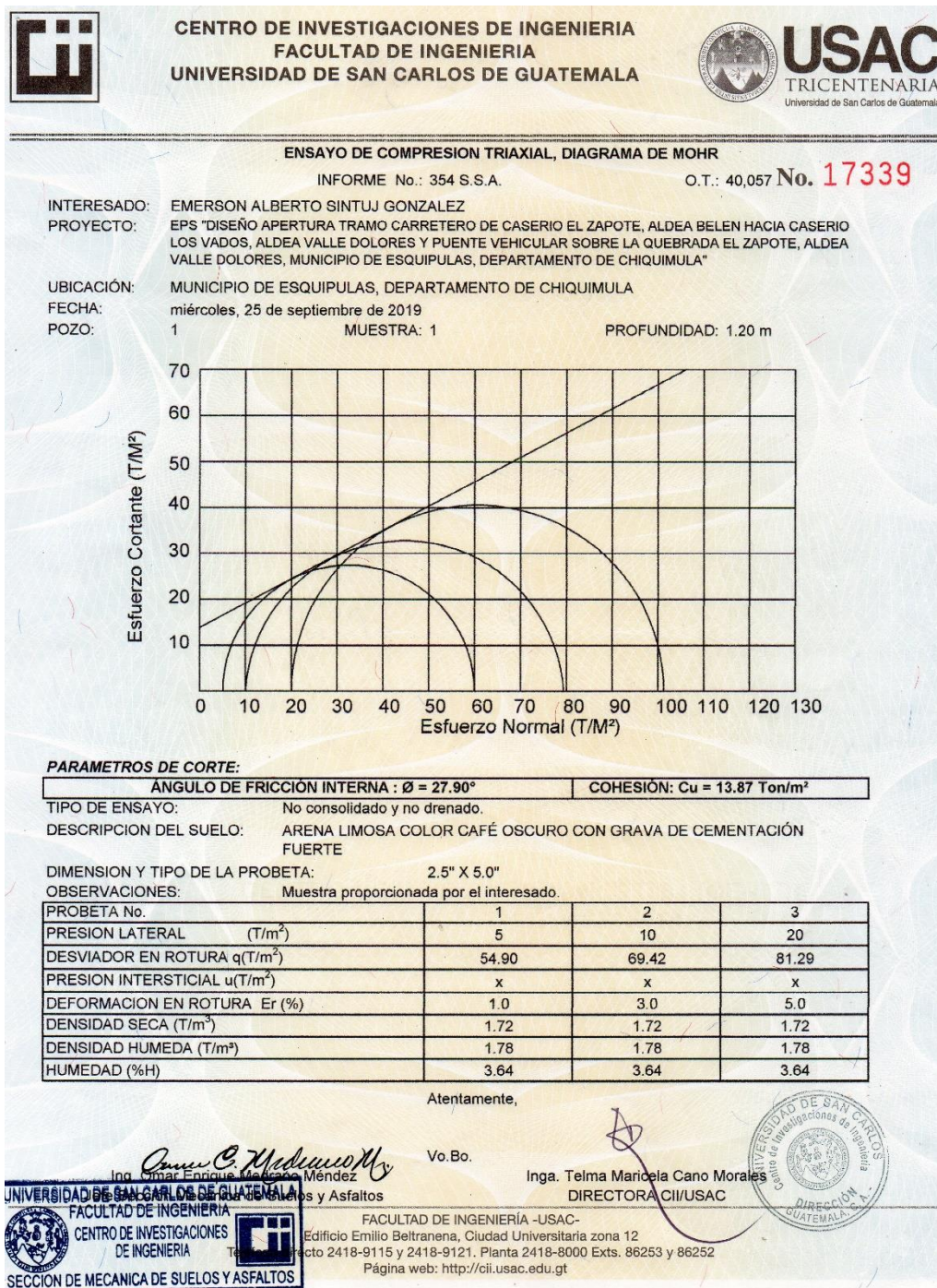
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo E-4. Ensayo de Razón Soporte California -C.B.R.-



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

Anexo F. Ensayo de compresión triaxial



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería -CII-. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2019.

