



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL
AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA**

Juan Pablo Burrero Manuel

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, junio de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL
AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JUAN PABLO BARRERO MANUEL

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Armando Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL
AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 02 de noviembre 2016.

Juan Pablo Burrero Manuel



Guatemala, 02 de febrero de 2018
Ref.EPS.DOC.102.02.18

Ing. Christa del Rosario Classon de Pinto
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan Pablo Burrero Manuel, Registro Académico 201021117 y CUI 2181 02305 1503** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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



c.c. Archivo
SJRS/ra

Universidad de San Carlos de
Guatemala



Facultad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 07 de febrero de 2022
Ref.EPS.D.30.02.22

Ing. Armando Fuentes Roca
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Fuentes Roca:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan Pablo Burrero Manuel, CUI 2181 02305 1503 y Registro Académico 201021117**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS



OAH/ra



USAC

TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala

FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala, 6 de marzo de 2019

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

Estimado Ingeniero Montenegro:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **“DISEÑO DE PUNTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA”** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan Pablo Burrero Manuel con registro académico 201021117 y CUI 2181 02305 1503, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC



Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua



LNG.DIRECTOR.117.EIC.2022

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del Asesor, el visto bueno del Coordinador de Área y la aprobación del área de lingüística del trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA**, presentado por: **Juan Pablo Burrero Manuel**, procedo con el Aval del mismo, ya que cumple con los requisitos normados por la Facultad de Ingeniería.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Armando Fuentes Roca
Director
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala, junio de 2022





Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.416.2022

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR Y AMPLIACIÓN DE TRAMO CARRETERO HACIA EL AMATE BÁRCENAS, VILLA NUEVA, GUATEMALA**, presentado por: **Juan Pablo Burrero Manuel**, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Inga. Aureia Anabela Cordova Estrada

Decana



Guatemala, junio de 2022

AACE/gaac

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** En primer lugar, por darme la vida y brindarme la sabiduría para lograr mis metas y no abandonarme durante todo el proceso.
- Mis padres** Juan Burrero (q. e. p. d.), Paulina Manuel (q. e. p. d.), por forjar las bases de mi formación e inspiración para ser mejor cada día, trazándome metas.
- Mis tíos** Rosa y Adolfo Burrero, Carmela, Julia y María Manuel.
- Mis abuelos** Marcelino Burrero (q. e. p. d.), Vicenta Xitumul (q. e. p. d.), Esteban Manuel (q.e.p.d.), Nicolasa Manuel (q. e. p. d.), que su legado prevalece inspirando a ser mejor persona cada día.
- Mis hermanos** Por su apoyo incondicional y aconsejarme cada día a superarme profesionalmente.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por brindarme las herramientas necesarias para mi formación profesional.
Facultad de Ingeniería	Por el apoyo en los diferentes procesos de aprendizaje.
Municipalidad de Villa Nueva	Brindar la información necesaria para realizar el diseño de los diferentes proyectos.
Mis amigos	Carlos Quim, César Bernal (q. e. p. d.), Robin Gómez, Hamilton Ta, Yoselin López, Carlos Quezada, Luis Alfonso Herrera, Enio Mauricio, Arnoldo Ávila, Carlos Rodríguez, Edy Juárez.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.2. Aspectos históricos.....	1
1.3. Características físicas del lugar.....	2
1.3.1. Ubicación y localización.....	2
1.3.2. Colindancias	4
1.3.3. Topografía	5
1.3.4. Clima	5
1.3.5. Hidrografía.....	6
1.4. Características de infraestructura.....	6
1.4.1. Vías de acceso	6
1.4.2. Servicios e instituciones	7
1.5. Características socio-económicas	8
1.5.1. Historia y origen.....	8
1.5.2. Actividad económica.....	9
1.5.3. Idioma y religión.....	10

2.	FASE TECNICO-PROFESIONAL.....	11
2.1.	Diseño de puente vehicular sobre el río Platanitos, Bárcenas.....	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Aspectos generales sobre puentes	12
2.1.2.1.	Generalidades	12
2.1.2.2.	Selección del tipo de estructura:	13
2.1.2.3.	Elementos fundamentales	13
2.1.2.4.	Construcción	14
2.1.3.	Levantamiento topográfico	14
2.1.3.1.	Planimetría	15
2.1.3.2.	Altimetría	15
2.1.4.	Estudio hidrológico e hidráulico.....	16
2.1.5.	Geometría de la estructura.....	25
2.1.6.	Estudio de suelos	27
2.1.6.1.	Ensayo de compresión triaxial.....	28
2.1.6.2.	Ensayo límite de Atterberg	31
2.1.6.3.	Análisis granulométrico con tamices y lavado previo	32
2.1.7.	Estudio de riesgo sísmico.....	32
2.1.8.	Especificaciones de diseño	35
2.1.9.	Dispositivos básicos de protección.....	37
2.1.9.1.	Barandas	37
2.1.9.2.	Dispositivos básicos de transición y contención	38
2.1.10.	Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	39
2.1.10.1.	Losa	39
2.1.10.2.	Viga	40

	2.1.10.3.	Diafragma	41
	2.1.10.4.	Cortina	42
	2.1.10.5.	Viga de apoyo.....	42
2.1.11.		Diseño de la superestructura	43
	2.1.11.1.	Diseño de losa	43
		2.1.11.1.1. Cálculo de momentos...	44
		2.1.11.1.2. Cálculo de refuerzo	46
2.1.12.		Diseño de viga	50
	2.1.12.1.	Diseño de viga intermedia	50
	2.1.12.2.	Diseño de viga exterior	84
2.1.13.		Diseño de diafragma.....	95
	2.1.13.1.	Diafragma interno	95
	2.1.13.2.	Diafragma externo	97
2.1.14.		Diseño de barandal y acera	99
2.1.15.		Diseño de la subestructura	104
	2.1.15.1.	Diseño de cortina.....	105
	2.1.15.2.	Diseño de la viga de apoyo	105
	2.1.15.3.	Diseño de apoyo elastomérico.....	106
	2.1.15.4.	Diseño de estribos	114
2.1.16.		Obras de protección	152
2.1.17.		Elaboración de planos	153
2.1.18.		Presupuesto.....	153
	2.1.18.1.	Integración de precios unitarios	153
	2.1.18.2.	Resumen de presupuesto.....	154
2.1.19.		Cronograma de ejecución física y financiera	155
2.1.20.		Evaluación de impacto ambiental	156
2.2.		Diseño ampliación de tramo carretero.....	157
	2.2.1.	Descripción del proyecto a desarrollar.....	157
	2.2.2.	Definición de pavimento	158

	2.2.2.1.	Pavimento flexible	158
2.2.3.		Levantamiento topográfico	158
	2.2.3.1.	Planimetría	159
	2.2.3.2.	Altimetría	159
2.2.4.		Estudio de suelos	160
	2.2.4.1.	Granulometría	160
	2.2.4.2.	Límites de Atterberg	161
	2.2.4.3.	Ensayo de compactación (proctor modificado).....	164
	2.2.4.4.	Ensayo de valor soporte.....	166
	2.2.4.5.	Equivalente de arena	168
	2.2.4.6.	Análisis de resultados	168
2.2.5.		Tránsito promedio diario.....	169
2.2.6.		Ley de patrimonio cultural	170
2.2.7.		Diseño geométrico de la carretera	171
	2.2.7.1.	Alineamiento horizontal	173
		2.2.7.1.1. Tangentes	173
		2.2.7.1.2. Curvas horizontales	173
		2.2.7.1.3. Curvas de transición ...	179
		2.2.7.1.4. Sobreebanco.....	180
		2.2.7.1.5. Peralte.....	182
	2.2.7.2.	Alineamiento vertical	184
		2.2.7.2.1. Subrasante.....	185
		2.2.7.2.2. Pendientes	186
		2.2.7.2.3. Curvas verticales y sus correcciones	187
2.2.8.		Movimiento de tierras	194
	2.2.8.1.	Diseño de la subrasante.....	195
	2.2.8.2.	Sección transversal y sección típica...	196

2.2.8.3.	Cálculo de áreas de secciones transversales	199
2.2.8.4.	Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras.....	200
2.2.8.5.	Balance y diagrama de masas.....	203
2.2.9.	Elementos estructurales del pavimento	204
2.2.9.1.	Subrasante	205
2.2.9.2.	Subbase	206
2.2.9.3.	Base	207
2.2.9.4.	Carpeta de rodadura.....	208
2.2.10.	Diseño de pavimento flexible por método AASHTO.....	209
2.2.11.	Drenajes	238
2.2.11.1.	Consideraciones hidráulicas	239
2.2.11.2.	Drenajes longitudinales	239
2.2.11.3.	Drenaje transversal.....	245
2.2.12.	Mantenimiento del camino.....	247
2.2.13.	Presupuesto.....	248
2.2.13.1.	Integración de precios unitarios	248
2.2.13.2.	Resumen de presupuesto.....	248
2.2.14.	Cronograma de ejecución física y financiera	249
2.2.15.	Evaluación de impacto ambiental	250
CONCLUSIONES		253
RECOMENDACIONES		255
BIBLIOGRAFÍA.....		257
APÉNDICES		261
ANEXOS.....		269

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de Villa Nueva.....	3
2.	Ubicación y localización del puente vehicular y tramo carretero	4
3.	Área de la cuenca	18
4.	Sección de eficiencia máxima para canal abierto, (trapecio)	23
5.	Geometría de la estructura.....	26
6.	Dimensiones de la estructura.....	27
7.	Análisis de losa	44
8.	Camión de diseño HL-93.....	51
9.	Diagrama para área tributaria para viga intermedia	51
10.	Diagrama de carga muerta para viga intermedia	52
11.	Centro de gravedad de cargas.....	54
12.	Diagrama de carga viva encontrando momento máximo	57
13.	<i>Tandem</i> de diseño.....	58
14.	Carga de carril.....	59
15.	Armado viga interior	75
16.	Reacción en A, carga muerta.....	76
17.	Reacción en A, producida por la carpeta de asfalto	77
18.	Reacción en A, producida por camión de diseño	77
19.	Reacción A, producida por <i>tándem</i> de diseño.....	78
20.	Reacción A, producida por carga de carril	79
21.	Diagrama de corte viga interior	81
22.	Armado de viga interior	83
23.	Diagrama para área tributaria para viga exterior	84

24.	Factor de distribución de momentos	86
25.	Viga exterior.....	91
26.	Armado de viga exterior.....	95
27.	Armado de diafragma interno	97
28.	Armado de diafragma exterior.....	99
29.	Dimensiones y cargas aplicadas para diseño de postes	102
30.	Diagrama de presiones sobre la cortina	105
31.	Armado de cortina y viga de apoyo.....	106
32.	Deformación compresión	111
33.	Detalle de neopreno.....	114
34.	Predimensionamiento de muro en voladizo	115
35.	Propuesta de estribo.....	117
36.	Estribo y cargas	118
37.	Diagrama de fuerzas en muro de retención de suelos.....	123
38.	Aplicación fuerza de frenado	126
39.	Figura para cálculo de empuje pasivo del suelo	131
40.	Acero en el talón.....	143
41.	Detalle de armadura	151
42.	Elementos de una curva circular simple	174
43.	Sobre ancho en curva.....	182
44.	Tangente vertical	185
45.	Elementos de una curva vertical.....	187
46.	Tipos de curvas verticales	188
47.	Tipos de secciones transversales.....	200
48.	Volumen entre secciones del mismo tipo.....	201
49.	Volumen entre secciones de diferente tipo	202
50.	Diagrama balance de masas	204
51.	Sección pavimento flexible	209

52.	Deformación del pavimento debido a los esfuerzos de compresión y tensión.....	211
53.	Tipo de camión C2	223
54.	Tipo de camión T3S3	225
55.	Monograma para obtener el número estructural de la subrasante (SN)	230
56.	Determinación de número estructural para subbase (SN)	230
57.	Determinación del número estructural para base (SN)	231
58.	Coefficiente estructural a partir del módulo elástico de concreto asfáltico	232
59.	Coefficiente estructural para capa base	233
60.	Coefficiente estructural para la capa de subbase	234
61.	Fallas inducidas por humedad	238
62.	Cuneta de máxima eficiencia	243
63.	Cuneta sección trapezoidal	244

TABLAS

I.	Parámetros ajustables intensidad de lluvia	20
II.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía.....	21
III.	Factores de capacidad de carga de Meyerhof	29
IV.	Factor Kd de acuerdo con el nivel de sismo.....	33
V.	Guía para clasificación de sitio.....	33
VI.	Coefficiente de Sitio Fa	34
VII.	Tipo de fuente sísmica	34
VIII.	Factor Na para períodos cortos de vibración	34
IX.	Peraltes mínimos en superestructura para puentes.....	40
X.	Centro de gravedad.....	54
XI.	Tandem de diseño.....	58

XII.	Tabla Incremento por carga dinámica IM.....	60
XIII.	Factores y combinaciones de carga	67
XIV.	Factores de carga para cargas permanentes	68
XV.	Factores y combinaciones de cargas.....	68
XVI.	Centroide estribo.....	119
XVII.	Centroide masa de suelo	120
XVIII.	Sobre carga por carga viva	120
XIX.	Resumen cargas verticales (estabilizadores)	121
XX.	Resumen cargas horizontales (producen volteo).....	126
XXI.	Factores de cargas	127
XXII.	Factores y combinaciones de cargas verticales	127
XXIII.	Factores y combinaciones de momentos estabilizadores	128
XXIV.	Factores y combinaciones de cargas horizontales	128
XXV.	Factores y combinaciones de momentos de volteo	129
XXVI.	Chequeo de estabilidad y esfuerzos	130
XXVII.	Chequeo de deslizamiento	130
XXVIII.	Factores de resistencia en cimentaciones superficiales	133
XXIX.	Presiones actuando en la base del estribo	134
XXX.	Factores y combinaciones de cargas verticales	134
XXXI.	Factores y combinaciones de momento estabilizador	135
XXXII.	Factores y combinaciones de cargas horizontales	135
XXXIII.	Factores y combinaciones de momento de vuelco	136
XXXIV.	Chequeo de estabilidad y esfuerzos	136
XXXV.	Chequeo de deslizamiento	137
XXXVI.	Presión actuante en la base del estribo	138
XXXVII.	Cargas en la base de la pantalla	138
XXXVIII.	Factores de carga y combinaciones en la pantalla	140
XXXIX.	Factores de carga y combinaciones para corte	142
XL.	Cortante y momento en la base	143

XLI.	Momento en la base.....	144
XLII.	Carga actuando en la cortina	149
XLIII.	Momento actuando en la cortina	149
XLIV.	Resumen de presupuesto	154
XLV.	Cronograma de ejecución física y financiera.....	155
XLVI.	Clasificación típica para el uso de diferentes materiales.....	167
XLVII.	Distribución de vehículos, para el Amate Bárcenas	170
XLVIII.	Sobreechanco recomendado para carreteras.....	181
XLIX.	Peralte recomendado para carreteras.....	183
L.	Valores de K.....	190
LI.	Resumen de corrección de curva vertical No. 1	194
LII.	Relaciones de corte y relleno de taludes.....	199
LIII.	Período de diseño en función del tipo de carretera	212
LIV.	Valores de confianza (R), de acuerdo con el tipo de carretera	213
LV.	Factores de desviación normal por confiabilidad	214
LVI.	Módulo resiliente según tipo de capa y CBR	217
LVII.	Factor de distribución por carril	218
LVIII.	Factor de distribución por dirección	219
LIX.	Peso de vehículos Tipo C2 y C3	222
LX.	Factor equivalente de carga, eje simple, Pt=2, SN= 4.	224
LXI.	Factor equivalente de carga, eje tridem, Pt = 2, SN= 4.....	225
LXII.	Tipos de vehículo	227
LXIII.	Cálculo de ESAL	228
LXIV.	Tiempo de drenaje para capas granulares.....	235
LXV.	Coeficiente de drenaje para pavimento flexible.....	236
LXVI.	Resumen de valores para encontrar espesor de capas.....	236
LXVII.	Coeficientes de escorrentía para ser usado en el método racional....	241
LXVIII.	Dimensiones de cuneta longitudinal.....	245
LXIX.	Presupuesto ampliación de carretera.....	249

LXX.	Cronograma de ejecución física y financiera	250
------	---	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Wcm	Carga muerta distribuida
EQ	Carga por sismo
Wcv	Carga viva distribuida
Q	Caudal
C	Centro de la curva
Kh	Coefficiente de aceleración horizontal
Kv	Coefficiente de aceleración vertical
a_i	Coefficiente de capa
Ka	Coefficiente de empuje lateral activo
Kp	Coefficiente de empuje lateral pasivo
C	Coefficiente de escorrentía
K_{AE}	Coefficiente de presión activa sísmica del terreno
n	Coefficiente de rugosidad
Cu	Cohesión
Vc	Cortante del concreto
CM	Cuerda máxima
Δ	Deflexión de la curva
Z_R	Desviación normal
fs	Esfuerzo máximo del acero
D_i	Espesor capa de pavimento
t	Espesor de losa
E	External
F	Flecha

BR	Fuerza de frenado
G 60	Grado 60
G	Grado de curvatura
°C	Grados centígrados
Ha	Hectáreas
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
km	kilómetro
kN	Kilonewton
LC	Longitud de curva
LCV	Longitud de curva vertical
m	Metro
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
msn	Metros sobre el nivel del mar
mm/h	Milímetros por hora
fr	Módulo de ruptura del concreto
M_R	Módulo resiliente
Mu	Momento último
SN	Número estructural
OM	Ordenada media
So	Pendiente longitudinal
d	Peralte
Pm	Perímetro mojado
DW	Peso propio de la superficie de rodamiento
DC	Peso propio de los componentes estructurales
EV	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno
PC	Principio de curva
PCV	Principio de curva vertical
PT	Principio de tangente

PTV	Principio de tangente vertical
PI	Punto de inflexión
PIV	Punto de intersección vertical
R	Radio de la curva
R_h	Radio hidráulico
f_y	Resistencia del acero a la fluencia
f'c	Resistencia del concreto a la comprensión
pb	Ro balanceado
PL	Sobre carga peatonal
LS	Sobrecarga por carga viva
LL	Sobrecarga vehicula
St	Subtangente
t_c	Tiempo de concentración
TPDA	Tráfico promedio diario anual

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials. (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes).
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto). Organización que desarrolla normas y recomendaciones técnicas con énfasis al concreto armado.
AutoCAD	Software en programas de diseño, dibujo, modelado, dibujo arquitectónico e ingeniería en 2d y 3d.
Carga muerta	Son cargas que se mantienen constante en magnitud y fijas en posición, comúnmente se refiere al peso propio de la estructura.
Carga viva	Es el valor de carga que es movable y se utiliza según el tipo de estructura.
Caudal	Cantidad de flujo que circula por una determinada sección en un determinado tiempo.

Cimentación	Conjunto de elementos estructurales que se usan para transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo en forma distribuida y estas cargas no deben superar la presión admisible del suelo.
CM	Es el valor de integrar todos los pesos muertos estructurales que son fijo y tiene un valor dependiente el tipo de elemento que se analice.
Cuenca	Es un contenedor natural que capta toda el agua de lluvia en una tormenta y está delimitada por su parte de agua, logrando evacuar la escorrentía superficial en un determinado punto.
Diafragma	Es un elemento estructural que se utilizara para dar rigidez, evitando la torsión y el alabeo.
Drenaje pluvial	Sistema de tubería que se utiliza para poder trasladar el agua superficial a lugares de descarga naturales.
Estribo	Es un elemento estructural que sirve de apoyo en los extremos del puente, son lo que reciben las cargas de la superestructura y sirven para la retención de relleno para formar el aproche.
Hidráulica	Estudia el comportamiento de los líquidos en función de sus propiedades físicas.

Hidrología	Ciencia que estudia al agua en su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades físicas, químicas y su relación con el medio ambiente.
Intensidad de Lluvia	Es la cantidad de precipitación que ocurre durante una tormenta y se mide en mm/hr.
Losa	Es una estructura que recibe las cargas en su superficie y las transmite a las vigas de apoyo.
Pavimento	Es una estructura que soportar la carga vehicular y está conformado por un sistema de multicapas.
Viga	Elemento estructural que se utiliza para soportar las cargas provenientes de la losa y las transmite hacia las columnas.

RESUMEN

El presente informe se divide en dos fases, la primera corresponde a la fase de investigación que describe la monografía del lugar, aspectos históricos, características físicas, ubicación, localización, vías de acceso, sus colindancias, servicios e instituciones. Estos datos establecen las condiciones necesarias que deben ser tomadas, para el desarrollo de cada uno de los proyectos.

En la fase técnico-profesional se desarrollan dos proyectos siendo el primero, el diseño de un puente vehicular sobre el río Platanitos, Bárcenas, Villa Nueva. Se realizó un estudio hidrológico e hidráulico para poder determinar el caudal máximo y conocer la cota en la que será establecido el puente, tendrá una longitud de 20 m, con un ancho de rodadura de 7 m., y poseerá banquetas en ambos extremos. La superestructura trabaja como un puente viga losa simplemente apoyado.

En el segundo proyecto se presenta, el diseño de la ampliación del tramo carretero que conduce del km 21 CA-9 sur hacia el Amate, Bárcenas, con una longitud de 3,71 km y ancho de calzada de 14 m, contiene varios tipos de secciones típicas según construcciones existentes. La rasante se trazó respetando los niveles de viviendas establecidos reduciendo así el costo en el movimiento de tierras.

Para cada uno de los proyectos se realizó un levantamiento topográfico, acompañado de un estudio de suelos, determinando así las capacidades físicas del sitio, los valores finales de diseños se respaldan con memoria de cálculos y se representan gráficamente por medio de planos constructivos. Se determinan

los presupuestos con sus cronogramas de ejecución física y financiera, finalizando con las conclusiones y recomendaciones obtenidas durante el desarrollo del informe.

OBJETIVOS

General

Diseñar un puente vehicular y la ampliación del tramo carretero hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva, Guatemala.

Específicos

1. Elaborar el diseño estructural de un puente vehicular sobre el río Platanitos, Bárcenas, Villa Nueva, en base a la Norma AASHTO LRFD.
2. Calcular la ampliación del tramo carretero que conduce del Km 21 CA-9 Sur hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva.
3. Elaborar memoria de cálculo, planos, presupuestos, cronograma de ejecución física y financiera, evaluación de impacto ambiental de cada proyecto.
4. Realizar una investigación monografía de la región.

INTRODUCCIÓN

La región sur del municipio de Villa Nueva es una zona con gran influencia industrial, es por ello que su infraestructura vial no es suficiente para brindar una buena movilización vehicular, para mitigar esta situación se optó por realizar dos tipos de proyectos: diseño de un puente vehicular y ampliación de un tramo carretero, estos beneficiarán a los pobladores de la región en reducir el tiempo de movilización.

La carretera que conduce del Km 21 CA-9 Sur hacia el Amate Bárcenas es una vía secundaria muy congestionada, porque es utilizada para circular por la región suroeste del municipio sin ingresar al casco urbano.

La ampliación del tramo carretero consistirá en el aumento a cuatro carriles divididos en dos fases, en la primera fase se realizará la ampliación a terrenos libres y se conformará de cuatro carriles, dos de ascenso y dos de descenso, en el segundo tramo se ingresa a un lugar poblado que cuenta con una infraestructura existente, teniendo tres carriles, dos de ascenso y uno de descenso. El tipo de pavimento a utilizar será pavimento flexible diseñado en base a la norma AASHTO 93.