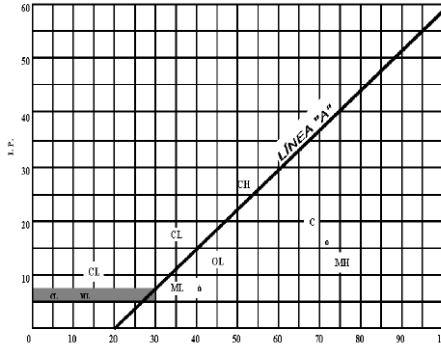
Anexo G. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), incluyendo identificación y descripción

DIVISIÓN MAYOR				SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕	Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	GRAVAS LIMPÍAS Poco o nada de partículas finas	GW		Gravas bien graduadas,mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	DETERMÍNENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA, DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla No. 200) LOS SUELOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos del 5%GW-GF-SW-SP; más del 12% GW-GF-SM-SC. Entre 5% y 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.		
				GP				Gravas mal graduadas,mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	
				* GM d	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo				
								u	
			GRAVA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	GC		Gravas arcillosas,mezclas de gravas,arena y arcilla			
				SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.				
								SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.
		u							
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4	ARENA LIMPÍAS Poco o nada de partículas finas	SC		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.			
				ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.				
								CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.
		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.						
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.								
				OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.				
						SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.	

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. Cu = D60 / D10 Cc = (D30)² / (D10)(D60)	
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW.	
LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
Cu = D60 / D10 mayor de 6 ; Cc = (D30)² / (D10)(D60) entre 1 y 3.	
No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	

G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo
C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad

CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)



LL %

** CLASIFICACIÓN DE FRONTERA- LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERÍSTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN CON LA COMBINACIÓN DE LOS DOS SÍMBOLOS; POR EJEMPLO GW-GC, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS CON CEMENTANTE ARCILLOSO.
 ⊕ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD.
 * LA DIVISIÓN DE LOS GRUPOS GM Y SM EN SUBDIVISIONES d Y u SON PARA CAMINOS Y AEROPUERTOS UNICAMENTE, LA SUB-DIVISIÓN ESTA BASADA EN LOS LÍMITES DE ATTERBERG EL SUFJO d SE USA CUANDO EL L.L. ES DE 28 O MENOS Y EL I.P. ES DE 6 O MENOS. EL SUFJO u ES USADO CUANDO EL L.L. ES MAYOR QUE 28.

Fuente: Crespo Villalaz. 2004. p. 89.

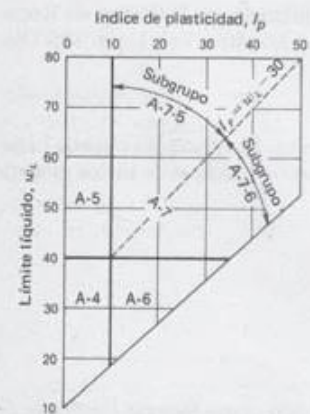
Anexo H. Sistema de clasificación de suelos AASHTO

Clasificación General	Materiales Granulares (35 % o menos del total pasa el tamiz No. 200)						Materiales limo-arcillosos (más del 35 % del total pasa el tamiz No. 200)			
Clasificación de Grupo	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7			A-7-5* A-7-6
Porcentaje de material que pasa el tamiz No. 10	50 max									
No. 40	30 max	50 max	51 min							
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40										
Límite líquido, w_L				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max
Índice Plástico, I_p	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min
Índice de Grupo ^b	0	0	0			4 max		8 max	12 max	16 max

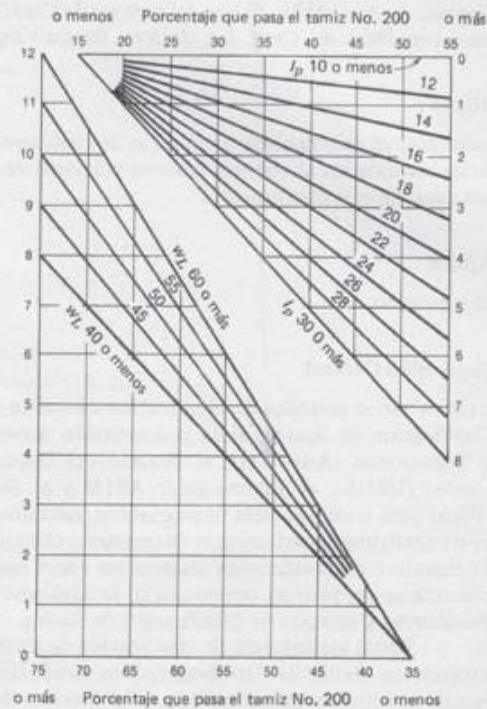
*Ver Fig. 8-1b

^bÍndice de Grupo = $IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$ (Ver Fig. 8-1c)

(a) Sistema de clasificación AASHTO



(b) Rangos de límite líquido e índice de plasticidad para los grupos de suelos A-4, A-5, A-6 y A-7.



(c) Cuadro para obtener el índice de grupo del suelo.
El índice de grupo es igual a la suma de las dos lecturas en las escalas verticales.

Fuente: Bravo. 1976. p. 70.

Anexo I. Coeficiente “n” de Manning

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
Metal			
Acero			
Estriado soldado	0.010	0.012	0.014
Ribeteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
Hierro fundido			
Recubierto	0.010	0.013	0.014
No recubierto	0.011	0.014	0.016
Hierro forjado			
Negro	0.012	0.014	0.015
Galvanizado	0.013	0.016	0.017
Metal corrugado			
Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
No metal			
Cemento			
Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
Mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto			
Alcantarilla recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
Bien terminado	0.011	0.012	0.014
Alcantarillas de aguas residuales	0.013	0.015	0.017
Otros valores de coeficiente de Manning pueden consultarse en Hidráulica de Canales Abiertos (Chow, 2004) u otra referencia.			

Fuente: SIECA. 2016. p. 116.

Anexo J. Diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular

TABLAS Y DIAGRAMAS

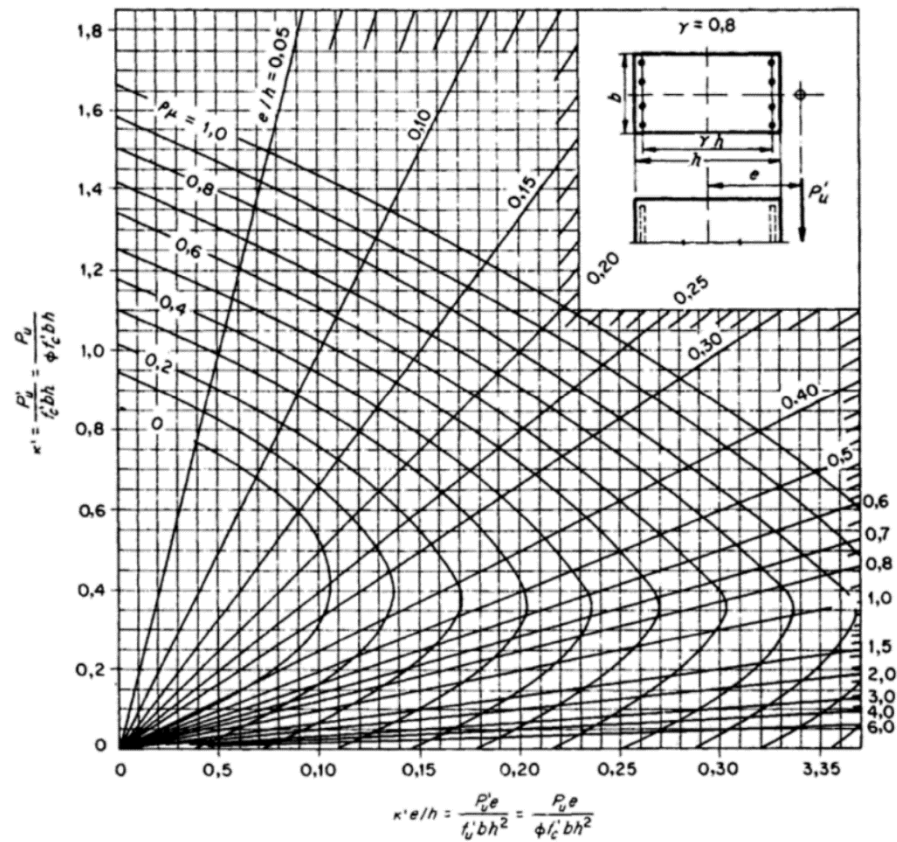
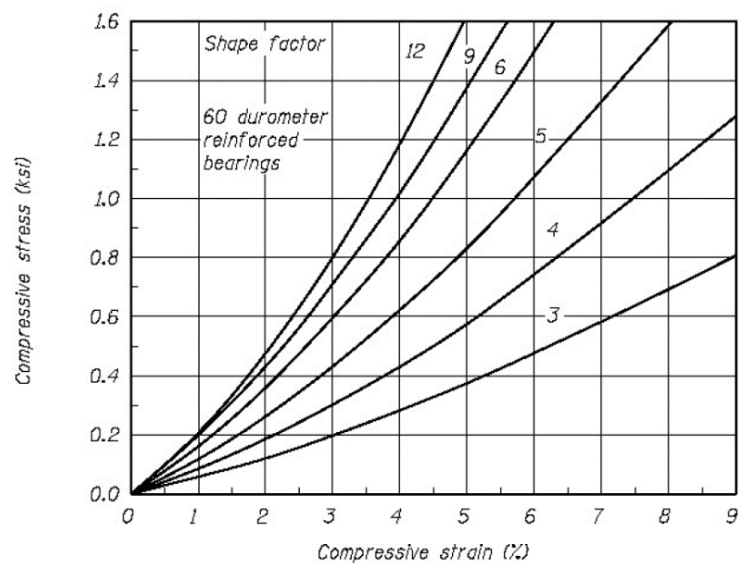
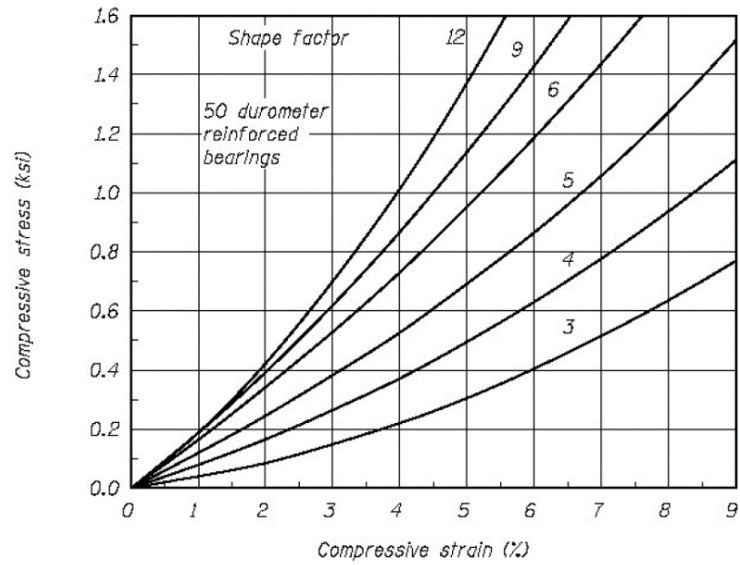