Para completar la ampliación del tramo carretero es necesario realizar el diseño de un nuevo puente vehicular, este será ubicado en forma paralela al existente, tendrá un ancho de calzada igual a sus carriles que convergerán hacia él, con ello se dará continuidad a los cuatro carriles, e intercomunicará las regiones aledañas.

Para llevar a cabo este proyecto se realizará un estudio hidrológico e hidráulico para determinar la crecida máxima y encontrar la cota del puente, el material con el que se construirá será de concreto armado basado en las normas ACI y AASHTO LRFD.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

La ciudad de Villa Nueva es parte de los 17 municipios que conforman el departamento de Guatemala, su ubicación se encuentra al sur-occidente de la capital, su extensión territorial abarca 114 kilómetros cuadrados. La población se estima entre 800 mil y 1 millón de personas.

1.2. Aspectos históricos

Según documentos del siglo XVIII, el 9 de octubre de 1762 en la primitiva Petapa, surgió fuertes lluvias bajando un torrente del cerro, por lo cual convinieron el traslado, al noroeste sobre las lomas de la cordillera, donde se fundó con el nombre “Nuestra Señora de la Concepción de las Mesas”, en terrenos que fueron donados por don Tomas de Barillas, tierras que poseía y cedió Blas de Rivera. El municipio de Villa Nueva fue fundado el 17 de abril de 1763.¹

Tras el terremoto de 1773 familias de Antigua Guatemala llegaron a la población para formar parte, aumentando el número de pobladores. Se le brinda categoría de poblado según decreto de la Asamblea Constituyente del Estado de Guatemala del 08 de noviembre de 1839, cuando se formó el distrito de Amatitlán, y en cuyo artículo 1° se menciona a Villa Nueva.

El distrito cambio su nombre y categoría a departamento, según el acuerdo del Organismo Ejecutivo del 8 de mayo del año 1866. Luego el departamento de

¹ Municipalidad de Villa Nueva. *Historia*. <http://www.villanueva.gob.gt/monografia-villanueva-guatemala>. Consulta: 25 de agosto de 2017.

Amatitlán fue suprimido por el decreto legislativo 2 081 del 29 abril del año 1935 y Villa Nueva pasó a formar parte del departamento de Guatemala.

Sobre el significado del término de Villa Nueva, se puede decir que cuando el pueblo de San Miguel Petapa sufrió la inundación severa, las personas que sobrevivieron a está, subieron a una villa que estaba deshabitada parcialmente y recuerdan que uno de los dirigentes del grupo expresó vamos a la Villa Nueva y eventualmente se convirtió en el nombre actual del municipio.

1.3. Características físicas del lugar

Son los aspectos relacionados al lugar lo que hace de esta región un municipio con características singular que forman parte de su historia. Al lado norte colinda con la ciudad capital y en ella se concentra uno de los mercados más grandes del país como lo es el CENMA (Central de Mayoreo), y es parte del área de influencia de la cuenca que llega al lago de Amatitlán.

Sobre el lado oeste atraviesa al municipio la carretera Internacional del Pacífico CA-9, haciendo que el municipio tenga una mayor importancia en la distribución de rutas alternas para poder circular.

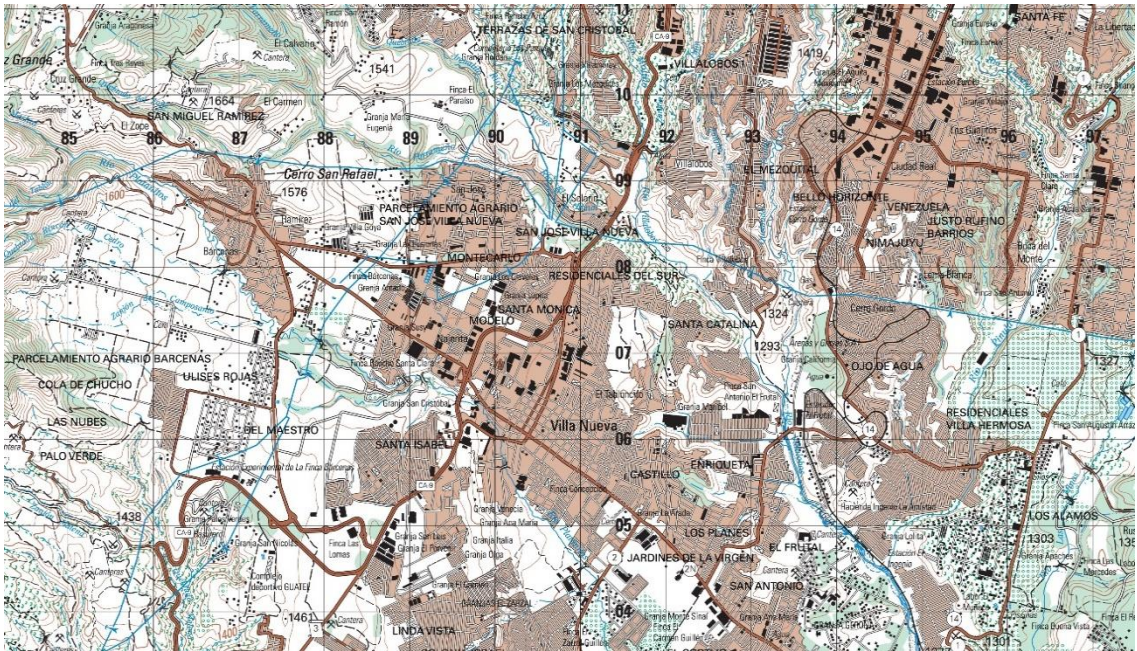
1.3.1. Ubicación y localización

El municipio de Villa Nueva está ubicado al sur de la ciudad capital y se encuentra localizada en un valle a 16 kilómetros de la misma.

Sus coordenadas cartesianas lo ubican en latitud 14°31'37" norte y una longitud de 90°35'15" oeste, el monumento de elevación del Instituto Geográfico

Nacional en el parque central del municipio, se encuentra situado a 1 330,24 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. Localización del municipio de Villa Nueva



Fuente: Instituto Geográfico Nacional. *Mapa cartográfico ciudad de Guatemala*. Escala 1:50 000. s/p.

Al Oriente limita con el municipio de San Miguel Petapa, kilómetro 20, carretera que conduce de Villa Nueva a San Miguel Petapa, identificando como carretera 2N.

Al sur colinda con el municipio de Amatitlán, kilómetro 25,2, carretera Internacional al Pacífico CA-9.

Al poniente limita con el municipio de Santa Lucía Milpas Altas, kilómetro 28, carretera que de Villa Nueva conduce a Santa Lucía Milpas Altas.

1.3.3. Topografía

El municipio se encuentra ubicada en un valle por lo cual su topografía es variada según la ubicación de interés, en la meseta central el terreno presenta una topografía ondulada, pero en sus límites va cambiando desde montañoso hasta escarpado, en la ubicación del proyecto se tiene una combinación de terreno ondulado a escarpado.

1.3.4. Clima

Es un conjunto de condiciones atmosféricas propias del lugar constituido por la cantidad de lluvias, la humedad, la temperatura, los vientos entre otros, y cuya acción compleja influye en la existencia de los seres vivos sometidos a ellas. El clima en el municipio de Villa Nueva es considerado templado, alcanzando durante todo el año, temperaturas máximas de 28 °C y mínimas de 12 °C.

1.3.5. Hidrografía

Se encarga de conocer la descripción y estudio sistemático de los cuerpos de agua de la región. Villa Nueva forma parte del área que tributa al lago de Amatitlán. Dentro de sus accidentes orográficos se pueden citar sus montañas, Cruz Grande, El Chifle, El Sillón, El Ventarrón, La Peña y Pueblo viejo. Dentro de los cerros están Loma de Trigo, Monte Rico y San Rafael.

Entre los cuerpos hidrográficos están Mashul, Parrameño, Platanitos, Villalobos y San Lucas, todos altamente afectados por la contaminación de la ciudad capital.

1.4. Características de infraestructura

En cuanto a infraestructura el municipio de Villa Nueva está en constante mejoramiento, tanto en la iniciativa privada como en el sector público. Dentro de sus obras de infraestructura posee carreteras, paso a desnivel, puentes, rutas alternas, centros comerciales, complejos deportivos, parques de recreación, complejos habitacionales, además formará parte del añillo regional. Sin embargo, con el aumento de la población, cada vez se necesitan mejorar la infraestructura del municipio, la ruta que conduce de Bárcenas hasta el kilómetro 22 ruta al Pacífico, es una vía de acceso que debe ser ampliada para mejor la circulación vehicular de la región.

1.4.1. Vías de acceso

El municipio de Villa Nueva cuenta con varias vías de acceso dándole gran importancia por ser es el centro de varios destinos, dentro de estas se pueden mencionar las siguientes:

La carretera Internacional CA-9 que se encuentra al norte del municipio que llega a conectar a la calzada Raúl Aguilar Batres.

Desde el municipio de Mixco ubicado al noroccidente, a través del Boulevard San Cristóbal y la ruta Mixco-Villa Nueva.

Al occidente de la carretera que conduce a la Antigua Guatemala y que conecta a Bárcenas hasta finalizar en el kilómetro 22, CA-9 ruta al pacífico.

Al sur que conecta al municipio de Amatitlán y el departamento de Escuintla por medio de la carretera Internacional al Pacífico CA-9. Cabe mencionar que al Sur también se conecta al anillo regional.

Por el lado Oriente que comunica a Villa Canales y San Miguel Petapa a través de la ruta departamental GUA-2.

1.4.2. Servicios e instituciones

Como el segundo municipio más grande del departamento de Guatemala en cuanto a número poblacional, cuenta con los servicios básicos más importantes: energía eléctrica, agua potable, drenajes, carreteras asfaltadas, correos, telefonía, servicio de taxi, buses urbanos y extraurbanos dentro de sus instituciones privadas y públicas están, escuelas, colegios, institutos de segunda enseñanza, salas de cine, canchas polideportivas, estadios, estación de bomberos, mercado, pensiones, restaurantes, centros comerciales, hospitales privados, clínicas médicas particulares, centro de salud, cementerios, bancos estatales y privados, monumentos históricos, plaza central y varios edificios municipales, Comisaría de la Policía Nacional Civil (PNC), Policía Municipal (PM),

Policía Municipal de Tránsito (PMT), sede del Ministerio Público, Centro de Justicia, Juzgado de familia, varias iglesias católicas y templos evangélicos.

Villa Nueva, posee agencia de los principales bancos del sistema: Banco Industrial S.A., Corporación G&T Continental S.A., Banrural S.A., Banco de América Central S.A., Banco Agromercantil S.A., Banco Promérica, los cuales están capacitados para prestar los servicios tanto nacionales como internacionales. Cuenta con una gama de restaurantes como McDonald's, Burger King, Pollo Campero, Pizza Domino's y la Estancia.

Posee centros comerciales, entre ellos se pueden mencionar: Centro Comercial Metro Centro, Centro Comercial Santa Clara, Centro Comercial El Frutal, Centro Comercial Plaza Villa Nueva, Centro Comercial Pradera, Centro Comercial Catalina. Todos ellos cuentan con tiendas de conveniencia como supermercados, boutiques, bancos, sala de cines, restaurantes y gimnasio.

Entre sus atributos es que cuenta con un club de golf privado, conocido como Mayan Golf Club, y el parque ecológico Parque de Las Naciones Unidas.

1.5. Características socio-económicas

Las características socio-económicas son los factores que ayudan a medir las relaciones sociales y económicas y que son determinantes para el municipio de Villa Nueva porque influyen en la calidad de vida de sus habitantes.

1.5.1. Historia y origen

La historia social del municipio de Villa Nueva se remonta desde el año 1762 cuando por la inundación sufrida en San Miguel Petapa la población tuvo la

necesidad de movilizarse para poder resguardarse de los fenómenos naturales. Las personas se instalan en tierras que más tarde fueron donadas.

Las grandes extensiones de tierras eran el lugar perfecto para que el municipio se ocupara en la agricultura, pero con el pasar de los años y por el aumento de la población a nivel nacional, la ciudad capital se congestionó hasta el punto de no ser capaz de albergar a las personas, muchos de ellos emigraron a los municipios circundantes, condiciones ideales que Villa Nueva posee, entre ellos su cercanía hacia la capital, los servicios básicos y obras de infraestructura.

1.5.2. Actividad económica

La actividad económica del municipio de Villa Nueva se enfoca a sus diferentes industrias teniendo un total de 282 de diferentes tipos, entre las que figuran son de alimentos, plásticos, textiles, metalúrgicas, químicas, pinturas, papel, madera y otras. Entre las principales industrias se pueden mencionar: Laboratorios Donovan Werke, Unipharm, Merigal (farmacéuticas); Industria Galvanizadora Nacional S.A. (INGASA), Galvanizadora Centroamericana S.A., (GALCASA), Tapametal de Guatemala S.A. (metalúrgicas); Polyproductos S.A., Hilados del Sur S.A., Framiza Concepción S.A., Nylontex S.A. (textiles); Pinturas Centroamericanas S.A. (PINCASA), Pintura Superior S.A. (pinturas); Durman Esquivel, Tubo Vinil S.A., Tinacos de Centroamérica S.A. (productos de pvc); Procreto S.A., Blockera la Unión, Ladritebal, Distribuidora Mayen, Cementos Progreso (materiales de construcción); MegaPlast, Olefinas, Envaica (plásticos), y se cuentan con 18 maquilas.

1.5.3. Idioma y religión

El idioma predominante entre los habitantes del municipio es el castellano, sin embargo, con el mestizaje que encuentra en la metrópoli existen varios idiomas mayas como el kaqchiquel y el poqoman. Asimismo, se profesan varias religiones entre ellas se pueden citar, la evangélica, mormona, sabatistas, testigos de Jehová y la predominante es la católica.

La fiesta patronal es el 8 de diciembre en honor a la Inmaculada Concepción de María y el mismo nombre lleva la Parroquia, así como el municipio: Villa Nueva de la Concepción. Durante nueve meses del año también una réplica de la imagen de la patrona, La Inmaculada Concepción visita los hogares de los devotos del municipio, celebrando el retorno a la Parroquia el día 6 de diciembre acompañada de otras cuatro imágenes que han visitado las otras aldeas.

2. FASE TECNICO-PROFESIONAL

2.1. Diseño de puente vehicular sobre el río Platanitos, Bárcenas

El presente capítulo se describe los aspectos generales, componentes y variables importantes en el diseño del puente vehicular, basado en normas y reglamentos establecidos para contar con un respaldo de diseño.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular para la Aldea Bárcenas, Villa Nueva, que se encuentra en la CA-9 km 22 hacia el Amate, Bárcenas, ubicado sobre el río Platanitos. Se trazará un nuevo alineamiento sobre la carretera existente, tratando de utilizar todos los recursos disponibles para minimizar los costos del proyecto, y se diseñará un nuevo puente ubicado paralelo al existente separado 0,50 m, este proyecto complementará la ampliación de la ruta antes mencionada, interconectando las regiones.

El puente tendrá una longitud de 20 m, con un ancho de calzada de 7 m, y banqueta a ambos costados de 0,80 m, la estructura es un puente tipo viga losa, para los estribos se realizará muro en voladizo debido a la demanda de la crecida máxima.

El diseño se efectuará por medio de la norma *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO LRFD 2017), bajo la filosofía que los puentes deben diseñarse para resistir los diferentes estados límites que pueda sufrir la estructura. El método LRFD, es una combinación de cargas, con

los diferentes factores de estados límites últimos y factores de resistencia nominal, estas combinaciones presentan un mayor rango de seguridad, confiabilidad tomando en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia de la estructura, que toma por separado cada uno de las diferentes cargas y factores. También se empleará como base la norma del American Concrete Institute (ACI318-19), porque establece parámetros de diseño, aplicados en elementos de concreto estructural, con esta norma se establece el diseño de la armadura a ser utilizada, los parámetros se detallan en la sección 2.1.7 Especificaciones de diseño.

2.1.2. Aspectos generales sobre puentes

A continuación, en los siguientes incisos se describen los aspectos generales necesarios para el diseño de puentes.

2.1.2.1. Generalidades

Un puente es una obra que se construye para poder superar un obstáculo dando continuidad a una vía. Suelen sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, también pueden transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Partes fundamentales de un puente:

- La superestructura: está constituido por la parte superior del puente y esta conformadora por la losa, vigas, diafragmas, drenajes y barandas en conjunto forman lo que se le conoce como tablero quienes transmiten las cargas a los apoyos.

- La subestructura: es la parte inferior del puente, la cual está conformada por las vigas de apoyo, cortina, pilares, estribos y la cimentación que soportan directamente la estructura y es la base fundamental de la vida útil del puente.

2.1.2.2. Selección del tipo de estructura:

Para llegar a concluir el tipo de estructura a utilizarse se analizó las siguientes opciones.

- Elementos post tensados: se utilizan para cubrir grandes luces, pero presentan el inconveniente que se necesita de equipo especial para su montaje y el costo del equipo es elevado.
- Elementos pretensados: cubren grandes luces, pero se necesita de grúa para su colocación e incrementa el costo del proyecto.
- Elementos de acero: son eficientes para cubrir grandes luces, pero se necesita del equipo necesario para su colocación, y se le debe de dar constante mantenimiento.
- Elementos de concreto reforzado fundidos *in situ* se pueden cubrir luces de hasta 25 metros de longitud, sin necesitar de apoyo central, no se necesita de equipo especial para su construcción, el mantenimiento es sencillo, económico y se define este tipo de estructura para el proyecto.

2.1.2.3. Elementos fundamentales

Realizando un énfasis en la analogía de cómo funciona un puente puede citarse que los puentes se dividen en dos partes, la superestructura o conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la subestructura, formada por los estribos, pilas y cimientos que soportan los

tramos. Los estribos van situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen hacia el puente, a veces son reemplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor. Las pilas son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos, los cimientos pueden estar conformados por rocas, terrenos con pilotes que soportan el peso de los estribos y las pilas.

2.1.2.4. Construcción

En la selección del tipo de estructura se determina que es conveniente utilizar el concreto reforzado en *in situ*, que por facilidades se puede realizar y ayudarse de las condiciones del lugar. Para poder realizar la construcción es necesario separar el método constructivo por etapas, y poder tener una planificación de los materiales, mano de obra, equipo necesario a utilizarse según corresponda. En la primera etapa se trabajará todo lo relacionado a la subestructura, iniciando por la cimentación que, en este caso, sería el estribo que estará conformado por un muro de gravedad hecho de concreto ciclópeo, luego se fundirán las vigas y cortinas.

En la segunda etapa se deberá trabajar con el encofrado de las vigas, diafragmas y losa, se trabajará esta etapa con los métodos tradicionales establecidos en Guatemala, encofrado con madera y apuntalando la losa con puntales o *trikets*. En la tercera etapa se deberán de crear el sistema de barandal.

2.1.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es de suma importancia en cualquier tipo de proyecto de obra civil, porque permite conocer las características físicas del lugar,

y con ello poder determinar la solución más favorable que permita reducir costos y optimizar los recursos.

Para este proyecto se utilizó una estación total el cual permite realizar mediciones y lecturas digitales que quedan grabadas en la memoria del aparato para su manipulación, se tomaron datos topográficos 50 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo donde será ubicado el puente.

2.1.3.1. Planimetría

La planimetría es un factor importante en la topografía a nivel general, la función principal de la planimetría es plasmar en un plano, la ubicación exacta de los elementos que se encuentran en una superficie dándole coordenadas x, y, sobre el plano cartesiano. Para poder realizar este trabajo se utilizó una poligonal abierta por medio del sistema de conservación de azimut, visualizando la estación anterior para centrarse en una nueva estación, luego tomar las radiaciones necesarias para conocer las características físicas del terreno.

2.1.3.2. Altimetría

La altimetría también llamada hipsometría es parte fundamental de la topografía, y se ocupa de realizar mediciones de niveles o cotas para asignarle una elevación a las diferentes coordenadas de la planimetría y en conjunto poder proyectar un relieve, representadas por medio de curvas de nivel.

La altimetría es fundamental para poder determinar la cota donde serán colocadas las cimentaciones del puente, claro que también está en función del estudio de suelo, pero permite el poder proyectar los niveles más favorables sin que las crecidas puedan causar daños a los elementos del puente.

2.1.4. Estudio hidrológico e hidráulico

El estudio hidrológico es basado en datos atmosféricos recogidos de una o varias estaciones meteorológicas, para poder interpretar y predecir las avenidas de lluvias máximas que son recogidas dentro de la cuenca y con ello conocer el caudal máximo que atravesará la estructura del puente.

La hidráulica se encarga de poder estudiar como solventar los problemas que ocasiona cuando la crecida máxima acumula un gran caudal y este atraviesa el puente, provocando un empuje a la pila, por el cual se debe diseñar para poder resistir dicho empuje y colocar la superestructura del puente a una cierta altura, en la cual el espejo de agua quede a una altura permisible para no afectar al puente.

- Método racional

En el método racional asume un valor de caudal instantáneo máximo cuando el área tributaria está contribuyendo con la escorrentía superficial durante un tiempo de precipitación máxima. Para lograr obtener el valor del caudal máximo se debe calcular el tiempo de concentración que está en función de la longitud del cauce y la diferencia de alturas. El valor del caudal se encuentra por medio de la ecuación:

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

Donde:

Q= caudal (m³/s)

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de lluvia (mm/h)

A=área tributaria de la cuenca (Ha)

Adoptando este método se deben de calcular los parámetros para obtener el caudal máximo, y dentro de ellos se procede a calcular.

- Área tributaria de la cuenca

El área tributaria se obtuvo por medio de la foto digital, proporcionado por el Instituto Nacional Geográfico (IGN), región 2059 I, escala 1:50 000, que posteriormente se trabajó en el programa de AutoCAD (se introdujo la imagen y se colocó a escala natural, encima del mapa se delimitó la cuenca y se obtuvieron los demás datos de interés), para poder delimitar la cuenca, y conocer el parteaguas de la misma.

El área es importante debido a que proporciona cuanta cantidad de agua recibirá la cuenca, y por medio del método racional determinar el caudal máximo que estará circulando donde se colocará el puente.

El área está delimitada por el parte agua que es una línea imaginaria que pasan sobre los puntos de mayor nivel topográfico y separa la cuenca en estudio de otras cuencas vecinas.