Gráfico 3 Diagrama de interacción de un pilar de sección rectangular: $\gamma = 0,8$, $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$. (Adaptado del artículo citado en el gráfico 2.)

Fuente: Winter y Nilson. 2002. p. 703.

Anexo K. Curvas de tensión-deformación



Fuente: AASHTO LRFD. 2014. p. 72.

Anexo L. **Datos de coeficiente de escorrentía**

Tabla 64. **Coeficientes de escorrentía**

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
Áreas desarrolladas							
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas verdes, condición pobre							
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
Áreas no desarrolladas							
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, 2- 7%	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: SIECA. 2016. p. 81.

Anexo M. **Datos de coeficiente de rugosidad**

Tabla 65. **Valores de coeficiente de rugosidad "n", en canales**

No.	Tipo de canal	Mínimo	Normal	Máximo
	Pastizales, sin matorrales			
1	Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2	Pasto alto	0.030	0.035	0.050
	Áreas cultivadas			
1	Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2	Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3	Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
	Matorrales			
1	Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2	Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3	Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4	Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5	Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
	Árboles			
1	Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.20
2	Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3	Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4	Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5	Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160

Fuente: Chow. 1994. p. 111.

Anexo N. **Valores de coeficiente de rugosidad**

Tabla 66. **Valores de coeficientes de rugosidad “n”, en ríos**

No.	Tipo de canal	Mínimo	Normal	Máximo
	Corrientes naturales menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
1	Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2	Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3	Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4	Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5	Igual anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6	Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7	Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8	Tramos con muchas malezas, pozo profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150

Fuente: Chow. 1994. p. 110.