Según estudio del mapa cartográfico se determinó los siguientes valores para el estudio hidrológico:

Área tributaria: 2 714,80 Ha

Longitud del cauce principal: 10 880 km

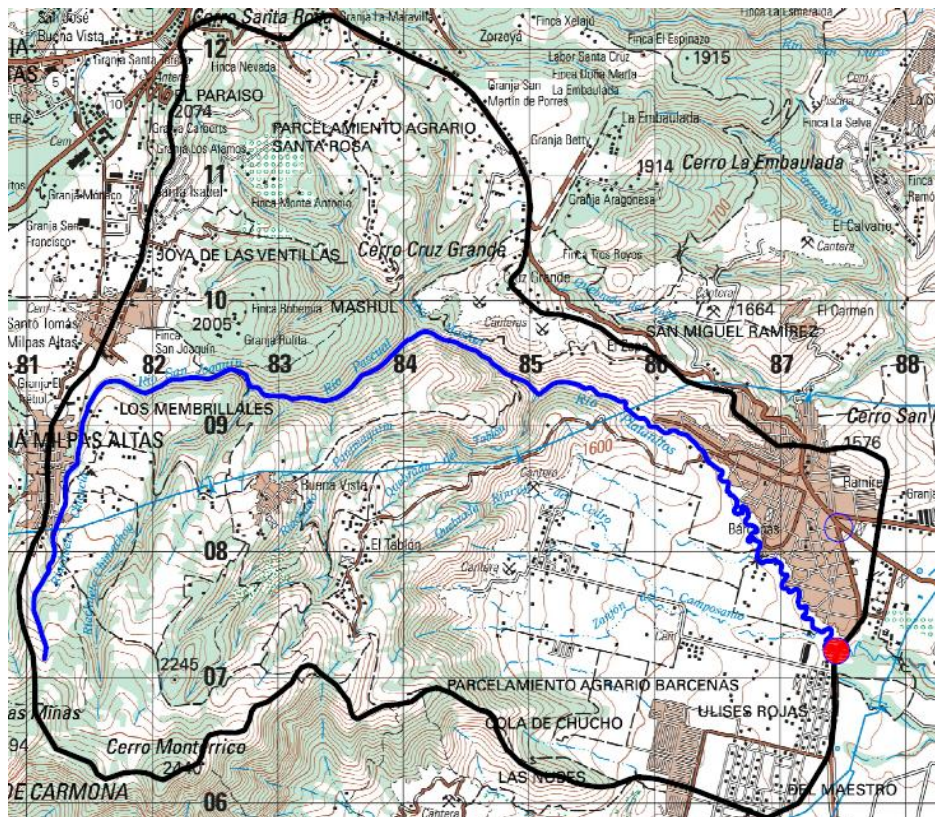
Nivel aguas arriba: 2 260 msn

Nivel aguas abajo: 1 420 msn

Diferencia de alturas: 840 m

So: 0,077

Figura 3. Área de la cuenca



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD, y mapa cartográfico de la ciudad de Guatemala, IGN escala 1:50 000.

- Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo en minutos que necesita una gota de lluvia que se encuentra en el lugar más alejado para poder salir de la cuenca por un determinado punto de interés, además intervienen otras características

como las morfométricas y relieve de la cuenca. Para poder determinar este valor se utiliza una ecuación muy popular en el medio y es la ecuación de Kirpich que relaciona la longitud del cauce y la diferencia de alturas, y fue tomada como base del informe de intensidad de lluvia Guatemala, publicada por el INSIVUMEH.

$$t_c = \frac{3L^{1,15}}{154 H^{0,38}}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = Desnivel de dicho cauce (m)

$$t_c = \frac{3(10\ 880)^{1,15}}{154 (840)^{0,38}} = 66,15 \text{ minutos}$$

- Intensidad de lluvia

Es la cantidad de lluvia que cae en determinado tiempo, los valores a utilizarse en el cálculo de la intensidad de lluvia es la proporcionada por el INSIVUMEH en el informe de intensidad de lluvia de Guatemala, y la estación tomada como referencia es la que se encuentra en dicha institución.

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

Donde

I = intensidad de lluvia (mm/h)

a, b, n, parámetros ajustables

t_c = tiempo de concentración (min)

Tabla I. **Parámetros ajustables intensidad de lluvia**

INSIVUMEH								
A	1,970	7,997	1,345	720	820	815	900	890
B	15	30	9	2	2	2	2	2
n	0.958	1.161	0.791	0.637	0.656	0.65	0.66	0.649
R2	0.989	0.991	0.982	0.981	0.973	0.973	0.981	0.981

Fuente: INSIVUMEH. *Estudio de intensidades de precipitación en Guatemala*. p. 13.

Intensidad de lluvia para un período de retorno de 100 años.

$$I = \frac{890}{(2 + 66,15)^{0,649}} = 57,48 \text{ mm/h}$$

- Coeficiente de escorrentía

El caudal de un río está en función de la variación de la precipitación, pero también está relacionado con la cantidad de flujo que se moverá sobre la superficie de su cuenca. El coeficiente de escorrentía representa la cantidad de lluvia que no es absorbida por el suelo, la vegetación, evaporación y que simplemente circula por la superficie.

El valor de escorrentía está en función de tres parámetros muy importantes como lo son, la cobertura, el tipo de suelo y relieve de la cuenca. La mayor parte del área a tributar en la cuenca de interés, proviene de la colindancia oeste de Villa Nueva con Santo Tomás Milpas Altas y Magdalena Milpas Altas, en esta región los pobladores, utilizan el suelo para la agricultura porque su altitud genera que el lugar se mantenga húmedo y reúne las condiciones idóneas para cierto tipo de siembra.

En lo que se refiere a las condiciones geológicas de Villa Nueva, puede citarse que su cabecera se encuentra dentro del llamado Graben de Guatemala, que define la depresión del Valle de Las Vacas o de La Virgen. Se encuentra un relleno de espesor variable sobre el municipio de material de ceniza y pómez, estos materiales piroclásticos fueron depositados ya sea por lluvia o por avalanchas de cenizas, productos de erupciones volcánicas este suelo es conocido en la construcción como arena blanca, y como prueba las canteras ubicadas sobre el cerro El Tablón, y el tipo de suelo se clasifica como suelo arenoso.

Ahora para describir el tercer aspecto, tomado en cuenta en la determinación del coeficiente de escorrentía, es la pendiente de la cuenca y solo en la diferencia de alturas de 840 m, que posee la longitud del cauce principal se puede dar cuenta que la cuenca posee pendientes grandes, con estos tres aspectos se procedió a determinar que el coeficiente de escorrentía a utilizar es de $C = 0,50$.

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

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5%	0,30	0,50	0,60
	5 – 10%	0,40	0,60	0,70
	10 – 30%	0,50	0,70	0,80
Potrerros	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 – 10%	0,15	0,35	0,55
	10 – 30%	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 – 10%	0,25	0,35	0,50
	10 – 30%	0,30	0,50	0,60

Fuente: INSIVUMEH. *Estudio de intensidades de precipitación en Guatemala*. p. 14.

Teniendo todos los valores se procede a calcular el caudal máximo

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

Donde:

Q= caudal (m³/s)

C= coeficiente de escorrentía

I= intensidad de lluvia (mm/h)

A=área tributaria de la cuenca (Ha)

$$Q = \frac{0,50 (57,48) (2 714,8)}{360} = 216,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del tirante

Con la ecuación de velocidad de Manning se procede a calcular la velocidad del flujo y esta combinada con la ecuación de continuidad, se procederá a realizar el cálculo del tirante máximo.

Se conoce el caudal que circula entonces se aplicará la ecuación de continuidad.

$$Q = V A$$

Donde

Q = caudal (m³/s)

V = velocidad (m/s)

A = área del flujo (m²)

Se tiene la mayoría de valores conocidos, entonces se procede a realizar la sustitución en la ecuación de continuidad, dejando como variable a encontrar el valor del tirante crítico.

$$V = \frac{Rh^{2/3} So^{1/2}}{n} ; Rh = \frac{A}{Pm}$$

Donde

V = Velocidad del flujo (m/s)

Rh = Radio hidráulico (m)

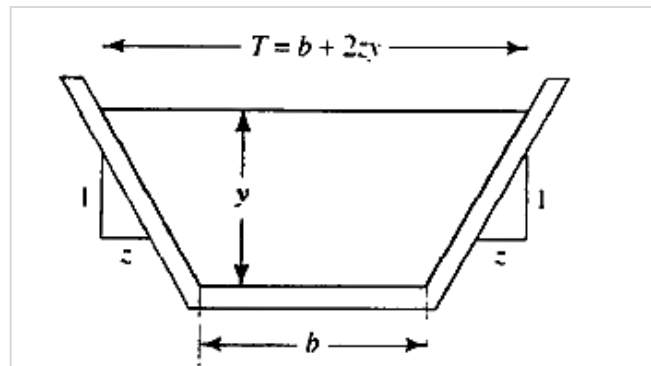
So = Pendiente del terreno (porcentaje)

Pm = perímetro mojado (m)

A = área de la sección (m²)

La geometría del canal del río, presentan una forma irregular, pero para poder determinar el valor del tirante crítico esta se asumirá que posee una forma trapezoidal, en los planos correspondientes se podrá visualizar los valores obtenidos de la sección transversal del río.

Figura 4. **Sección de eficiencia máxima para canal abierto, (trapecio)**



Fuente: MOTT, Robert. *Mecánica de fluidos*. p. 454.

$$A = (by + zy^2)$$

$$Pm = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$S_o = \frac{\Delta H}{L} = \frac{840}{10\ 880} = 0,077$$

Valores conocidos:

Q = 216,72 m³/s (según estudio hidrológico)

So = 0,077 (obtenido del estudio hidrológico)

n = 0,030 (canal natural con piedra y maleza)

z = 0,90 (se promedió según sección transversal)

b = 10,33 m (según sección transversal)

$$Q = \left(\frac{Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) (A)$$

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{(by + zy^2)}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)^{2/3} \left(S^{\frac{1}{2}} \right) (by + zy^2)$$

$$216,72 = \frac{1}{0,030} \left(\frac{(10,33y + 0,90y^2)}{10,33 + 2y\sqrt{1 + 0,90^2}} \right)^{2/3} \left(0,077^{\frac{1}{2}} \right) (10,33y + 0,90y^2)$$

$$216,72 = 9,25 * \frac{(10,33y + 0,90y^2)^{\frac{5}{3}}}{\left(10,33 + 2y\sqrt{1 + 0,90^2} \right)^{\frac{2}{3}}}; y \approx 1,65 m$$

Para encontrar el valor del tirante crítico se realizó iteraciones hasta conocer el valor.

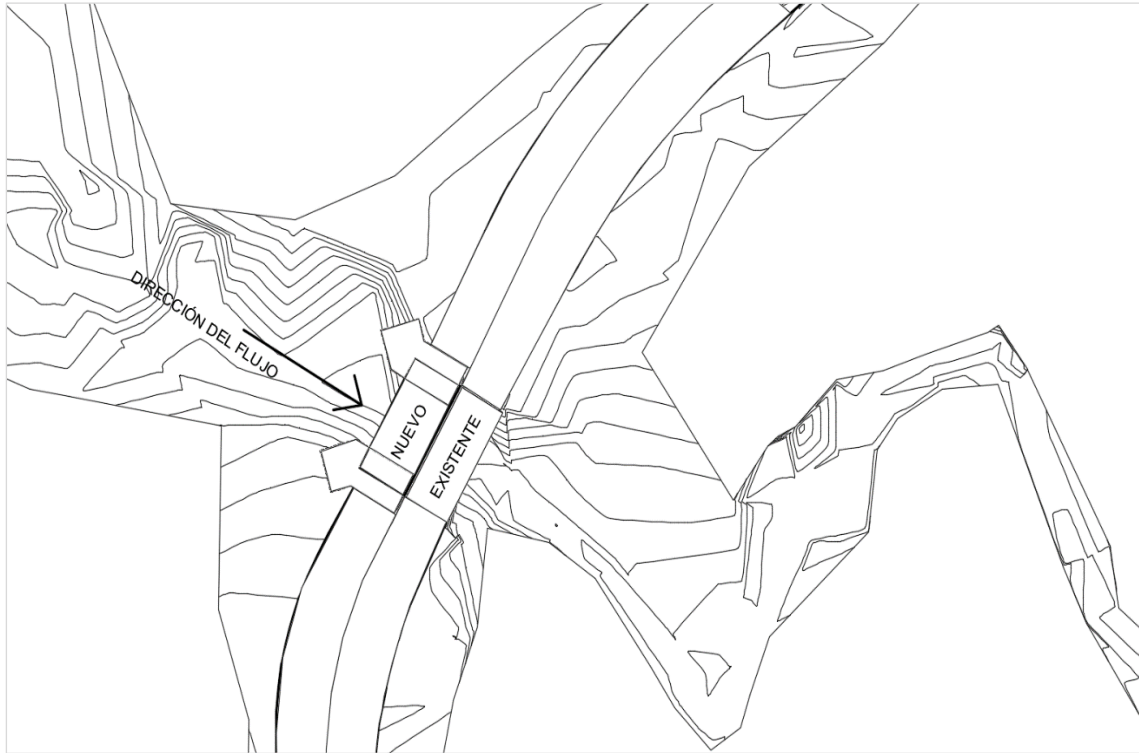
- Método sección pendiente

Este método es utilizado para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río, donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforo. Para su aplicación se requiere solamente de contar con una sección transversal del cauce donde será colocado el puente y las marcas del nivel máximo alcanzado durante el paso de la avenida. En este caso los pobladores no se han percatado de la altura que ha llegado la crecida máxima, y se utilizará el caudal encontrado mediante el método racional.

2.1.5. Geometría de la estructura

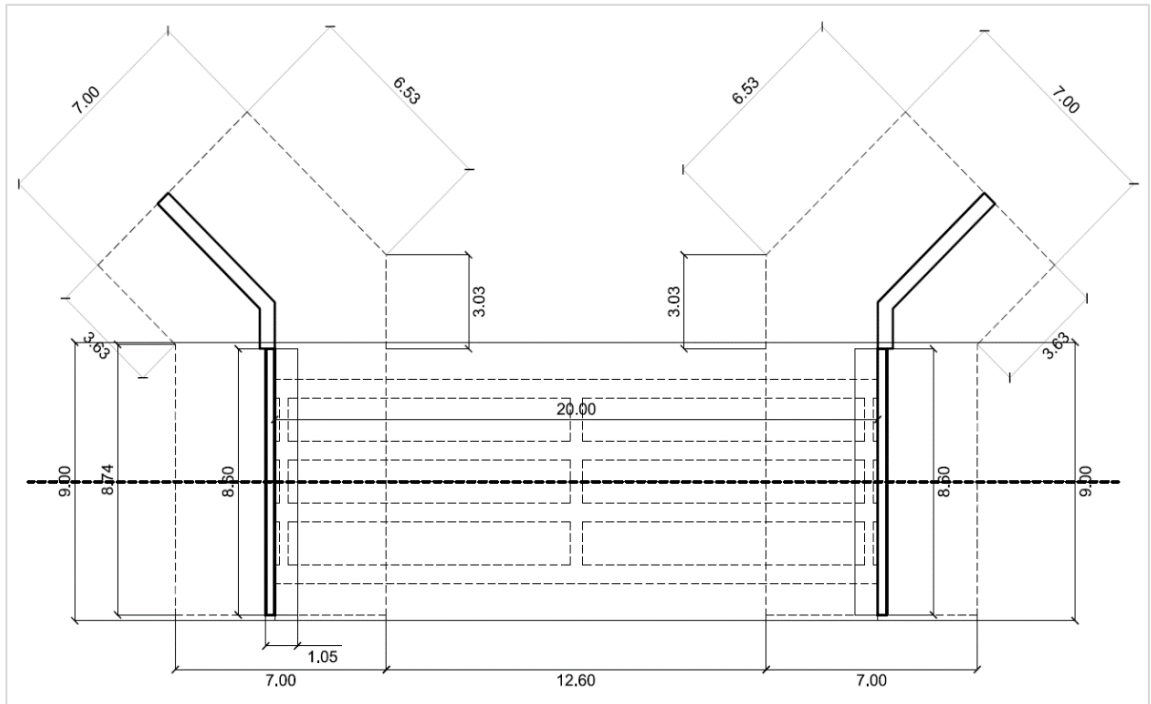
La ubicación del puente se colocará paralela al puente existente, y al determinar el nivel de crecida máxima, también se llega a la conclusión de usar la cota del puente existente, y se procede a la ubicación de la estructura, se puede notar que el cauce del río, cruza transversalmente al puente y no presenta esviaje.

Figura 5. Geometría de la estructura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Figura 6. Dimensiones de la estructura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.6. Estudio de suelos

Para lograr el diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas requieren de factores como:

- Carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación
- Requisitos de reglamento local
- Comportamiento y deformabilidad asociada al esfuerzo del suelo que soportará al sistema de cimentación.
- Condiciones geológicas del suelo.

El estudio de suelo permite conocer las características físicas y propiedades mecánicas del suelo, y poder respaldar si es suficiente para soportar las cargas a la que estará sometido el suelo, cumpliendo con la presión máxima al pie del estribo con el cual se brindará estabilidad para evitar asentamientos.

2.1.6.1. Ensayo de comprensión triaxial

Este ensayo sirve para conocer la capacidad soporte del suelo, se toma la muestra de suelo a una profundidad de 2,50 m de profundidad desde la base.

Las cimentaciones de estructuras se dividen en dos categorías como las cimentaciones superficiales y profundas, dentro de las superficiales se tienen, cimiento y zapatas comunes. Se consideran cimentaciones superficiales si el desplante de cimentación es menor o igual que el ancho de esta o si el desplante de cimentación es igual a 3 o 4 veces el ancho de esta. Las cimentaciones profundas están conformadas por sistemas de pilotes. En este caso para lograr la cimentación del puente, se propone una cimentación superficial, analizando los datos del estudio de suelos.

El Ingeniero Karl Von Terzaghi (1883-1963), en 1943 fue el primero en presentar su teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales, teniendo ecuaciones específicas para cimentaciones continuas, cuadradas, circulares y no tomaban en cuenta las rectangulares, tampoco tomaba en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación, por esta razón el ingeniero George Geoffrey Meyerhof (1916-2003), en 1963 mejoró la ecuación de Terzaghi, proponiendo una ecuación general de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, que tomase en general la geometría de las cimentaciones comúnmente utilizadas y sus factores de inclinación de carga.²

Para realizar el análisis de capacidad de carga del suelo, donde se colocará la cimentación del puente se utilizará la ecuación general anteriormente

² DAS, Braja. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 181.

mencionada. Datos obtenidos del ensayo de compresión triaxial, ver anexo No 3.

Tipo de ensayo = No consolidado no drenado

Descripción del suelo = Arena limosa color café

Ángulo de fricción interna (ϕ) = 29,68 ° (0,518 radianes)

Cohesión (Cu) = 0,00 Ton/m²

Peso específico del suelo = 1,13 (Ton/m³)

Desplante de cimentación = 2,50 m

Base propuesta = 1,00 m

Longitud propuesta = 1,00 m

Los factores de capacidad de carga se pueden calcular por medio de las ecuaciones establecidas o bien por medio de la tabla III, que en este caso se utilizará.

Tabla III. Factores de capacidad de carga de Meyerhof

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: DAS, Braja. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. p. 158.

Factores de carga, realizando interpolación $N_c = 29,41$; $N_q = 17,77$;
 $N_\gamma = 21,42$

- Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c} = 1,60$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan \phi = 1,57$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 * \frac{B}{L} = 0,6$$

- Factores de profundidad para $D_f/B = 2,5 > 1$ y $\phi = 29,68$ (calcular en radianes la expresión $\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$)

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1,35$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} = 1,37$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Factores de la inclinación de la carga $\beta =$ inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical (0°)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi^\circ}\right)^2 = 1$$

Ecuación general de capacidad de carga ultima, la cohesión es cero por lo que la primera expresión no se toma en cuenta.

$$q_u = C' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = 1,13 \cdot 2,50 \cdot 17,77 \cdot 1,57 \cdot 1,35 \cdot 1 + 0,5 \cdot 1,13 \cdot 1 \cdot 21,42 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 = 113,66 \text{ ton/m}^2 = 11,37 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar un factor de seguridad de 4

$$Q_{\text{perm}} = 11,37/4 = 2,83 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Para diseño } 28,3 \text{ ton/m}^2\text{)}$$

2.1.6.2. Ensayo límite de Atterberg

Se utiliza para determinar el comportamiento de los suelos finos, para obtener la información de la consistencia del suelo en presencia de humedad. Los límites de Atterberg se basan en el concepto de que el suelo de grano fino, presentan cuatro estados de consistencia según su humedad.

La analogía es que un suelo se encuentra en estado sólido cuando se encuentra completamente seco, al agregarle cierta cantidad de agua empiezan a trasladarse de estado, primero al estado semisólido, conforme se le agrega más agua pasa al estado plástico y finalmente al estar saturado al estado líquido. Se presenta los resultados de ensayo.

L.L. (porcentaje) = No presenta

I.P. (porcentaje) = No presenta

Clasificación = ML

Descripción del suelo = Arena limosa color café.

Con los resultados obtenidos se interpreta que el suelo no posee cohesión y es difícil el amarre del suelo al compactarse provocando desintegración.

2.1.6.3. Análisis granulométrico con tamices y lavado previo

Consiste en determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo según su tamaño, clasificando la composición del suelo entre grano fino o grueso. Obteniendo los siguientes resultados:

Porcentaje de grava = 2,46

Porcentaje de arena = 58,46

porcentaje de finos = 41,08

Descripción del suelo: Arena limosa color café

Clasificación:

S.C.U = SM

P.R.A. = A-4

El análisis de los resultados es que el suelo tiene gran cantidad de finos, este valor debe ser de menor cantidad.

2.1.7. Estudio de riesgo sísmico

Para proporcionar mayor seguridad a la integridad del puente es necesario determinar la falla geológica más cercana y su magnitud de espectro que pueda afectar a la cota de la cimentación. Estos aspectos toman en cuenta varios factores como lo son la zona sísmica donde se ubicará el puente, el tipo de puente, longitud y el tipo de suelo. Es por ello que se determinan los siguientes valores.

Se utiliza los factores para Guatemala según el reglamento de AGIES, NES-2, Demandas estructurales y condiciones de sitio 2018, 4.5.8.

- Aceleración máxima del suelo
 $A_{msd} = 0,40 S_{cd}$ AGIES 2018; 4.5.8-1

Según AGIES NSE 1, Capítulo 3 CLASIFICACIÓN DE OBRA, el puente se ubica en la Categoría IV; Obras esenciales, luego se define que pertenece a un sismo severo que tiene una probabilidad de 5 % de ser excedido en un período de 50 años, AGIES NSE 2, 4.4.2.b con estos datos se procede a los siguiente.

Probabilidad nominal de ocurrencia del sismo de diseño

Tabla IV. **Factor K_d de acuerdo con el nivel de sismo**

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Fuente: AGIES. NSE 2. Demandas estructurales y condiciones de sitio 2018. p. 4-8.

Tabla V. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de Sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{nc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{uc} < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: AGIES. NSE 2-10. Demandas estructurales y condiciones de sitio 2010. p. 21.

Índice de Sismicidad para la región de Villa Nueva es de $I_0 = 4$, con un suelo tipo E, $S_{cr} = 1,29$, Tabla A-1, AGIES NSE 2, página 103.

Tabla VI. **Coefficiente de Sitio F_a**

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C [1]	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

Fuente: AGIES. *NSE 2. Demandas estructurales y condiciones de sitio 2018*. p. 4-7.

Tabla VII. **Tipo de fuente sísmica**

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad [1]	$M_0 \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_0 \geq 7.0$ $M_0 < 7.0$ $M_0 \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_0 < 6.5$	$TC \leq 2$

Fuente: AGIES. *NSE 2. Demandas estructurales y condiciones de sitio 2018*. p. 4-11

Tabla VIII. **Factor N_a para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica [1]		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Fuente: AGIES. *NSE 2. Demandas estructurales y condiciones de sitio 2018*. p. 4-12

$$\text{AGIES 2018; 4.5.8-1} \quad \text{Amsd} = 0,40 * \text{Scd}$$

Calibración a la probabilidad estipulada

$$\text{AGIES 2018; 4.5.5-1} \quad \text{Scd} = \text{Kd} * \text{Scs}$$

Ajuste por intensidades sísmicas especiales

$$\text{AGIES 2018; 4.5.3-1} \quad \text{Scs} = \text{Scr} * \text{Fa} * \text{Na}$$

Aceleración máxima del suelo AMS d

$$\text{Scd} = \text{Kd} * \text{Scr} * \text{Fa} * \text{Na} = 0,80 * 1,29 * 1 * 1 = 1,03$$

$$\text{Amsd} = 0,4 * \text{Scd} = 0,4 * 1,03 = 0,42 \quad \text{AGIES 2018; 4.5.8-1}$$

Coefficiente de aceleración horizontal = $\text{Kh} = 0,5\text{A}$ para muros donde es posible movimientos horizontales de hasta aproximadamente 250A mm

$$\text{Kh} = 0,50 * 0,41 = 0,21 \quad \text{AGIES 2018; 4.5.8-1}$$

$$\text{Kv} = 0,20 \quad \text{Scd} = 0,20 * 1,03 = 0,21 \quad \text{AGIES 2018; 4.5.9-1}$$

2.1.8. Especificaciones de diseño

Las especificaciones de diseño son normas o reglamentos mínimos que se deben de seguir para poder garantizar que el puente no falle durante su vida útil, porque se considera la concepción del proyecto.

El diseño del puente se realizará bajo la norma AASHTO LRFD 2017 y en base a los requisitos para concreto estructurales recomendados por el Instituto Americano del Concreto (ACI318-19, por sus siglas en ingles).

Se tomará las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes.

El concreto a utilizarse tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm^2 ($f'c$ 4 000 psi), se deben de manejar los tiempos necesarios para el curado de los diferentes elementos a fundir.

El acero de refuerzo será de varilla corrugada con una resistencia a la fluencia de $4\,200 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = \text{Grado } 60$).

La acera y el barandal de protección es recomendable construir después de la deflexión libre de las vigas.

Los estribos deben ser diseñados en función del estudio de suelo en particular de la capacidad última del suelo, es recomendable utilizar estribos de muro en voladizo cuanto la altura de relleno es mayor a 6 m.

El recubrimiento a utilizarse en las vigas y columnas será de 4 cm, para la losa será de 5 cm, en la parte superior esto es por conveniencia constructiva, el recubrimiento para estribos, viga cabezal y la cimentación debe usarse 7,5 cm porque serán elementos que estarán en exposición al suelo.

Se proporcionará a las barras la longitud de desarrollo necesaria a partir de donde se requieren por diseño, y es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro de la barra o $L/20$.

Los traslapes se calcula en base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, o mayores, de tal manera que desarrollen un 125 % de la resistencia nominal (f_y).

Los dobleces deben hacerse en frío y equivalente a 4 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

2.1.9. Dispositivos básicos de protección

Son elementos estructurales que sirven para evitar percances en los peatones y también ayudan a prologar la vida útil del puente, entre ellos se pueden mencionar, las barandas, las aceras, barreras de concreto.

2.1.9.1. Barandas

Son elementos que se colocan a un costado del puente y sobre la banqueta, utilizada para proteger a los peatones y vehículos que circulan sobre el puente, esto será construido sobre la superestructura.

Las barandas deben ser diseñadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandal y metal satisfacen generalmente estos requisitos. La altura de las barandas será no menor que 1,10 m, en ciclovías será no menor de 1,40 m.

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos), y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h.

Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, y proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto.

2.1.9.2. Dispositivos básicos de transición y contención

El puente se diseñará simplemente apoyado y para que ocurra la transición de la carretera al puente, se deben de disponer en general de los siguientes elementos:

- Losa de transición

Es un elemento estructural que se utiliza para darle continuidad a la carretera con el puente, el espesor de esta no debe ser menor de 0,20 m, y una longitud límite justificado dentro de la geometría del puente y sus accesos. Quedará ligada completamente al estribo mediante articulaciones de concreto, sin conectores y apoyadas completamente sobre el terraplén de acceso.

- Estribos

Son elementos diseñados en función de servir como transición entre la carretera y el puente aparte de servir como apoyo de los extremos de la superestructura, funciona también como elemento de contención para retener los terraplenes de acceso.

- Cortinas

Son elementos transversales extremos dotados, en la cara externa de uno o dos dientes a lo largo de su extensión, el diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior opcional, contribuye a la contención del terraplén y las armaduras de las cortinas.

- Alas

Son elementos que están ligados a la cortina y diseñadas con una geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso. Las alas deben de poseer un espesor no menor de 0,25 m y confinar de preferencia la losa de transición.

2.1.10. Predimensionamiento de los elementos estructurales

Un predimensionamiento es un ensayo que se realiza bajo normas de diseño, para obtener las dimensiones que son utilizadas para empezar a diseñar los diferentes elementos estructurales, si con los datos iniciales los chequeos no cumplen se deben ir modificando hasta que puedan cumplir con los requisitos obligados.

2.1.10.1. Losa

Es importante conocer cómo se diseñará la losa que será la encargada de recibir primeramente la carga viva, para después transmitirlas a las vigas y finalmente a los estribos. La losa se diseñará con una armadura principal paralela al tráfico.

Según AASHTO (Art. 9.7.1.1.), para los tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales (vigas). La altura de un tablero deberá ser mayor o igual a 17, 5 cm y se tomará de la tabla siguiente:

Tabla IX. **Peraltes mínimos en superestructura para puentes**

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo tablero) Si se usan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y momento negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de la viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: AASHTO. *Criterios opcionales relaciones longitud de tramo-profundidad LRFD 2017.*

p. 2-14.

$$t = \frac{1,2 (s + 3,00)}{30} \geq 0,175$$

Donde

t = espesor mínimo (m)

s = luz entre vigas (m)

$$t = \frac{1,2 (2,00 + 3,00)}{30} = 0,20 \geq 0,175 \text{ m ok}$$

2.1.10.2. **Viga**

Son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de flexión y esfuerzos cortantes que reciben las cargas provenientes de la losa y soportan toda la carga de la superestructura y dan estabilidad al mismo. Para determinar la altura de la viga se utilizaron las siguientes expresiones, como $H = L/16$, y una base de $2H/5$.

$$H = \frac{L}{16} = \frac{20}{16} = 1,25 \text{ se tomará } 1,50 \text{ m}$$

$$B = \frac{2H}{5} = \frac{2 * 1,5}{5} = 0,60 \text{ m}$$

Donde:

h = altura de la viga (m)

L = longitud de la viga (m)

2.1.10.3. Diafragma

Es un elemento estructural que la principal razón es darle rigidez torsional a la sección transversal de la estructura, en este caso los diafragmas son vigas colocadas perpendicularmente a las vigas principales. La AASHTO indica la necesidad de construirlos cuando se construyen puente con vigas T. Son colocados en los extremos y en el momento positivo para luces mayores a 40 pies (12,20 m), y se colocará un diafragma interno a 10 m.

El ancho mínimo usual es de 30 cm y el alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4} h$, de las vigas principales, los diafragmas externos pueden ser $\frac{1}{2}$ de h, de las vigas principales.

Los diafragmas externos transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas principales como carga puntual, mientras que el diafragma interno transmite su peso en la mitad de la viga.

$$\text{Diafragma externo : } H_{DE} = \frac{H_{VP}}{2} = \frac{1,50}{2} = 0,75 \text{ se consideró } 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Diafragma interno: } H_{DI} = \frac{3H_{VP}}{4} = \frac{3 * 1,50}{4} = 1,125 \text{ se consideró } 1,15 \text{ m}$$

Resumen:

Diafragma externo, $b = 0,30$ m; $h = 0,80$ m

Diafragma interno, $b = 0,40$ m; $h = 1,15$

2.1.10.4. Cortina

Es un elemento que se encuentra empotrada en la viga de apoyo y su función principal es contener el terraplén y servir de conexión con la losa de transición, las dimensiones de la cortina están en función de la altura de la viga principal más el grosor del apoyo elastomérico y debe poseer un espesor mínimo de 30 cms, se diseñan a flexión y a corte. Se deben considerar la fuerza de empuje del suelo (E), fuerza longitudinal (FL) y fuerza de sismo (S).

2.1.10.5. Viga de apoyo

Este elemento estructural tiene la función de soportar las cargas provenientes de las vigas, su diseño debe tener la capacidad de poder soportar la carga puntual que genera las vigas y los máximos desplazamientos horizontales. Se diseña para resistir cargas a compresión, la altura mínima debe ser 0,40 m.

Para encontrar la base se utiliza el criterio de dos centímetros por cada metro de longitud del puente. Pero en este caso el estribo será un muro en voladizo, y se toman las recomendaciones de AASHTO-LRFD

$$N \text{ mínimo} = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125S^2)$$

AASHTO LRFD 2017; 4.7.4.4-1

Donde

N = longitud empírica de cajuela o ancho de viga

L = para puente de un solo tramo, longitud del tablero del puente (mm)

H' = 0, para puentes simplemente apoyados

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°)

$$N = (200 + 0,0017 * 20000 + 0,0067 * 0)(1 + 0,000125 * 5,29^2) = 235 \text{ mm}$$

En valor obtenido anteriormente es el mínimo, pero por consideraciones prácticas y para que las vigas tengan una base de apoyo adecuada se asumirá un ancho de 0,75 m y una altura de 0,40 m.

Es de considerar que la cortina y la viga de apoyo forman un solo bloque que le dan estabilidad al puente en los extremos, permitiendo a la losa de transición y la superestructura del puente poder conectarse eficientemente.

2.1.11. Diseño de la superestructura

Para el diseño de la super estructura se tomaron los siguientes criterios a continuación descritos.

2.1.11.1. Diseño de losa

En el predimensionamiento se determinó que el espesor a utilizarse es de 20 cm, ahora encontrar su refuerzo se procede a realizar una integración de cargas para luego determinar los momentos críticos de diseño.

2.1.11.1.1. Cálculo de momentos

Para poder realizar el cálculo de momentos es necesario determinar las cargas vivas, muertas y carga de impacto que solicitará el puente, para esto, se procede a realizar la siguiente integración.

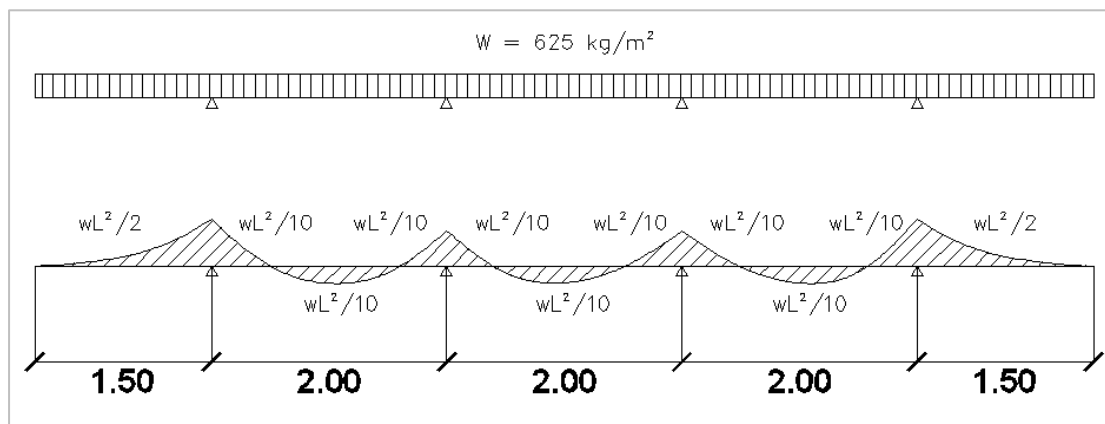
Se tomará una franja de 1 m de ancho para determinar la carga muerta distribuida.

Carga muerta

W losa	=	$2\,400\text{ kg/m}^3 * 0,20\text{ m} * 1\text{ m}$	=	480 kg/m
W asfalto	=	$2\,250\text{ kg/m}^3 * 0,05\text{ m} * 1\text{ m}$	=	105 kg/m
W barandal (postes +tubos H.G.)	=		=	<u>40 kg/m</u>
$\Sigma W\text{ cm}$				625 kg/m

Se procede a calcular los momentos por carga muerta

Figura 7. Análisis de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Momento entre vigas: EC. ACI318-19, tabla 6.5.2

$$M_{cm} = \frac{w l^2}{10} = \frac{625 * 2^2}{10} = 250 \text{ kg m}$$

- Momento en voladizo

$$M_{cm} = \frac{w l^2}{2} = \frac{625 * 1,50^2}{2} = 703,125 \text{ kg m}$$

Donde

W = carga actuante (kg/m)

L = longitud entre apoyos o longitud de voladizo (m)

Para cálculos de diseño se tomará el mayor valor de momento en este caso será de $M_{cm} = 703,13 \text{ kg m}$, correspondiente al voladizo.

Carga viva, se tomará un camión HL-93, según AASHTO-LRFD y se utilizará el eje que tenga mayor carga en este caso 18 toneladas luego se dividen en dos para obtener la carga por llanta de 9 toneladas, correspondiente a 9 000 kg o 19 845 libras.

Para realizar el cálculo de la carga viva la AASHTO 8.24.3.1. recomienda la siguiente ecuación.

$$M_{cv} = 0,80 \left[\frac{S + 2}{32} \right] * P$$

Donde:

L = luz libre entre vigas = 2m (6,56 pie)

P = carga de camión = 9 ton (19 845 lb)

$$M_{cv} = 0,80 \left[\frac{6,56 + 2}{32} \right] * 19\ 845 = 4\ 246,83\ lb\ pie \approx 587,43\ kg\ m$$

Carga de impacto según norma AASHTO 3.8.2.1.E es un incremento producido por la carga viva y debe ser menor o igual a un 30 %, y se determina por la siguiente ecuación, en el sistema métrico.

$$I = \frac{15,24}{L + 38} = \frac{15,24}{2 + 38} = 0,381 < 0,30\ no\ cumple$$

Donde:

I = impacto por carga viva \leq 30 %

L = longitud en m, de la porción de la luz que se debe cargar para producir el máximo esfuerzo en el elemento. (2 m)

Se utilizará el porcentaje máximo que es de 30 %.

Cálculo de momento último (AASHTO 1.2.2.2.), según fórmula que integra los momentos para obtener el valor final.

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right] = 1.3 \left[703,13 + \frac{5}{3} (587,43 * 1,30) \right] \\ &= 2\ 568,66\ kg\ m \end{aligned}$$

2.1.11.1.2. Cálculo de refuerzo

Refuerzo transversal cama inferior, se considera un recubrimiento de 5 cms, y utilizar varilla No. 4.

$$\text{Peralte (d)} = t - \text{rec. inf.} - (\varnothing/2) = 20 - 5 - (1,27/2) = 14,4 \text{ cm}$$

Resumen

$$Mu = 2\,568,66 \text{ kg m}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \text{ (4\,000 psi)}$$

$$fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60\,000 psi)}$$

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

$$d = 14,4 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \left[b * d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 f'c}} \right] * \left[\frac{0,85 f'c}{fy} \right]$$

$$As = \left[100 * 14,40 - \sqrt{(100 * 14,40)^2 - \frac{2\,568,66 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 4,88 \text{ cm}^2$$

Se debe de comprobar con el acero mínimo necesario para una franja de 100 cms de ancho. ACI 318-19; 9.6.1.2.

$$As_{min} = \frac{14,1}{fy} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 14,36 = 4,82 \text{ cm}^2$$

ACI318-19, 18.2.1.1. Todas las estructuras deben asignarse a una categoría de diseño sísmico (CSD), ACI318-19, 4.4.6.1, toda estructura debe asignarse a una categoría de diseño sísmico, en la asignación se tomará como referencia la tabla R18.2, ACI-318-19.

ACI318-19, 9.6.3.1, la cuantía de acero no debe ser superior a 0.025, para refuerzo Grado 60.

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0.025 * 100 * 14,36 = 17.95 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $A_{s_{min}} (4,82 \text{ cm}^2) < A_{s_{req}} (4,88 \text{ cm}^2) < A_{s_{max}} (17,95 \text{ cm}^2)$

Separación de acero:

$$S_{var \text{ No.4}} = \frac{1,27}{4,88} = 26,43 \text{ cm}$$

Por facilidad de construcción el acero transversal para la cama inferior se colocará a cada 25 cm. Se procede a calcular la separación máxima en función del espesor de losa.

$$S_{max} = 2 t$$

$$S_{max} = 2 * 20 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$S < S_{max}$, ok sí cumple.

El refuerzo transversal en la cama superior se determina según lo indicado en la AASHTO 8.20.1. será suministrado refuerzo de temperatura y retracción al fraguado cerca de las superficies expuestas de paredes sin otro refuerzo. El área total de refuerzo suministrado será al menos $2,64 \text{ cm}^2/\text{m}$, en cada dirección. AASHTO 8.20.2. el espaciamiento no debe exceder la distancia equivalente a tres veces el espesor de la losa o 18 pulgadas.

$$A_{s_{temp}} = 0,002 b * t = 0,002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2$$

$$S_{var \text{ No.4}} = \frac{1,27}{4} = 31,75 \text{ cm usar No.4 @ 30 cm}$$

- Acero longitudinal

Para calcular el acero longitudinal de la cama inferior y superior se debe de multiplicar el acero transversal inferior por un factor que no debe ser mayor al 67 % según lo especifica la AASHTO 3.24.10.2. La cantidad de refuerzo indicado debe colocarse en la cara inferior de la losa, transversal al refuerzo principal de la losa. Donde S, es la separación de vigas en pies. (2m o 6,56 pies).

$$A_s \text{ log} = \frac{2,20}{\sqrt{S}} \leq 0,67$$

$$A_s \text{ log} = \frac{2,20}{\sqrt{6,56}} = 0,86 > 0,67, \text{ no cumple}$$

El acero transversal es de 4,88 cm², y la cantidad a ser utilizada en el sentido longitudinal superior e inferior es:

$$A_{S\text{long}} = 0,67 * 4,88 = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{var No.4}} = \frac{1,27}{3,27} = 38,84 \text{ cm}$$

Se utilizará varilla No. 4 @ 35 cm, para el refuerzo longitudinal de la cama inferior y superior.

Resumen

Refuerzo transversal cama superior varilla No.4 @ 30 cm

Refuerzo transversal cama inferior varilla No. 4 @ 25 cm

Refuerzo longitudinal cama inferior y superior varilla No. 4 @ 35 cm

2.1.12. Diseño de viga

La función primordial de las vigas es resistir los esfuerzos provocados por los momentos y las fuerzas cortantes a todo su largo, además reciben todas las cargas y las trasmite a los estribos, y el diseño de vigas se realizará en base al ACI 318-08.

El diseño de vigas está en función del momento que debe resistir, provocadas por la carga muerta, carga viva (factor de impacto + factor de distribución), y para analizar esta situación se realiza primeramente una integración de carga muerta (losa, pasamanos, vigas), y para la carga viva se utiliza un camión T3S3.

2.1.12.1. Diseño de viga intermedia

Los datos que se requieren para el diseño de una viga intermedia se detallan en seguida.

Datos

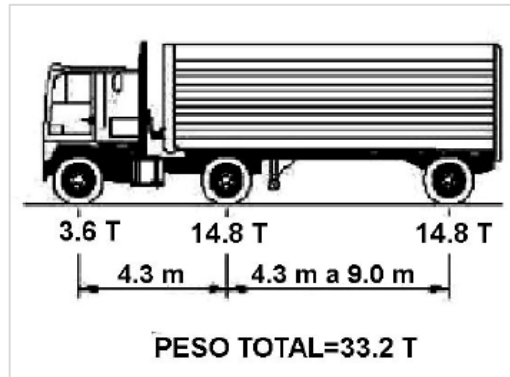
$L = 20 \text{ m};$

$b = 0,60 \text{ m}$

$h = 1,50 \text{ m}$

$C_v = \text{HL-93}$

Figura 8. Camión de diseño HL-93

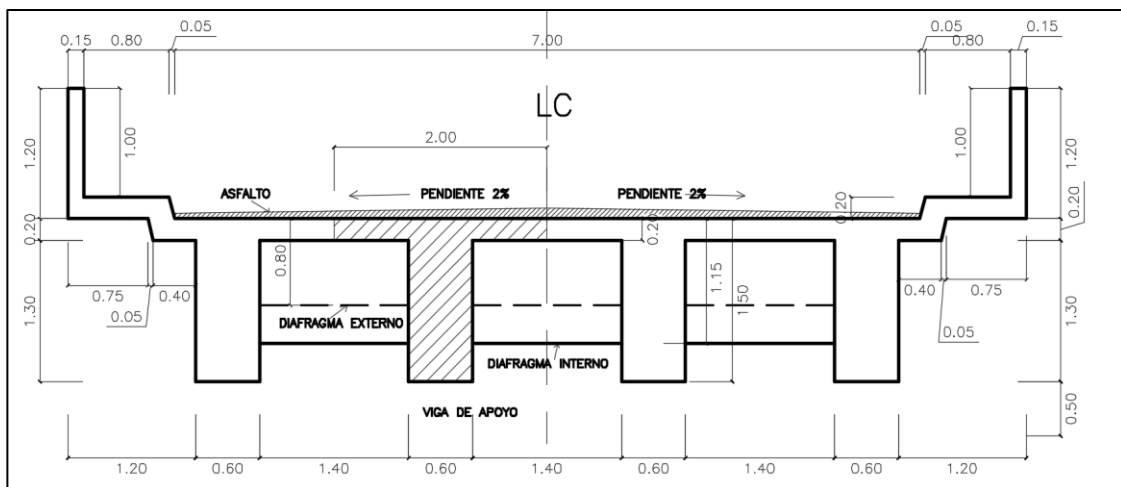


Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes, con AASHTO-LRFD*. p. II-I.

- AASHTO LRFD 2017; 3.6.1.2.2
 - Momento por carga muerta

Se determina como una carga distribuida provocada por el peso de la losa, viga y el peso de los diafragmas.

Figura 9. Diagrama para área tributaria para viga intermedia



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Losa	=	2,00 m*0,20 m *2 400 kg/m ³	=	960 kg/m
Viga	=	0,60 m*(1,50-0,20) m*2 400 kg/m ³	=	<u>1 872 kg/m</u>
ΣW cm				2 832 kg/m

Se calcula el peso del diafragma como carga puntual, con la siguiente ecuación

$$P = W \text{ diafragma} * L_D$$

Donde:

P = Carga producida por el diafragma (kg)

L = longitud de diafragma que tributa (m)

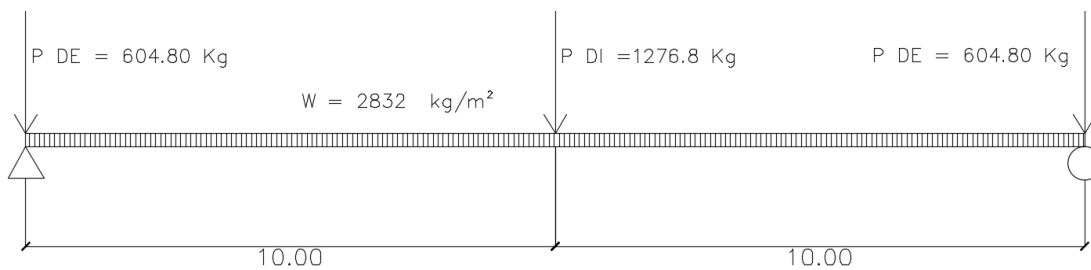
- Peso diafragma interno

$$P_{DI} = (0,40 \times (1,150 - 0,20) \times 2\,400) * 1,40 = 1\,276,80 \text{ kg}$$

- Peso diafragma externo

$$P_{DE} = (0,30 \times (0,80 - 0,20) \times 2\,400) \times 1,40 = 604,80 \text{ kg}$$

Figura 10. **Diagrama de carga muerta para viga intermedia**



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2014.

En la integración de cargas, solo el diafragma interno tiene un efecto en la viga, y se calcula el momento por carga muerta según ecuación,

$$M_{DC} = \frac{W_{cm}l^2}{8} + \frac{P_{DI} * l}{4} = \frac{2\,832 * 20^2}{8} + \frac{1\,276,80 * 20}{4} = 147\,984 \text{ kg m}$$

Se integra el peso del asfalto que le tributa a la viga, considerando 2" de espesor y un ancho de 2 m.

$$W_{DW} = 0,05 * 2\,250 * 2 = 225 \text{ kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{W_{DW}l^2}{8} = \frac{225 * 20^2}{8} = 11\,250 \text{ Kg m}$$

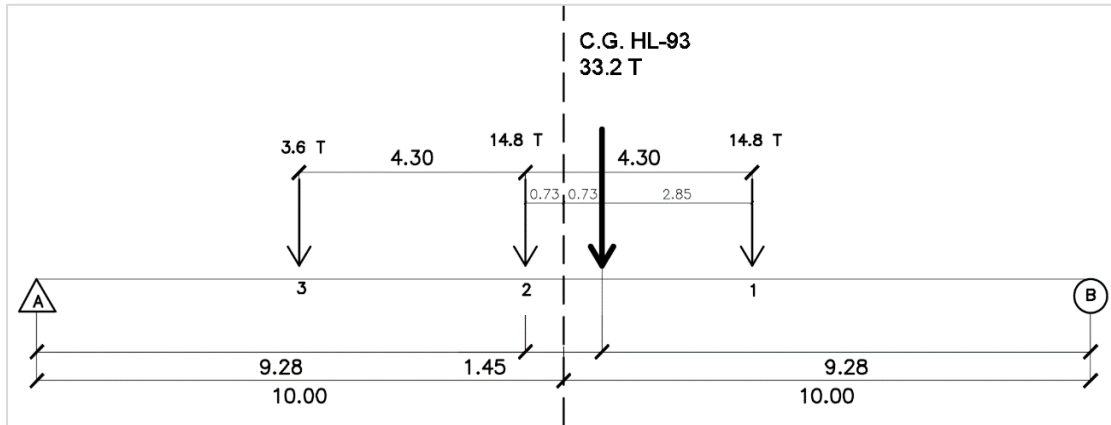
- Momento por carga viva

Se utilizó un camión de diseño HL-93, y para encontrar el momento máximo de deflexión en una viga simplemente apoyada para un tren de cargas se utiliza el Teorema de Barré, que estipula lo siguiente:

Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de la luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra siempre bajo la carga más próxima a la resultante.

En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada. Se procede a encontrar el centro de gravedad del camión con respecto al eje central de la viga y se tiene lo siguiente:

Figura 11. Centro de gravedad de cargas



Fuente: elaboración propia empleando AutoCAD 2014.

Para determinar el centro de gravedad se tomará como pivote el extremo derecho.

Tabla X. Centro de gravedad

Encontrar el momento máximo, CAMIÓN DE DISEÑO				
TEOREMA DE BARRÉ				
Eje	P (ton)	d (m entre ejes)	d (desde pivote)	Pd
1	14,8	0	0	0
2	14,8	4,3	4,3	63,64
3	3,6	4,3	8,6	30,96
Total	33,2			94,6

Fuente: elaboración propia.

El C.G. se encuentra a $94,6/33,2 \approx 2,85$ del extremo derecho.

Como se puede observar la distancia $d = 2,85$ se encuentra en los ejes 1 y 2, pero hay que encontrar la menor distancia entre el centro de gravedad y el eje más cercano.

$$\text{Eje 2; } 4,30 \text{ m} - 2,85 \text{ m} = 1,45 \text{ m}$$

Por lo tanto, $e = 1,45$ m, y el momento máximo se producirá bajo la carga que contiene el eje 2. Entonces para centrar el camión en el puente basta con colocar al eje 2 a una distancia $e/2$ ($1,45/2$) = $0,725$ a la izquierda de $L/2$ ($20/2 = 10$ m) y la distancia equidistante $X = 10 - 0,725 = 9,275$ m.

Ahora ya conocido la distancia desde el centro de la luz del puente, al eje de carga que produce el momento máximo se procede a calcular las reacciones de los apoyos.

$$\sum M_B = 0 + \curvearrowright$$

$$20 \text{ m}(R_A) - (33,20 \text{ ton} \cdot 9,275 \text{ m}) = > R_A = 15 \text{ 397 kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$15 \text{ 397} - 33 \text{ 200} - R_B = 0 = > R_B = 17 \text{ 803 kg}$$

Teniendo las reacciones y las distancias a donde se ubican las cargas del camión se procede a realizar el diagrama de corte y momento.

En el eje 2 está el momento máximo, se dividen en dos partes, izquierda y derecha, en este caso se tomó el lado izquierdo que es el más corto hacia la

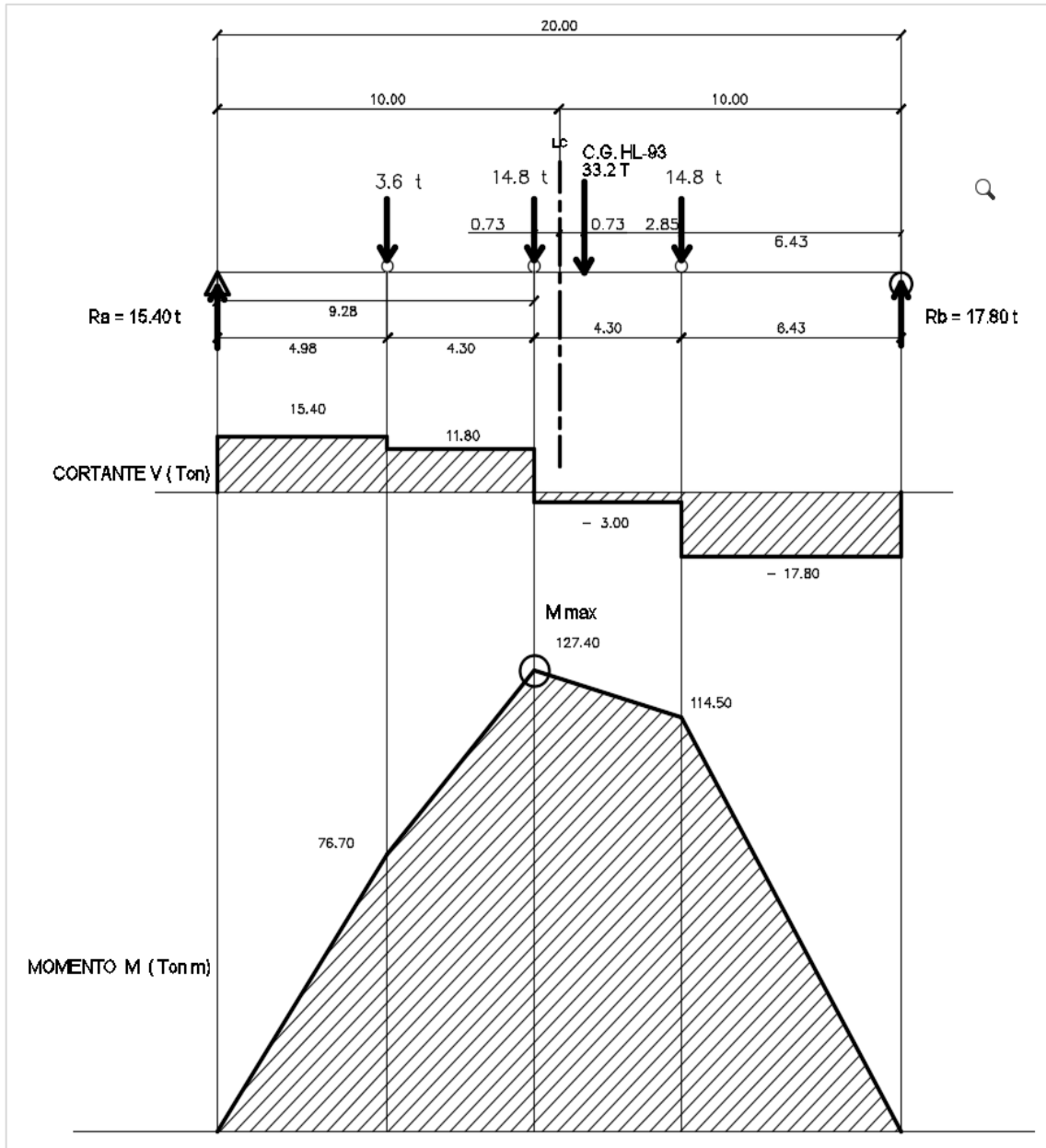
reacción A, se coloca el eje 2 como neutro, y se realiza sumatoria de momento con la reacción A y las cargas del camión que se encuentra de este lado.

También puede efectuarse de lado derecho dejando el eje 2 como neutro y tomando en cuenta las cargas del camión que están de este lado y la reacción B, se debe omitir la carga resultante, que solo sirvió para encontrar la distancia del centro de gravedad al eje 2 de momento máximo.

Momento máximo

$$M_{s/c} = 15\,397 \cdot 9\,28 - 3\,600 \cdot 4\,30 = 127\,40 \text{ Ton m}$$

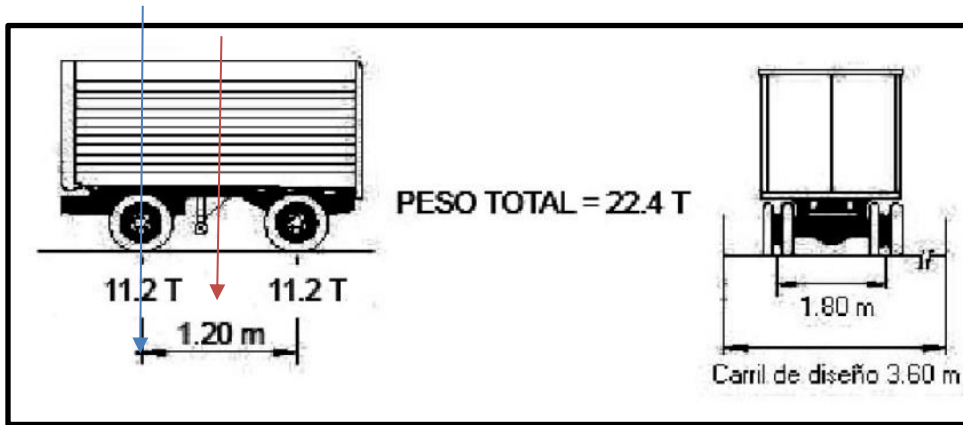
Figura 12. Diagrama de carga viva encontrando momento máximo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Es necesario analizar el tándem de diseño, para ocupar el momento crítico.

Figura 13. **Tandem de diseño**



Fuente: AASHTO. *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2017*. p. 3 -23.

AASHTO-LRFD 2017; 3.6.1.2.3.

Tabla XI. **Tandem de diseño**

Encontrar el momento máximo, <i>tandem</i> de diseño				
TEOREMA DE BARRÉ				
Eje	P (ton)	d (m entre ejes)	d (desde pivote)	Pd
1	11,20	0	0	0
2	11,20	1,2	1,2	13,44
Total	22,4			13,44

Fuente: elaboración propia.

El C.G. se encuentra a $13,44/22,4 \approx 0,6$ del extremo derecho.

Como se puede observar la distancia $d = 0,6$ se encuentra en los ejes 1 y 2, y en este caso el cg de la carga va al centro de la luz de la viga, ahora ya

conocida la distancia desde el centro de la luz del puente, al eje de carga que produce el momento máximo se procede a calcular las reacciones de los apoyos.

$$\sum MB = 0 + \curvearrowright$$

$$20 \text{ m}(RA) - (22,40 \cdot 9,70 \text{ m}) \Rightarrow RA = 10,86 \text{ ton}$$

$$\sum Fy = 0$$

$$10,86 - 22,4 - RB = 0 \Rightarrow RB = 11,54 \text{ ton}$$

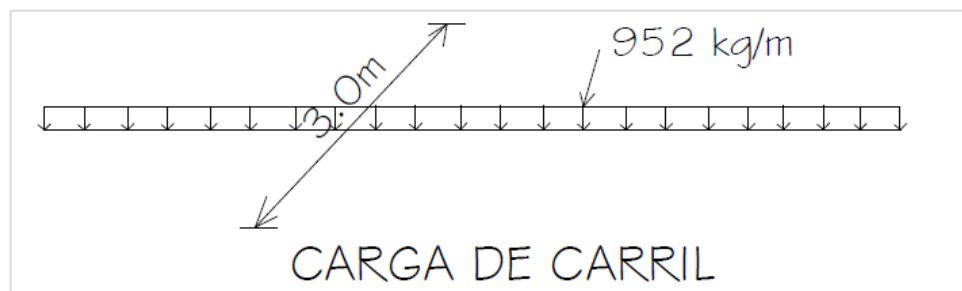
Teniendo las reacciones y las distancias a donde se ubican las cargas del camión se procede a realizar el cálculo de momento máximo.

Momento máximo

$$M_{s/c} = 10,86 \cdot 9,70 = 105,38 \text{ Ton m}$$

Se toma la carga de camión de diseño como la crítica, entonces se añade la carga de carril a una distancia $X = 9,28 \text{ m}$ desde la orilla izquierda.

Figura 14. **Carga de carril**



Fuente: AASHTO. *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2017*. p. 3 - 23.

AASHTO LRFD 2017; 3.6.1.2.4.

$$\sum MB = 0 +$$

$$20 \text{ m}(\text{RA}) - (952 \cdot 20^2/2) \Rightarrow \text{RA} = 9\,520 \text{ kg}$$

$$\sum Fy = 0$$

$$9\,520 - 19\,040 - \text{RB} = 0 \Rightarrow \text{RB} = 9\,520 \text{ ton}$$

$$M \text{ carril} = 9\,520 \cdot 9,28 - (952 \cdot 9,28^2/2) = 47,35 \text{ Ton m.}$$

- Factor de impacto

Este valor se produce cuando un móvil ingresa de manera brusca a la estructura del puente, y se toma como una fracción de la carga viva, y se debe tomar el siguiente criterio.

Tabla XII. **Tabla Incremento por carga dinámica IM**

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO. *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2017*. p. 3-31.

AASHTO LRFD 2017; 3.6.2-1.

Para encontrar el momento máximo, se incrementa la carga dinámica solo al momento bruto aumentándole un 33 % considero anteriormente como crítico, luego se le añade el momento producido por la carga de carril, distribuido en un ancho de 3 m.

$$M \text{ max (LL+ IM) } = 127\,40 (1,33) + 47,35 = 216,79 \text{ ton m}$$

- Factor de distribución de momento FD

Se define como la relación entre el efecto interno (fuerza cortante o momento flector), en una sección de la viga interna producida por una carga viva móvil, porque el camión puede estar al centro o desfasado a la orilla, este factor de distribución de momento se calculó de la siguiente manera, y se tomará el más crítico.

- Caso de un carril cargado

$$g = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{Kg}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$$

- Caso de dos carriles cargados

$$0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^2 \left(\frac{Kg}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$$

AASHTO LRFD 2017; Tabla 4.6.2.2 b-1.

Donde

S = separación entre vigas o almas (mm)

L = longitud de tramo de la viga (cm)

K_g = parámetro de rigidez longitudinal (cm⁴)

n = módulo de elasticidad del tablero /módulo de elasticidad de la viga

I = momento de inercia de la viga (cm⁴)

A = área de la viga en (cm²)

eg = distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (cm)

ts = profundidad de la losa de hormigón (cm)

de = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

e = factor de corrección

$$K_g = n(I_{viga} + Ae_g^2)$$

$$n = \frac{E_{losa}}{E_{viga}} = 1 \text{ por ser del mismo material}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{60 * 150^3}{12} = 1,6874 * 10^7 \text{ cm}^4$$

$$A = b * h = 60 * (150 - 20) = 7\,800 \text{ cm}^2$$

$$e_g = \left(\frac{20}{2} + \frac{150 - 20}{2} \right) = 75 \text{ cm}$$

$$K_g = 1(1,6874 * 10^7 + 7\,800 * 75^2) = 6,0749 * 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{K_g}{L * t_s^3} \right)^{0,1} = \left(\frac{6,0749 * 10^7}{2000 * 20^3} \right)^{0,1} = 1,14 \text{ adimensional}$$

- Un carril cargado:

$$0,06 + \left(\frac{2000}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{2000}{20000} \right)^{0,3} (1,14) = 0,48$$

- Dos carriles cargados

$$0,075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{2000}{20\ 000}\right)^{0,2} (1,14) = 0,65$$

Se tomará el mas critico, dos carriles cargados $g = 0,65$

Con este parámetros se procede a calcular el momento por carga viva que tributa a la viga, para 2 carriles cargados el factor de presencia multiple es 1.

$$M_{LL+IM} = 0,65 * 216,79 = 140,91 \text{ ton m}$$

Se procede a realizar el cálculo de momento, por medio de factores de carga y combinaciones de cargas, se hace un resumen de los momentos obtenidos, y se denominan de la siguiente manera:

D_c = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

D_w = peso propio de la superficie de rodamiento e instalación para servicios públicos.

$LL+IM$ = carga viva y efecto de la carga dinámica

- Método de diseño AASHTO-LFRD

Se basa en que las cargas de diseño como la carga viva es muy variada comparada con otras cargas como la carga muerta, y utiliza un factor para cada tipo de carga, toma en cuenta la resistencia máxima estimada de un miembro, toma en cuenta la resistencia promedio y el promedio de las cargas. Teniendo en consideración lo siguiente:

η = modificador de carga

γ = factor de carga

Q = efectos de fuerza o solicitaciones

Φ = factor de resistencia

Rn = resistencia nominal

R = ϕ Rn; resistencia factorada

Dando como resultado que la resistencia mayorada total será:

$$\sum n_1 \gamma_1 Q_1 \leq \phi R_n = R_r$$

AASHTO LRFD 2017; 3.4.1-1

- Para el diseño del puente vehicular se utilizará
 - Estado límite

Resistencia I: combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Servicio I: combinación de cargas que representa la operación normal del puente con viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

Fatiga: combinación de carga de fatiga y fractura que se relación con la carga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un solo modelo de camión de diseño. Tomar en cuenta que el máximo valor apropiado debe ser γ_1 :

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

Para las cargas que un valor mínimo apropiado debe ser γ_1 :

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

- Ductilidad

Es la propiedad que tendrá el puente de poder desarrollar las deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia, correspondiente a eventos extremos antes de su fallo. Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles
 $= 1,00$ para diseños y detalles convencionales
 $\geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones

Para todos los demás estados límites $\eta_D = 1,00$

- Redundancia

Es necesario utilizar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes
 $= 1,00$ para niveles convencionales de redundancia
 $\geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia
Para todos los demás estados límites $\eta_R = 1,00$

- Importancia operativa:

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes
 $= 1,00$ para puentes típicos
 $\geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia
Para todos los demás estados límites $\eta_I = 1,00$

Modificador de carga apropiado:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1 * 1 * 1 = 1 ; \geq 0,95$$

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} = \frac{1}{1 * 1 * 1} = 1 ; \leq 1$$

Criterio aplicable:

Resistencia I: $\eta [1,25DC + 1,50DW + 1,75(LL + IM)]$

Servicio I: $\eta [1,00DC + 1,00DW + 1,00(LL + IM)]$

Resistencia I: $\eta [0,75(LL + IM)]$

Tabla XIII. Factores y combinaciones de carga

Combinación de Cargas Estado Limite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (excepto notas)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Servicio III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatiga I— LL, IM & CE solamente	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II— LL, IM & CE solamente	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: AASHTO. Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2017. p. 3 -15.

AASHTO LRFD 2017; Tabla 3.4.1-1.

Tabla XIV. Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag)		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elemento y Accesorios		1.25	0.90
DC: Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD: Downdrag	Pilotes, Método Tomlinson α	1.4	0.25
	Pilotes, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios		1.50	0.65
EH : Presión Horizontal del Terreno:			
• Activa		1.50	0.90
• En Reposo		1.35	0.90
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones Residuales en Construcción		1.00	1.00
EV: Presión Vertical del Terreno			
• Estabilidad Global		1.00	N/A
• Muros de Sostenimiento y Estribos		1.35	1.00
• Estructura Rígida Enterrada		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas		1.5	0.9
○Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○Todas las demás		1.95	0.9
ES: Sobrecarga de Suelo		1.50	0.75

Fuente: AASHTO. *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2017*. p. 3 -16.

AASHTO LRFD 2017; Table 3.4.1-2.

Tabla XV. Factores y combinaciones de cargas

FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGAS				
Carga	M (+) Ton m	y Factores de carga		
		Resistencia 1	Servicio 1	Fatiga
DC	147,984	1,25	1	0
DW	11,250	1,5	1	0
LL+IM	140,91	1,75	1	1
Total (ton m)		448,34	292,25	133,02

Fuente: elaboración propia.

Se utilizará el momento ultimo como: 448 342 kg m, para el diseño de la viga interior.

Cálculo de refuerzo

$$M_u = 448\,342 \text{ kg m}$$

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

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = (150 - 7,5) = 142,5 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Es necesario corroborar el comportamiento del elemento porque puede trabajar como una viga simplemente apoyada, viga doblemente reforzada o trabajar como una viga T.

Ancho efectivo de una viga T, debe ser el menor valor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} L/4 = 20/4 = 5 \text{ m} \\ 12 t_f + t_w = 12 * 0,20 + 0,60 = 3 \text{ m} \\ S = 2 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donde:

L = Longitud de la viga

t_f = espesor de losa

t_w = ancho de la viga

S = distancia entre eje de vigas,

El ancho del patín es 2,00 m

Suponiendo que C = t = 0,20 m

$a = 0,85 c$ (altura del bloque rectangular) $= 0,85 * 0,20 = 0,17 \text{ m}$

Se puede calcular el área de acero:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 f'c}} \right] * \left[\frac{0,85 f'c}{f_y} \right]$$

$$A_s = \left[60 * 142,5 - \sqrt{(60 * 142,5)^2 - \frac{448\,342 * 60}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 91,96 \text{ cm}^2$$

Utilizando 12 varilla No. 10, con un área de acero de $8,19 \times 12 = 98,28 \text{ cm}^2$, se puede usar esta propuesta. Ahora conociendo la cantidad de varillas, se procede a calcular la distancia desde la fibra extrema inferior al centroide del paquete de barras, y con ello encontrar el valor "z" y afinar el valor de "d".

Para encontrar el centroide del paquete de barras se hace una sumatoria de área con respecto a un punto en común. Tomar en cuenta las siguientes cuestiones:

Se utilizará estribo No. 4 para el refuerzo cortante.

$$d_1 = 5 \text{ (rec)} + 1,27 \text{ (No, 4)} + \frac{3,23}{2} \text{ (centro del acero)} = 7,90 \text{ cm}$$

$$d_2 = 5 + 1,27 + 3,23 + 5 + \frac{3,23}{2} = 16,12 \text{ cm}$$

$$12A * Z = 7,90 * 6 * A + 16,12 * 6 * A$$

$$Z = 12,00 \text{ cm}$$

$$d = 138 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{0,90fy(d - \frac{a}{2})} = \frac{448\,342}{0,90 * 4,200 * (138 - \frac{17}{2})} = 91,59 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_{patin} * d} = \frac{91,59}{200 * 138} = 0,0033185$$

Sabiendo que la C = T

$$0,85f'c * a * b = A_s fy$$

$$0,85f'c * (0,85 c) * b = A_s fy$$

$$c = \frac{1,18 \rho fy d}{0,85 f'c}$$

$$c = \frac{1,18 * 0,0033185 * 4200 * 138}{0,85 * 280} = 9,54 < 20,00 \text{ cm}$$

Como el factor C encontrado es menor a 20 cm, esto quiere decir que la viga trabaja como una viga rectangular simplemente apoyada porque su eje neutro está dentro del patín, si el valor fuese mayor a 20 cm entonces la viga se debe calcular como una viga tipo T, y son otras ecuaciones las que se deben utilizar.

$$a = \beta * c = 0,85 * 9,54 = 8,11 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{0,90fy(d - \frac{a}{2})} = \frac{44\,834\,200}{0,90 * 4\,200(138 - \frac{8,11}{2})} = 85,55 \text{ cm}^2$$

Afinando el valor de a

$$a = \frac{A_s * fy}{0,85 * f'c * b_{patin}} = \frac{85,55 * 4\,200}{0,85 * 280 * (200)} = 7,81 \text{ cm}^2$$

As máximo, una sección no sobre reforzada cumple con AASHTO LRFD;

5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 ; \frac{9,54}{138} = 0,08 \leq 0,42 \text{ ok}$$

As mínimo, la cantidad de acero mínimo debe ser capaz de soportar el menor valor de $1,2 M_{cr}$ y $1,33 M_u$

$$1,2M_{cr} = 1,2 f_r S = 1,2 * 2,01\sqrt{f'c} * \frac{1 * b * h^3}{\frac{12}{h}}$$

AASHTO LRFD 2017; 5.6.3.3-1

Donde:

f_r = módulo de ruptura del concreto

S = inercia de la viga / altura desde el eje neutro

$$f_r = 2,01 \sqrt{f'c} = 2,01 * \sqrt{280} = 33,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,2 * 33,63 * \frac{200 * 150^2}{6} = 302,67 \text{ Ton} \cdot m$$

$$1,33 M_u = 1,33 * 448,342 = 596,30 \text{ Ton} \cdot m$$

El menor valor es 302,67 Ton-m y la cantidad de acero que se calculó es 85,55 cm² que resiste un $M_u = 448,342 \text{ ton-m} > 302,67 \text{ ton-m}$.

También puede chequear de la manera común, como una viga rectangular:

Acero mínimo: ACI318-19, 9.6.1.2

$$A_{s \min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4200} * 60 * 138 = 27,80 \text{ cm}^2$$

ACI318-19, 9.6.3.1, la cuantía de acero no debe ser superior a 0.025, para refuerzo Grado 60.

$$A_{s \max} = 0,5 * \rho * b * d$$

$$A_{s \max} = 0,5 * 0,025 * 60 * 138 = 103,5 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $A_{s \min} < A_{s \text{req}} < A_{s \max}$, entonces la viga trabaja como una viga simplemente reforzada, teniendo una falla balanceada ya que anteriormente se descartó que su comportamiento no es una viga T.

As tensión = 85,55

Utilizando varilla No. 10 ($\varnothing = 1 \frac{1}{4}$ ") = 8,19 cm²

Cantidad de varillas = 85,55 / 8,19 = \approx 11 varillas de $\varnothing = 1 \frac{1}{4}$ " G 60

- Refuerzo cama inferior

Se deben de colocar cómo mínimo dos varillas corridas, ACI318-19; 18.3.2, o el mayor de las siguientes condiciones:

$A_{s \min} = 27,87 \text{ cm}^2$

ACI318 -19, 18.6.3.2.

$50 \% A_s + = 85,55 * 0,5 = 44,28 / 8,19 = 5,41 \simeq 6$ varillas de No. 10, corridas, a la mitad de la viga en momento positivo colocar 5 bastones de varillas No. 10 G 60

- Refuerzo cama superior:

Se debe de colocar el mayor de las siguientes condiciones, para el acero corrido.

$$A_s \text{ min} = 27,87 \text{ cm}^2$$

ACI 318-19, 18.4.2.2

$33 \% A_s + = 85,55 * 0,33 = 29,22 \text{ cm}^2 / 8,19 = 3,57 \simeq 4$ varillas de No. 10 G 60.

- Refuerzo extra por altura

Según la AASHTO se recomienda colocar acero intermedio debido a la gran altura de la viga, con un parámetro de $0,25 \text{ in}^2$ por cada pie de altura, o $5,30 \text{ cm}^2$ por cada metro de altura, y se tiene:

$$A_s \text{ refuerzo} = 5,30 * 1,50 = 7,95 \text{ cm}^2$$

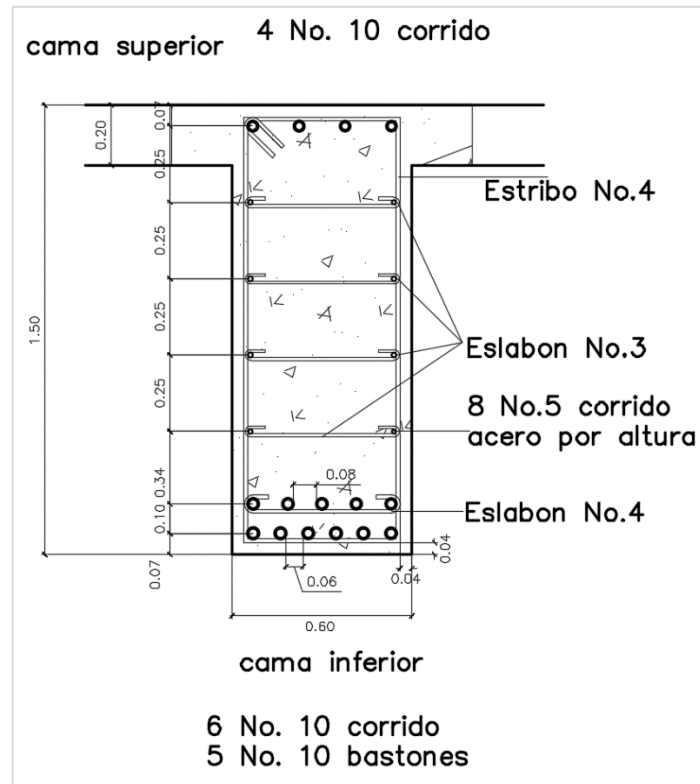
$$\text{Utilizando varilla No. 5 } (\varnothing = 5/8") = 1,99 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas = $7,95 / 1,99 = 3,99 \simeq 4$ varillas de $\varnothing = 5/8"$, colocar en cada cara, considerando que:

$$S_{\text{max}} = 3 t = 3 * 60 = 180 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = 45 \text{ cm}$$

Figura 15. Armado viga interior



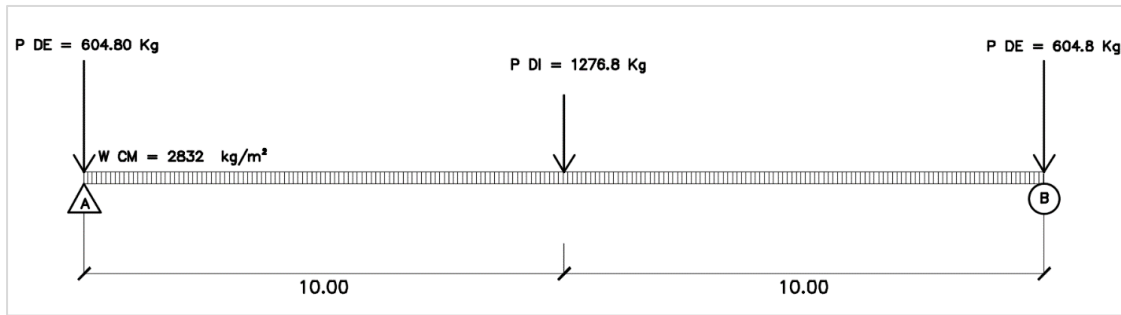
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño a corte

El refuerzo por corte tiene la finalidad de incrementar la capacidad interna debido al esfuerzo cortante del elemento estructural, y esta se ve afectada por el peso propio de elementos, las sobrecargas por carga viva e impacto. Se utilizará la misma expresión con la que se determinó el momento último, como para determinar el cortante máximo en la viga, luego se calculará el cortante que es capaz de resistir el concreto para luego reforzar el cortante excedente.

Se procede a calcular el cortante que es la reacción producida por la carga muerta, en la reacción A. Se procede a calcular por separado cada una de las reacciones, por carga muerta de peso propio de estructura, por carga de rodadura y carga viva. Calculo del cortante en la reacción A producida, por el peso propio de viga + losa + diafragma.

Figura 16. **Reacción en A, carga muerta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

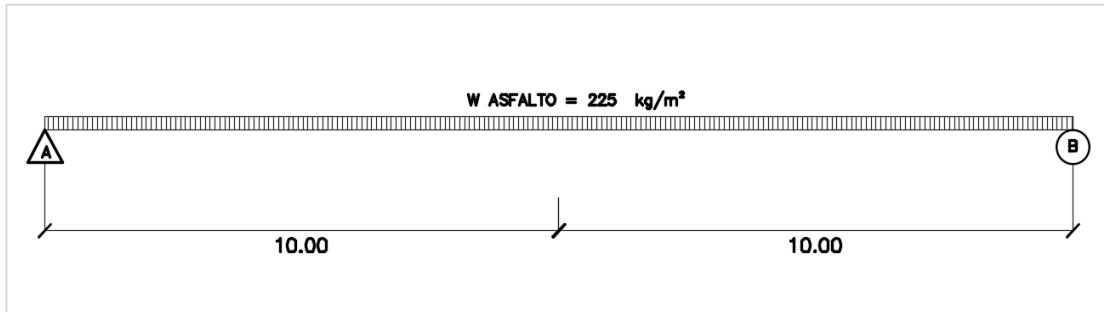
Se procede a calcular la reacción en A

$$\sum MB = 0$$

$$20RA - 604,80 * 20 - 1276,8 * 10 - 2832 * \frac{20^2}{2} = 0$$

$$Ra = 29\,563,2 \text{ kg}$$

Figura 17. **Reacción en A, producida por la carpeta de asfalto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

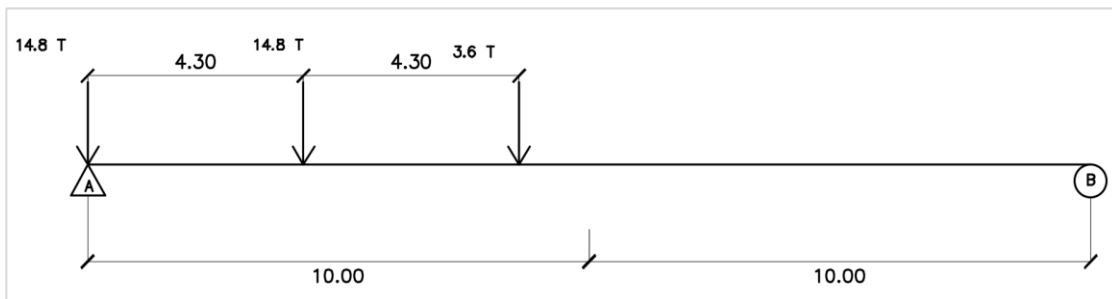
Se procede a calcular la reacción en A

$$\sum MB = 0$$

$$20RA - 225 * \frac{20^2}{2} = 0$$

$$Ra = 2\,250 \text{ kg}$$

Figura 18. **Reacción en A, producida por camión de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Se procede a calcular la reacción en A

$$\sum MB = 0$$

$$20RA - 14,80 * 20 - 14,80 * 15,70 - 3,6 * 11,40 = 0$$

$$Ra = 28\ 470\ \text{kg}$$

Figura 19. **Reacción A, producida por tándem de diseño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

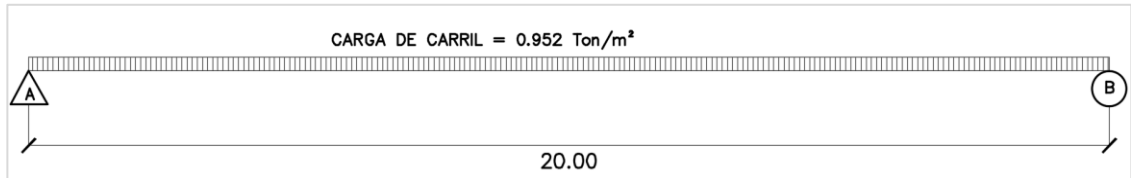
Se procede a calcular la reacción en A

$$\sum MB = 0$$

$$20RA - 12,20 * 20 - 11,20 * 18,80 = 0$$

$$Ra = 22\ 000\ \text{kg}$$

Figura 20. **Reacción A, producida por carga de carril**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Se procede a calcular la reacción en A

$$\sum MB = 0$$

$$20RA - 952 * \frac{20^2}{2} = 0$$

$$Ra = 9\,520 \text{ kg}$$

Se toma el valor crítico entre el camión de diseño, tándem y se tiene un cortante último producido por la carga viva, aumentando la carga dinámica al camión.

$$V_{LL+IM} = 28\,470 * 1,33 + 9\,520 = 47\,385 \text{ kg}$$

- Factor G

Factor de distribución de la sobrecarga por carril por corte en vigas interiores, según AASHTO LRFD 2017; tabla 4.6.2.2.3a-1.

- Viga interna caso de un carril cargado:

$$g_{interior} = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{2000}{7600} = 0,62$$

- Viga interna dos carriles cargados

$$g_{interior} = 0,20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{s}{10700}\right)^2 = 0,20 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^2 = 0,72$$

Donde:

S = separación en vigas o almas (mm)

Valor final de cortante de carga viva por factor de distribución por sobrecarga.

$$V_{LL+IM} = 47\,385 * 0,72 = 34\,117 \text{ kg}$$

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$

$$V_u = \eta [1,25 VDC + 1,50 VDW + 1,75 V(LL + IM)]$$

$$V_u = 1 [1,25 * 29\,563,2 * +1,50 * 2\,250 + 1,75(34\,117)] = 100\,034 \text{ kg}$$

AASHTO LRFD 2017; 5.7.3.3-3

$$\text{Cortante que resiste el concreto } V_c = 0,53 * \phi * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

Vc = cortante último que resiste el concreto (kg)

Φ = factor utilizado para corte (0,85)

$f'c$ = resistencia del concreto (kg/cm^2)

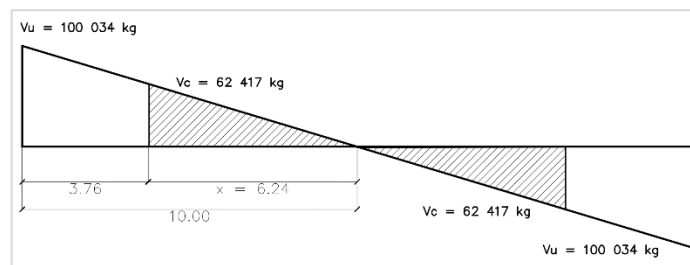
b = base de la viga (cm)

d = altura del eje de las barras longitudinales a la fibra extrema (cm)

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{280} * 60 * 138 = 62\ 417 \text{ kg}$$

$V_u > V_c$, es necesario reforzar con estribos, para ello es necesario averiguar la distancia que el concreto empieza a resistir el cortante aplicado.

Figura 21. Diagrama de corte viga interior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

$$\frac{10}{100\ 034} = \frac{x}{62\ 417}; \quad x = 6,24 \text{ m}$$

$$10 - 6,22 = 3,76 \text{ m}$$

La distancia a confinar es de 3,76 m desde la orilla. Se procede a calcular la separación de los estribos en la zona de confinamiento, para optimizar los recursos, se confinará a las siguientes distancias de 0 a 1 m; de 1,01 m a 2,50; de 2,51 a 3,78 m.

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_u} = \frac{2(1,29) * 4\,200 * 138}{100\,034} \approx 14 \text{ cm}$$

Ahora se calculará el cortante a 1,01 de la orilla de la viga quedando de la siguiente manera:

$$\frac{100\,034}{10} = \frac{V_x}{(10 - 1,01)}; V_x = 89\,931 \text{ kg}$$

Separación de estribos rango de 1,01 m a 2,50 m desde la orilla

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_u} = \frac{2(1,29) * 4\,200 * 138}{89\,931} = 16 \text{ cm}$$

Ahora se calculará el cortante a 2,51 de la orilla de la viga quedando de la siguiente manera:

$$\frac{100\,034}{10} = \frac{V_x}{(10 - 2,51)}; V_x = 74\,926 \text{ kg}$$

Separación de estribos rango de 2,51 m a 3,78 m desde la orilla

$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_u} = \frac{2(1,29) * 4\,200 * 138}{74\,926} = 19 \text{ cm}$$

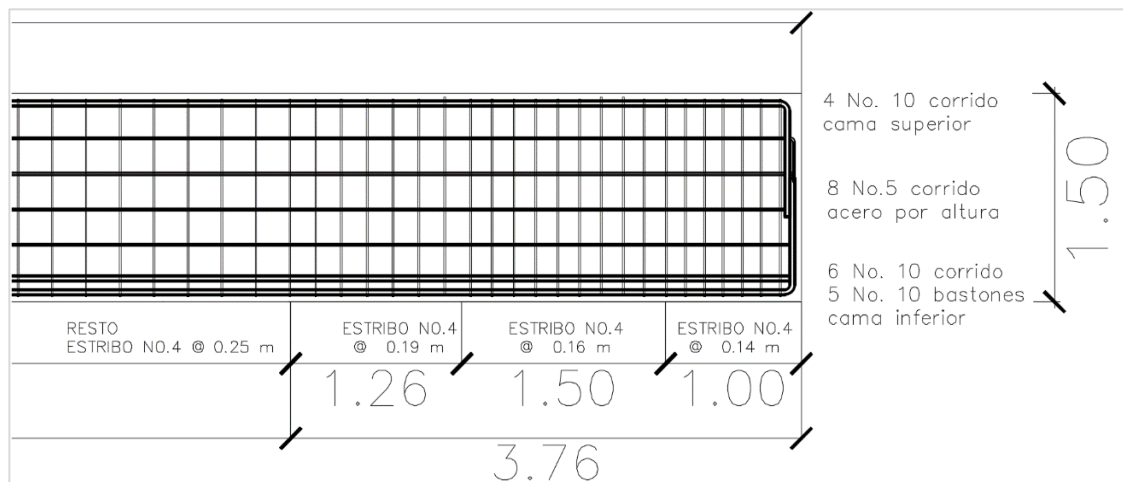
La distribución de los estribos queda de la siguiente manera colocar estribos # 4 @ 14 cm, desde la orilla hasta 1 m luego se colocan estribos # 4 @ 16 cm desde 1,01 a 2,50 m, luego colocar estribos # 4 @ 19 cm desde 2,51 a 3,78 m; siempre tomando referencia desde la orilla, el resto colocar estribos # 4 @ 25 cm.

Según el ACI-318-14, sección 18.4.2.4 indica que en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una distancia $2h$, medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo debe colocarse a 5 cm de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4 = 138/4 = 34,50 \text{ cm}$
- $8 \text{ (diámetro barra longitudinal de menor diámetro)} = 8 \cdot 3,23 = 25,84 \text{ cm}$
- $24 \text{ (diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento)} = 24 \cdot 1,27 = 30,48 \text{ cm.}$
- $12 \text{ pul} = 12 \cdot 2,54 = 30,48 \text{ cm.}$

El espaciamiento anteriormente calculado de los estribos está dentro del rango requerido por el ACI-318-14.

Figura 22. Armado de viga interior

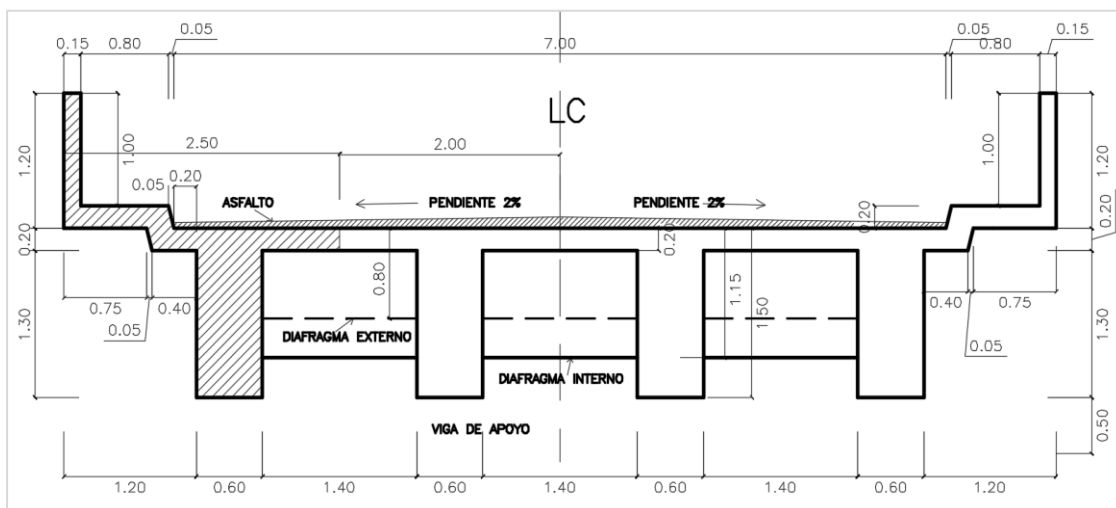


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.12.2. Diseño de viga exterior

Las vigas exteriores son las que más resisten el mayor momento, debido al voladizo de la acera, y se procede a realizar la integración de cargas.

Figura 23. Diagrama para área tributaria para viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Losa	=	2,50 m*0,20 m *2 400 kg/m ³	=	1 200 kg/m
Viga	=	0,60 m*1,30 m*2 400 kg/m ³	=	1 872 kg/m
Barandal	=		=	<u>100 kg/m</u>
Σ W DC				3 172 kg/m

- Peso diafragma interno

$$P_{DI} = (0,40 \times 0,95 \times 2\,400) \times (0,7) = 638,4 \text{ kg}$$

- Peso diafragma externo

$$P_{DE} = (0,30 * 0,6 * 2\ 400) * (0,7) = 302,4\text{ kg}$$

- Cálculo de momento por carga muerta según ecuación:

$$M_{DC} = \frac{W_{DC}l^2}{8} + \frac{P L}{4} = \frac{3\ 172 * 20^2}{8} + \left(\frac{638,4 * 20}{4}\right) = 161\ 792\text{ kg m}$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta (kg/m)

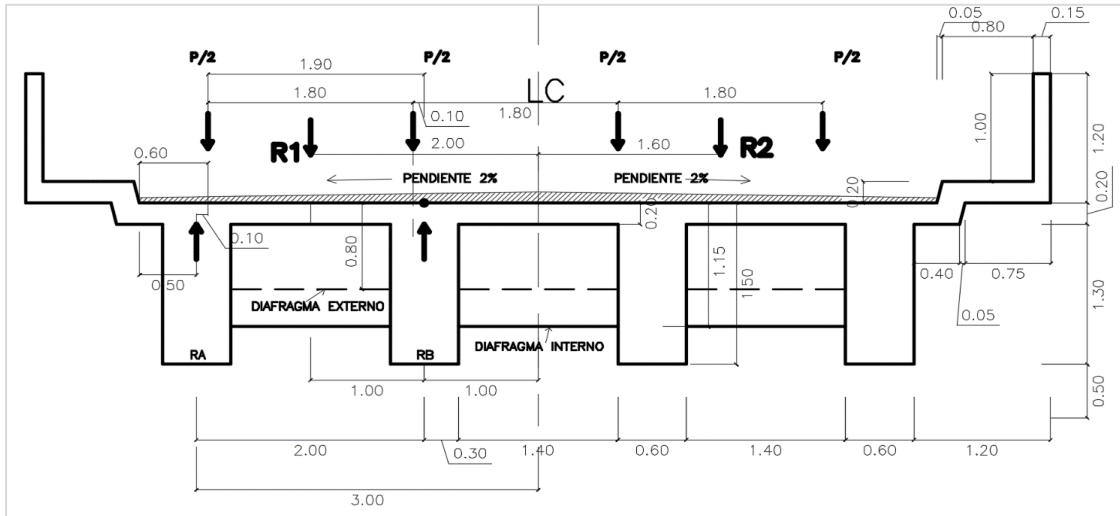
L = longitud del puente (m)

P = carga puntual por diafragma interno (kg), integrado a la orilla.

$$w_{DW} = 1,5 * 0,05 * 2\ 250 = 168,75\text{ kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{168,75 * 20^2}{8} = 8\ 438\text{ kg m}$$

Figura 24. Factor de distribución de momentos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Ley de momentos
 - Para un carril cargado

$$\sum M_B = 0$$

$$2R_a - \frac{P}{2} * 0,10 - \frac{P}{2} * 1,90 = 0 ; \quad R_a = 0,5P$$

Considerando el factor de presencia múltiple, para un carril cargado $m = 1,2$
 $g = 0,5 (1,20) = 0,60$

- Para dos carriles cargados

Viga exterior

$$g = e * g \text{ interior}$$

$$e = 0,77 + \frac{de}{2800}; \quad 0,77 + \frac{500}{2800} = 0,95$$

$$g_{ext} = 0,95 * 0,65 = 0,62$$

AASHTO LRFD 2017; Tabla 4.6.2.2.2d-1.

Se utiliza el método de Courbon para distribuir la carga viva en vigas de un puente viga-losa. Cuando una sección transversal de puente se deforma y gira como una sección transversal rígida, esto es el caso de secciones de losa y vigas de concreto con vigas diafragmas conveniente distribuidas e interconectadas, es posible repartir la carga transversalmente entre las vigas de soporte según la expresión de Courbon:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{x_{ext} * \sum e}{\sum x^2}$$

Donde:

R = reacción sobre la viga exterior en términos de carril

NL = número de carriles cargados

NB = número de vigas

e = excentricidad del camión de diseño o carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas

X ext = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto vigas hasta el eje de la viga exterior

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga.

- Caso de un carril cargado:

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3 * 2}{2(3^2 + 1^2)} = 0,55$$

Utilizando el factor de presencia múltiple para 1 con carril $m = 1,2$

$$g = R = 0,55 * 1,2 = 0,66$$

- Caso de dos carriles cargados:

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3(2 - 1,60)}{2(3^2 + 1^2)} = 0,56$$

Factor de presencia múltiple para 2 carriles con $m = 1$

$$g = R = 0,56 * 1 = 0,56$$

Analizando el valor crítico de distribución de momento para una viga exterior en este caso es cuando solo existe un carril cargado siendo el valor $g = 0,66$ y se utilizará el factor calculado por este método.

Resumen:

MDC = 161 792 kg-m

MDW = 8 438 kg-m

M LL+IM = 216 692 kg m (calculado en viga interna)

Factor de distribución de momento = 0,66

$$M_U = 1(1,25 * 161 792 + 1,50 * 8 438 + 1,75(216 692 * 0,66)) = 465 176 \text{ kg m}$$

Cálculo de refuerzo

$$M_u = 465\,176 \text{ kg m}$$

$$d = 142,50 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 f'_c}} \right] * \left[\frac{0,85 f'_c}{f_y} \right]$$

$$A_s = \left[60 * 142,50 - \sqrt{(60 * 142,50)^2 - \frac{465\,176 * 60}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 95,84 \text{ cm}^2$$

Se debe de comprobar con el acero mínimo y máximo

Acero mínimo: ACI318-19, 9.6.1.2

$$A_{s \min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 60 * 142,50 = 28,70 \text{ cm}^2$$

ACI318-19, 9.6.3.1, la cuantía de acero no debe ser superior a 0,025, para refuerzo Grado 60.

$$A_{s \max} = 0,5 * \rho * b * d$$

$$A_{s \max} = 0,5 * 0,025 * 60 * 142,50 = 106,88 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $A_{s \min} < A_{s \text{req}} < A_{s \max}$, entonces la viga trabaja como una viga rectangular normal.

- Refuerzo cama inferior

Se deben de colocar cómo mínimo dos varillas corridas, ACI318-19; 18.3.2 o el mayor de las siguientes condiciones:

$$A_s \text{ min} = 28,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{ACI318 -19, 18.6.3.2, } 50 \% A_s + = 95,84 \text{ cm}^2 * 0,50 = 47,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varilla No. 10} = 8,19 \text{ cm}^2$$

$47,92 \text{ cm}^2 / 8,19 = \approx 5,85 \approx 6$ varillas corridas de No.10 G 60, colocar a la mitad de la viga 6 bastones de varillas de No. 10 G 60.

- Refuerzo cama superior:

Se debe de colocar el mayor de las siguientes condiciones.

$$A_s \text{ min} = 28,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{ACI 318-19, 18.4.2.2}$$

$$33 \% A_s + = 95,84 \text{ cm}^2 * 0,33 = 31,63 \text{ cm}^2 / 8,19 = \approx 4 \text{ varillas No. 10 G 60}$$

- Refuerzo extra por altura

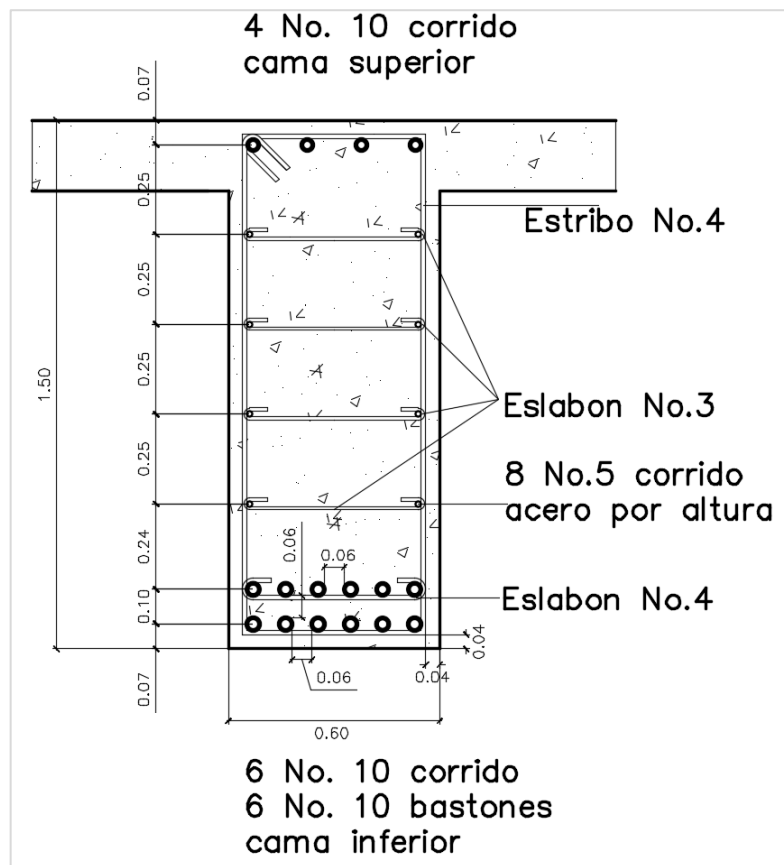
Según la AASHTO se recomienda colocar acero intermedio debido a la gran altura de la viga, con un parámetro de $0,25 \text{ in}^2$ por cada pie de altura, o $5,30 \text{ cm}^2$ por cada metro de altura, y se tiene:

As refuerzo = $5,30 * 1,50 = 7,95 \text{ cm}^2$

Utilizando varilla No. 5 ($\text{Ø} = 5/8''$) = $1,99 \text{ cm}^2$

Cantidad de varillas = $7,95 / 1,99 = 3,99 \approx 4$ varillas de $\text{Ø} = 5/8''$, colocar en cada cara.

Figura 25. **Viga exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Diseño a corte

$$\sum M_B = 0$$

$$20Ra - 302,4 * 20 - 638,4 * 10 - \frac{3\,172 * 20^2}{2} = 0; \quad Ra = 32\,341,6 \text{ kg}$$

Cálculo de cortante producido por la carga distribuida de la carpeta de rodadura.

$$\sum M_B = 0$$

$$20Ra - \frac{168,75 * 20^2}{2} = 0; \quad Ra = 1\,687,5 \text{ kg}$$

- Factor de distribución para cortante en vigas exteriores

Para el factor de distribución por sobrecarga de cortante para 1 carril por medio de ley de momentos da el mismo resultado ($g = 0,60$) que el factor de sobrecarga de distribución de momento, ahora para 2 carriles corresponde.

Utilizando la tabla 4.6.2.2.3b-1 AASHTO

Distribución de cortante para viga externa, dos carriles cargados, factor de presencia múltiple $m = 1$.

$$g_{\text{exterior}} = e * g_{\text{interior}}$$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3\,000}$$

$$e = 0,6 + \frac{500}{3\,000} = 0,77$$

$$g_{\text{exterior}} = 0,77 * 0,65 = 0,50$$

AASHTO LRFD 201; 4.6.2.2.3b-1

Por el metro de Courbon, se obtiene los mismos valores calculados anteriormente, en la distribución de momentos.

Caso de un carril cargado:

Utilizando el factor de presencia múltiple para 1 carril con $m = 1,2$

$$g = R = 0,55 * 1,2 = 0,66$$

Caso de dos carriles cargados:

Factor de presencia múltiple para 2 carriles con $m = 1$

$$g = R = 0,56 * 1 = 0,56$$

El valor a utilizarse de distribución de cortante para viga exterior es:

$$g = 0,66$$

Resumen:

$$V_{DC} = 32\,341,6 \text{ kg}$$

$$V_{DW} = 16\,875 \text{ kg}$$

$$V_{LL+IM} = 47\,385 \text{ kg (calculado en viga interior)}$$

$$g \text{ factor de distribución de cortante exterior} = 0,66$$

$$V_U = 1(1,25 * 32\,341,6 + 1,50 * 16\,875 + 1,75(47\,385 * 0,66)) = 125\,882 \text{ kg m}$$

Cortante que resiste el concreto $V_c = 62\,417$ kg

$V_u > V_c$, es necesario reforzar con estribos, para ello es necesario averiguar la distancia que el concreto empieza a resistir el cortante aplicado.

$$\frac{10}{125\,882} = \frac{x}{62\,417}; \quad x = 4,96 \text{ m}$$
$$10 - 4,96 = 5,04 \text{ m}$$

La distancia a confinar es de 5,04 m desde la orilla. Se procede a calcular la separación de los estribos en la zona de confinamiento, para optimizar los recursos, se confinará a las siguientes distancias de 0 a 1,50 m, de 1,51m a 3,00m, de 3,01 a 5,04

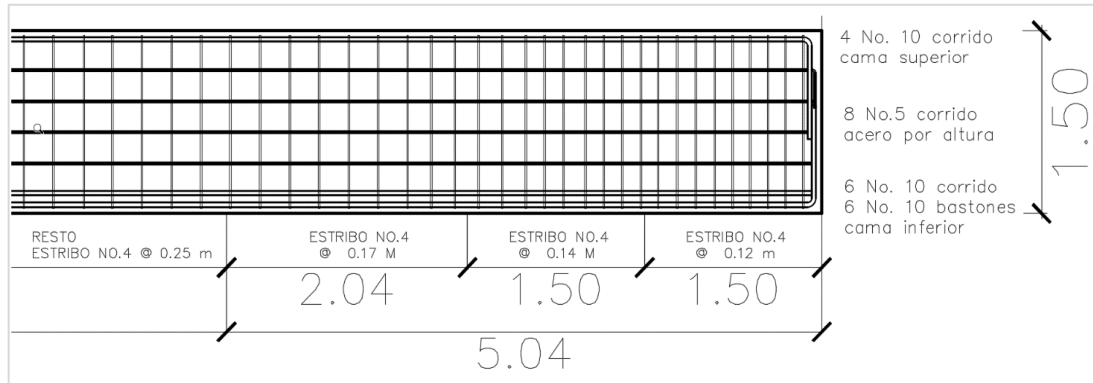
$$S = \frac{2A_v * f_y * d}{V_u} = \frac{2(1,29) * 4\,200 * 142,50}{125\,882} \approx 12 \text{ cm}$$

De 1,51 m a 3,00 m se tiene un $V = 106\,874$ kg, con un $S = 14$ cm

De 3,01 m a 5,04 m se tiene un $V = 87\,992$ kg, con un $S = 17$ cm

La distribución de los estribos queda de la siguiente manera: colocar estribos # 4 @ 12 cm, desde la orilla hasta 1,50 m luego se colocan estribos # 4 @ 14 cm desde 1,51 a 3,00 m, luego colocar estribos # 4 @ 17 cm desde 3,01 a 5,04 m, siempre tomando referencia desde la orilla, el resto colocar estribos # 4 @ 25 cm.

Figura 26. Armado de viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.13. Diseño de diafragma

Los diafragmas son elementos estructurales utilizados para darle rigidez torsional a las vigas, ayuda a la distribución de las cargas transversales como el viento y sismo y ayuda a mantener la geometría de la sección.

2.1.13.1. Diafragma interno

Según el predimensionamiento anterior del diafragma interno se establecieron las siguientes dimensiones:

$$B = 0,4 \text{ m}$$

$$H = 1,15 \text{ m}$$

Los diafragmas están diseñados para soportar su propio peso, y la AASHTO especifica únicamente refuerzo mínimo en la cama superior e inferior.

Peralte (d) = H – rec. = 115 - 5 = 110 cm

$$As_{min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\ 200} * 40 * 110 = 14,77 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 ($\varnothing = 6/8''$) = 2,84 cm²

Cantidad de varillas = 14,77 cm² / 2,84 cm²/var = 5,2 \simeq 6 varillas de $\varnothing = 6/8''$

Cama superior colocar 6 # 6

Cama inferior colocar 6 # 6

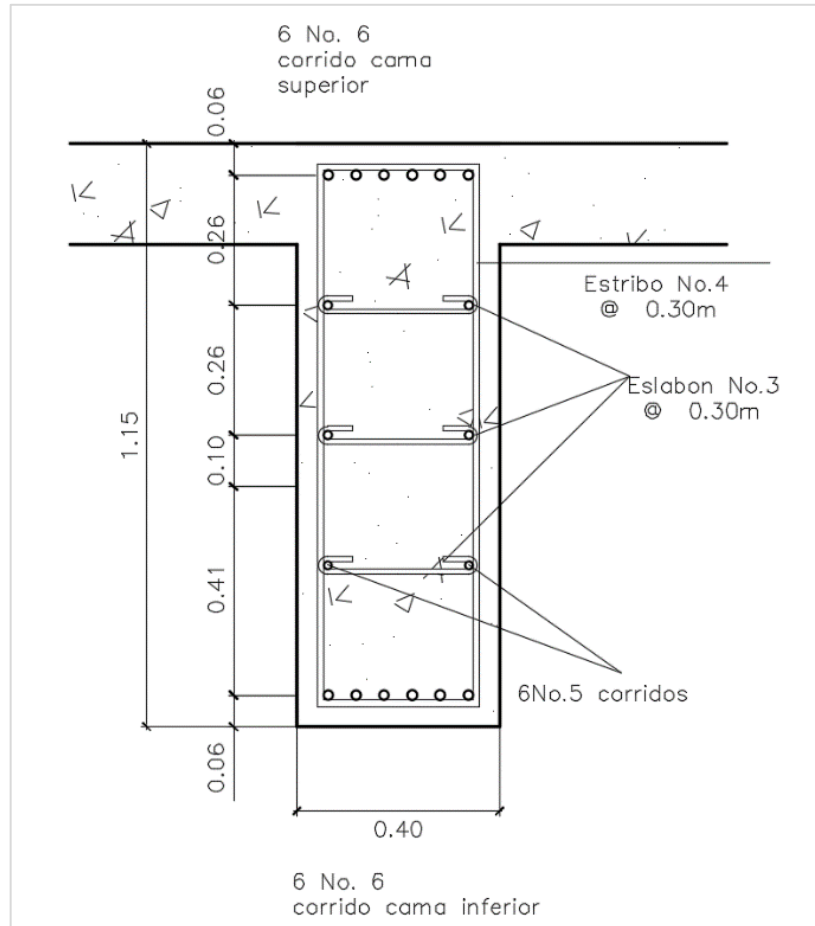
Refuerzo de 0,25 in² por cada pie de altura, o 5,30 cm² por cada metro de altura se tiene:

$$5,30 \text{ cm}^2/\text{m} * 1,15 \text{ m} = 6,10 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas = 6,10 cm² / 1,99 cm²/var = 3 \simeq 3 varillas de $\varnothing = 5/8''$, se agregará otra varilla y se colocaran 2 en cada cara.

Refuerzo transversal no debe ser mayor de $d/2 = 110/2 = 55$ cm, pero se tomará el criterio de colocarlos @ 25 cm.

Figura 27. **Armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.13.2. **Diafragma externo**

Según predimensionamiento las dimensiones son las siguientes:

B = 0,30 m

H = 0,80 m

Peralte (d) = H – rec. = 80 - 5 = 75 cm

$$As_{min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4200} * 30 * 75 = 7,55 \text{ cm}^2$$

ACI318S-19; 9.6.12.:

Cantidad de varillas = $7,55 \text{ cm}^2 / 1,99 \text{ cm}^2/\text{var} = 3,80 \simeq 4$ varillas de $\emptyset = 5/8''$

Cama superior colocar 4 # 5

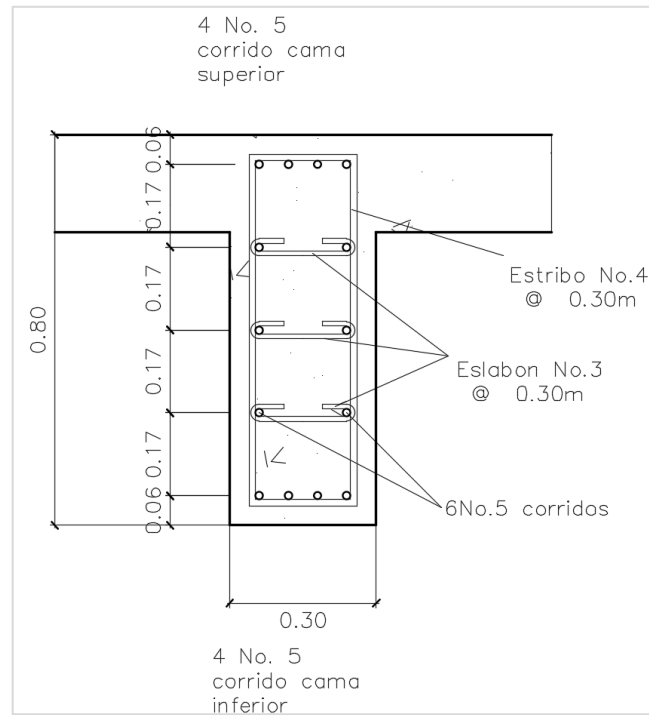
Cama inferior colocar 4 # 5

Refuerzo de $0,25 \text{ in}^2$ por cada pie de altura, o $5,30 \text{ cm}^2$ por cada metro de altura se tiene:

$$5,30 \text{ cm}^2/\text{m} * 0,80 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas = $4,24 \text{ cm}^2 / 1,99 \text{ cm}^2/\text{var} = 2,13 \simeq 3$ varillas de $\emptyset = 5/8''$, se agrega otra varilla total 4, se colocan 2 en cada cara. Refuerzo transversal no debe ser mayor de $d/2 = 75/2 = 37,5$ pero se tomará el criterio de colocarlos @ 25 cm.

Figura 28. Armado de diafragma exterior



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.14. Diseño de barandal y acera

Existen diferentes tipos de barandas, el material del que están hechas está en función del uso que se le pueda dar, hay de concreto, acero, mixto, en este caso se hará una combinación de concreto y acero.

De acuerdo a la AASHTO C -13.4, indica cuando debe utilizarse los siguientes tipos de barandas.

- Se debe de usar una baranda para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado únicamente para el tráfico.

- Utilizar solamente una barrera combinada junto con un cordón y una acera sobreelevados en las carreteras de baja velocidad.
- En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclovia debería tener una baranda tanto para peatones o ciclistas en su parte externa y una baranda combinada en su parte interna.
- Se debería considerar el uso de un puente peatonal, independiente si el tránsito peatonal o las condiciones de seguridad lo ameriten.

Baranda para peatones según AASHTO sección 13.8

- La altura mínima para baranda para peatones debe ser 1 060 mm como mínimo, medido de la cara superior de la acera.
- Debe estar compuesta por elementos horizontales y verticales, la abertura libre entre los elementos debe ser tal que no permite el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.
- Si se utilizan tantos elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se debe aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que en la parte superior la separación no debe ser mayor a 200 mm.
- Se debe proveer un riel o un cordón a nivel de la rodadura, las barandas deben proyectar más allá de la cara de los postes.

En el diseño de pasamanos los miembros longitudinales trabajan como una viga continua, con una carga de 300 lb/pie (carga peatonal), se debe diseñar para soportar $P/4$ de la carga estandarizada, una carga vertical de 100 lb/p, se utilizará tubo galvanizado $\phi = 2"$. Por lo tanto, $P = 150$ lb/pie para cada pasamanos por carga peatonal, tubo hg ϕ ext = 2,40", ϕ int = 2,067", con un peso 3,65 lb/p y fluencia 20 000 lb/pulg², Inercia = 0,665 pulg⁴, distancia entre postes = 2 m. La

carga para cada pasamanos será de 1 500 lb, los rieles se colocarán a una distancia no mayor de 0,15m. Se proponen postes de 0,15 m x 0,20 m x 1,00 m.

El cálculo del momento del tubo debe ser mayor al momento actuante.

$$\frac{I}{C} (F) = \frac{0,665}{1,2} (20\ 000) = 11\ 083,33\ lb\ pul \approx 923,61\ lb\ pie$$

Donde

I = momento de inercia pulg⁴

C = $\phi_{ext}/2$, pulg

F = fluencia del tubo hg, (lb/pulg²)

El momento producido en el sistema de barandal es:

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{(150 + 3,65) * 6,56^2}{10} = 661,21\ lb\ pie$$

Donde

W = carga viva peatonal dividida en los dos rieles + peso de la tubería hg

L = 2 m \approx 6,56 pie

El momento resistente del tubo hg es 923,61 lb pie > momento actuante 661,21 lb pie, por lo tanto, cumple.

Integración de carga muerta

$$W\ poste = 1,3 * 2,400 * 0,20 * 0,15 * 1 = 93,6\ kg$$

$$W\ tubos = 1,3 * 3,65 * 6,56 * 2\ tubos = 62,25\ lb \approx 28,23\ kg$$

$$W\ vertical = 100 * (0,15 * (3,28)) = 49,2\ lb \approx \underline{22,31\ kg}$$

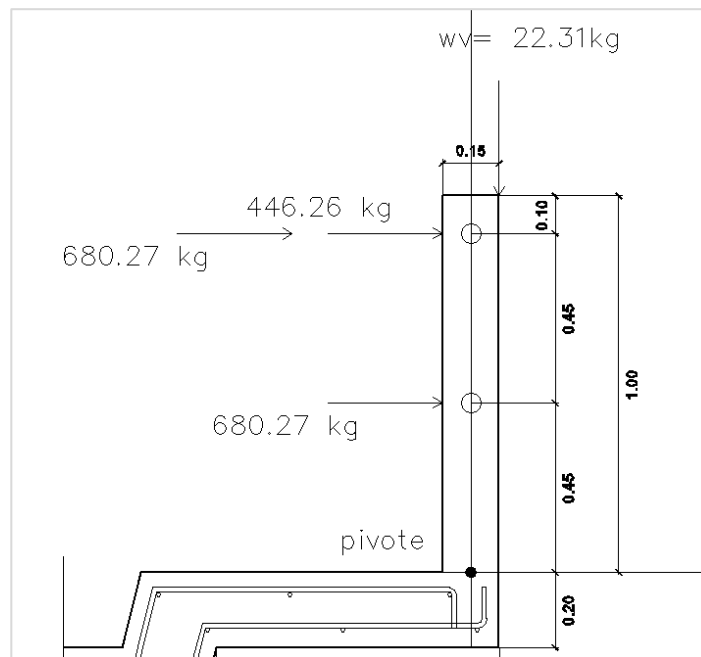
W total

144,15 kg

- Integración de carga viva

$$W_{cv} = 300 * 3,28 = 984 \text{ lb} \approx 446,26 \text{ kg}$$

Figura 29. **Dimensiones y cargas aplicadas para diseño de postes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Determinación de momento ultimo

$$M_{total} = 446,26 * 0,90 + 22,31 * 0,075 + 680,27 * 0,90 + 680,27 * 0,45 = 1321,67 \text{ kg m}$$

- Conociendo el momento actuante se procede a calcular el acero de refuerzo.

Cálculo de refuerzo

$$M_u = 1\,321,67 \text{ kg m}$$

$$d = 12,5 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 f'_c}} \right] * \left[\frac{0,85 f'_c}{f_y} \right]$$

$$A_s = \left[20 * 12,5 - \sqrt{(20 * 12,5)^2 - \frac{1\,321,67 * 20}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 3,15 \text{ cm}^2$$

Se debe de comprobar con el acero mínimo y máximo

Acero mínimo: ACI318-19, 9.6.1.2

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 20 * 12,5 = 0,84 \text{ cm}^2$$

ACI318-19, 9.6.3.1, la cuantía de acero no debe ser superior a 0,025, para refuerzo Grado 60.

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * \rho * b * d$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * 0,025 * 20 * 12,50 = 3,18 \text{ cm}^2$$

De modo que se propone 2 # 4 + 1 # 3 en el lado a tensión, en el lado a compresión 2 # 4. Se debe chequear a flexo compresión.

Donde:

$K = 1$ (apoyo libre en un extremo)

$L =$ longitud del poste (m)

$r = 0,3h$

$$Esb = \frac{K * L}{r} = \frac{1 * 1}{0,30 * 0,2} = 16,67 < 22$$

Esbeltez $16,67 < 22$, por lo que se concluye que el elemento trabajará como columna corta.

Se debe de reforzar a corte luego se realiza la sumatoria de todas las fuerzas actuantes en el sistema de barandal.

$$Vu = 1\,500 + 1\,500 + (300 * 3,28) = 3\,984 \text{ lb} \approx 1\,806,80 \text{ kg}$$

$$Vc = 0,53 * \phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 0,53 * 0,85 * \sqrt{280} * 20 * 12,5 = 1\,884,58 \text{ kg}$$

Como el cortante del concreto $Vc >$ al cortante ultimo Vu , lo cual indica que el acero por cortante debe ser el mínimo y se colocará a @ 10 cm.

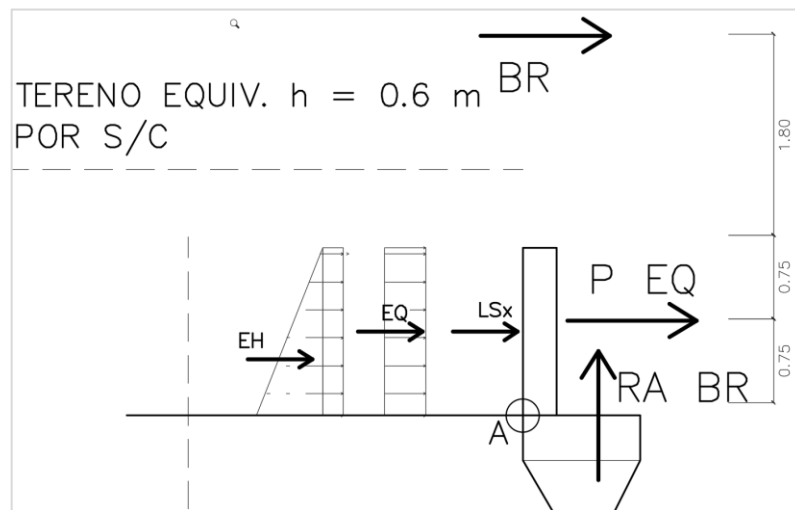
2.1.15. Diseño de la subestructura

En los siguientes incisos se describe el diseño y partes de la subestructura.

2.1.15.1. Diseño de cortina

La cortina es un elemento que sirve para detener el relleno longitudinal, y sobre ella actúan fuerzas de empuje de tierra (EH), fuerza de frenado (BR), fuerza de sismo (P EQ) y una sobrecarga (LS), su altura está en función del peralte de las vigas y su ancho no debe ser menor a 30 cm, y se propone las siguientes dimensiones, con un ancho de 0,30 m y una altura de 1,50 m. El diseño se presenta más adelante.

Figura 30. Diagrama de presiones sobre la cortina

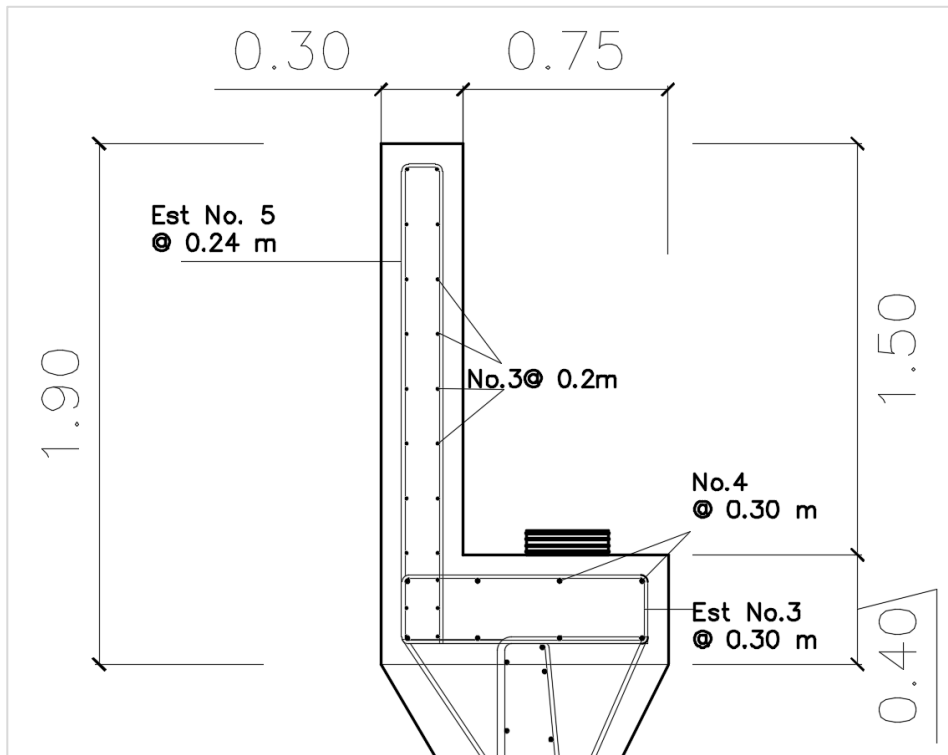


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.15.2. Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo trabaja primordialmente a compresión, solo se refuerza con el acero mínimo, y este elemento está ligado a la cortina, conjuntamente forman un tope longitudinal para las vigas del puente. Para el acero longitudinal se calculará el mínimo. El diseño se presentará más adelante.

Figura 31. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.15.3. Diseño de apoyo elastomérico

Es un elemento que se utiliza para poder transmitir cargas verticales entre las vigas principales (superestructura), y la viga de apoyo (subestructura). De igual manera el neopreno absorbe las fuerzas debido a la aceleración y frenado, del tráfico, además de las fuerzas producidas por los sismos, vientos, fuerzas por cambios de temperatura y esvajes de las piezas móviles.

De no existir estos apoyos, esta energía podría transmitirse a las vigas de apoyo y concentrar los esfuerzos en las vigas principales, produciendo esfuerzos

de tensión, compresión y ocasionaría desgaste y deterioro, produciendo una reducción de la viga útil por efecto de la fatiga mecánica.

El apoyo elastomérico debe ser capaz de absorber los movimientos en todas direcciones y rotación en todos los ejes, se utilizará neopreno con dureza Shore 60 reforzado con placas metálicas.

$$L = 20 \text{ m}$$

$G_s = 112 \text{ kg/cm}^2$, esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio, AASHTO 14.7.5.3.2-1

$$G = 14 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta FTH = 1\,687 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión:

$$\sigma_s \leq 1.66 G_s \leq 112 \text{ kg/cm}^2$$

AASHTO LRFD 2017, 14.7.6.3.2-1

$$PT = 1(PD+PW)+1(PL) = (32\,341,60+2\,250)+1(48\,091,51) = 82\,683,11 \text{ kg}$$

$$Area_{req} = \frac{82\,683,11 \text{ kg}}{112 \text{ kg/cm}^2} = 738,2 \text{ cm}^2$$

Se utilizará un ancho de 35 cm

$$L = \frac{738,2 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 21,09 \text{ cm, se usará } 30 \text{ cm}$$

$$Area_{real} = 35 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 1\,050 \text{ cm}^2$$

- Factor de forma S mínimo

- Carga total

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A_{real}} = \frac{82\,683,11\text{ kg}}{1\,050\text{ cm}^2} = 78,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{1,66 G} = \frac{78,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1,66 * 14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 3,39$$

- Carga viva

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A_{real}} = \frac{48\,091,51\text{ kg}}{1\,050\text{ cm}^2} = 45,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_L \leq 0,66 * \sigma_s$$

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = \frac{45,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 3,27$$

El factor de forma mínimo es $S_T = 3,39$ se toma el mayor.

- Grosor de capa de elastómero interna h_{ri}

$$S_I \geq \frac{L W}{2 * h_{ri} (L + W)}$$

AASHTO LRFD 2017; 14.7.5.1-1

$$h_{ri} \leq \frac{L W}{2 * S_I (L + W)}$$

- Carga total

$$h_{ri} \leq \frac{30 * 35}{2 * 3,39 * (30 + 35)} = 2,38$$

- Carga viva

$$S_I \geq \frac{30 * 35}{2 * 3,27 * (30 + 35)} = 2,47$$

Grosor de capa interna, se debe tomar el valor más bajo de los anteriores y debe usarse un valor menor que pueda ser medido fácilmente $h_{ri} = 2 \text{ cm}$, 20 mm , definido el grosor de capa interna se procede a calcular el factor de forma final.

$$S = \frac{30 * 35}{2 * 2 * (30 + 35)} = 4,04 \geq 3,39 \quad OK$$

Número de capas interiores de elastómero (n):

Comprensión y rotación combinados, $\Theta = 0,010$ radianes (asumido)

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n}\right) \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

AASHTO LRFD 2017; 14.7.5.3.3-6

$$n > \left(\frac{GS\theta_s}{\sigma_s} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 = \left(\frac{14 * 4,04 * 0,010}{78,75} \right) * \left(\frac{35}{2} \right)^2 = 2,20$$

$$n > -0,20 \theta_s \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\frac{\sigma_s}{1,875 GS} - 1} = -0,20 * 0,010 * \frac{\left(\frac{35}{2} \right)^2}{\frac{78,75}{1,875 * 14 * 4,04} - 1} = 2,38$$

Se usará 3 capas internas de 20 mm y 2 capas exteriores de 10 mm, las capas externas deben ser menor a 70 % de las capas internas. AASHTO 2017; 14.7.5.1.

Grosor total del elastómero:

$$\text{Grosor total del elastómero } h_{rt} = 3(20\text{mm}) + 2(10\text{mm}) = 80 \text{ mm}$$

Acortamiento de la viga (desplazamiento lateral)

$$\Delta_T = \gamma_{TU} (\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{contrac})$$

Por postensado $\Delta_{post} = 0$; por contracción $\Delta_{contrac} = 0,20 \text{ cm}$, factor de carga $\gamma_{TU} = 1,2$; AASHTO LRFD 2017; Tabla 3.4.1-1, tomar el mayor según la norma. AASHTO LRFD 2017, 5.4.2.2, coeficiente dilatación termina; $10,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$; $L = 20 \text{ m}$.

$$\Delta_{temp} = \alpha * \Delta_t * L = 0,0000108 * 20 * 2000 = 0,432 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 1,2 (0,432 + 0 + 0,20) = 0,758 \text{ cm}$$

$$h_{rt}(\text{Espesor total elastomero}) > 2 \Delta_s = 80 > 2(0,758) = 80 > 1,52 \text{ ok}$$

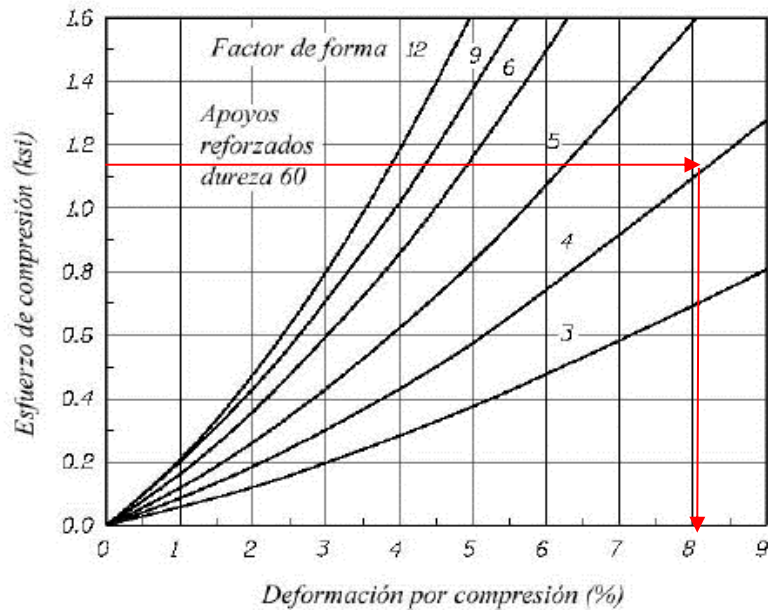
- Capacidad rotacional de apoyo

$$\sigma_s = 78,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; 7,68 \text{ Mpa}; 1,12 \text{ ksi} \quad \text{y} \quad S = 4,04$$

- Capacidad rotacional

$$\sigma_s = 78,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (7,72 \text{ MPa}) \text{ y } S = 4,04$$

Figura 32. **Deformación compresión**



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2014*. p. IV-9.

AASHTO LRFD 2017; Figura C14.7.6.3.3-1

$$\varepsilon_t = 8.10 \%$$

$$\delta = \sum \varepsilon_1 h_{ri} = 4 * .0810 * 2cm = 0,65 \text{ cm}$$

AASHTO LRFD; 14.7.5.3.6-1

$$\theta_{max} = \frac{\delta}{L/2} = \frac{0,65}{30/2} = 0,043 \text{ rad} > 0,010 \text{ rad}$$

- Estabilidad del elastómero

$$A = \frac{1,92 * \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{w}}} = \frac{1,92 * \frac{8}{30}}{\sqrt{1 + \frac{2 * 30}{35}}} = 0,31$$

AASHTO LRFD 2017, 14.7.5.3.4-2

$$B = \frac{2,67}{(S + 2)(1 + \frac{L}{4W})} = \frac{2,67}{(4,04 + 2)(1 + \frac{30}{4 * 35})} = 0,36$$

AASHTO LRFD 2017, 14.7.5.3.4-3

- Chequeando estabilidad del apoyo

$$2A \leq B = 0,62 \leq 0,36 \quad \text{no cumple}$$

AASHTO LRFD 2017; 14.7.5.3.4-1

Los apoyos, rectangulares que no cumplen lo anterior deben cumplir

$$\sigma_s = 78,75 \leq \frac{G S}{2A - B} = \frac{14 * 4,04}{2 * 0,31 - 0,36} = 217,46 \quad ok$$

$$A - B < 0 = 0,31 - 0,36 = -0,05$$

AASHTO LRFD 2017; 14.7.5.3.4-4

- Placas de refuerzo
 - Estado límite de servicio

$$h_s \geq \frac{3h_{max} \sigma_s}{F_y} = \frac{3 * 2 * 78,75}{2531} = 0,19 \text{ cm}$$

AASHTO LRFD 2017, 14.7.5.3.5-1

- Estado límite de fatiga

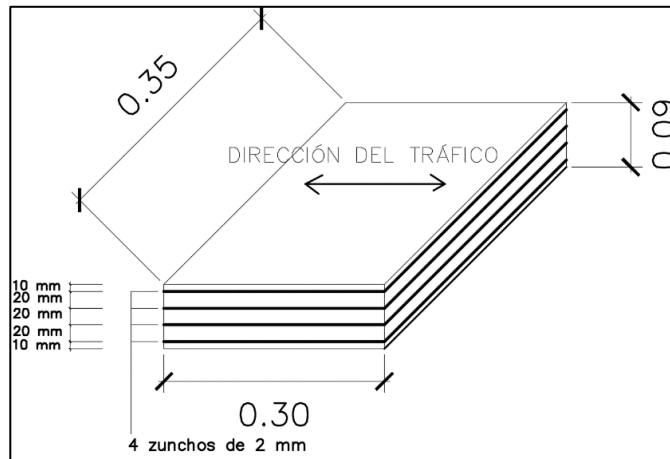
$$h_s \geq \frac{2h_{max} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 * 2 * 45,80}{1687} = 0,11 \text{ cm}$$

AASHTO LRFD 2017, 14.7.5.3.5-2

El máximo valor se aproxima a 2 mm, este será el espesor de la placa, el espesor total es:

$$80 \text{ mm} + 4(2 \text{ mm}) = 88 \text{ mm}$$

Figura 33. **Detalle de neopreno**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- 3 placas de acero de 2 mm
- 3 capas internas de neopreno de 20 mm de dureza shore 60 (a)
- 2 capas externas de neopreno de 10 mm

2.1.15.4. **Diseño de estribos**

La subestructura son todos los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas provenientes de la superestructura hacia el suelo, y son utilizados para soportar el terraplén de acceso y se encuentran sometidos a la fuerza de empuje del suelo. El estribo tiene la función de trabajar como un muro de contención, pueden ser de concreto simple (estribo de gravedad), concreto armado (muro en voladizo o con pantalla y contrafuertes), entre otros.

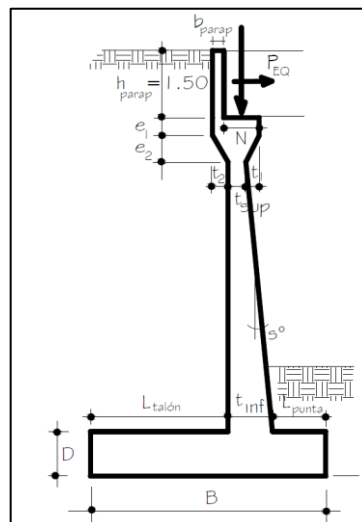
Los estribos deben ser verificados a los siguientes análisis, deslizamiento, volteo, presión del suelo.

El muro en voladizo es una estructura que se utiliza cuando es necesario cubrir alturas entre 4 y 10 m, debido a su diseño son económicos y de bajo peso idóneo cuando el suelo de cimentación no tiene un gran valor soporte, y en ese proyecto se utilizará un muro en voladizo porque la altura a cubrir es de 9 m, según las cotas de topografía, desplante de cimentación y el valor soporte del suelo no cumple con lo necesario.

Datos

Capacidad soporte del suelo	= 28,3 Ton/m ² (2,83 kg/cm ²)
Altura	=
Base	=
f'c del concreto	= 210 kg/cm ²
Peso volumétrico del suelo	= 1 130 kg/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo	= 2 700 kg/m ³

Figura 34. **Predimensionamiento de muro en voladizo**



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010*. p. V-27.

H = altura total estribo según topografía y desplante de cimentación: 9,00 m
B = $1/2H \sim 2/3 H$; 4,5 ~ 6,0 m se usará 7,00 para distribuir mejor la carga tributaria.

D = $0,1 H = 0,10 * 9,00 \text{ m} = 0,90 \text{ m}$, se utilizará 1,10 m

L punta = $B/3 = 7,00/3 = 2,33$ se usará 2,75 m

t sup = $H/24 = 9,00/24 = 0,375 = 0,40 \text{ m}$

t inf = $0,10 * H = 0,10 * 9,00 \text{ m} = 0,90 \text{ m}$

L talón = $7,00 \text{ m} - 2,75 \text{ m} - 0,90 \text{ m} = 3,35 \text{ m}$

H parapeto = 1,50 m altura de la viga

b parapeto = 0,30 m

e1 = se propone una altura de 0,40 m

e2 = se propone una altura de 0,60 m

N = $(200+0,0017L+0,0067H')(1+0,000125 S^2) = \text{AASHTO LRFD 2017};$

4.7.4.4-1

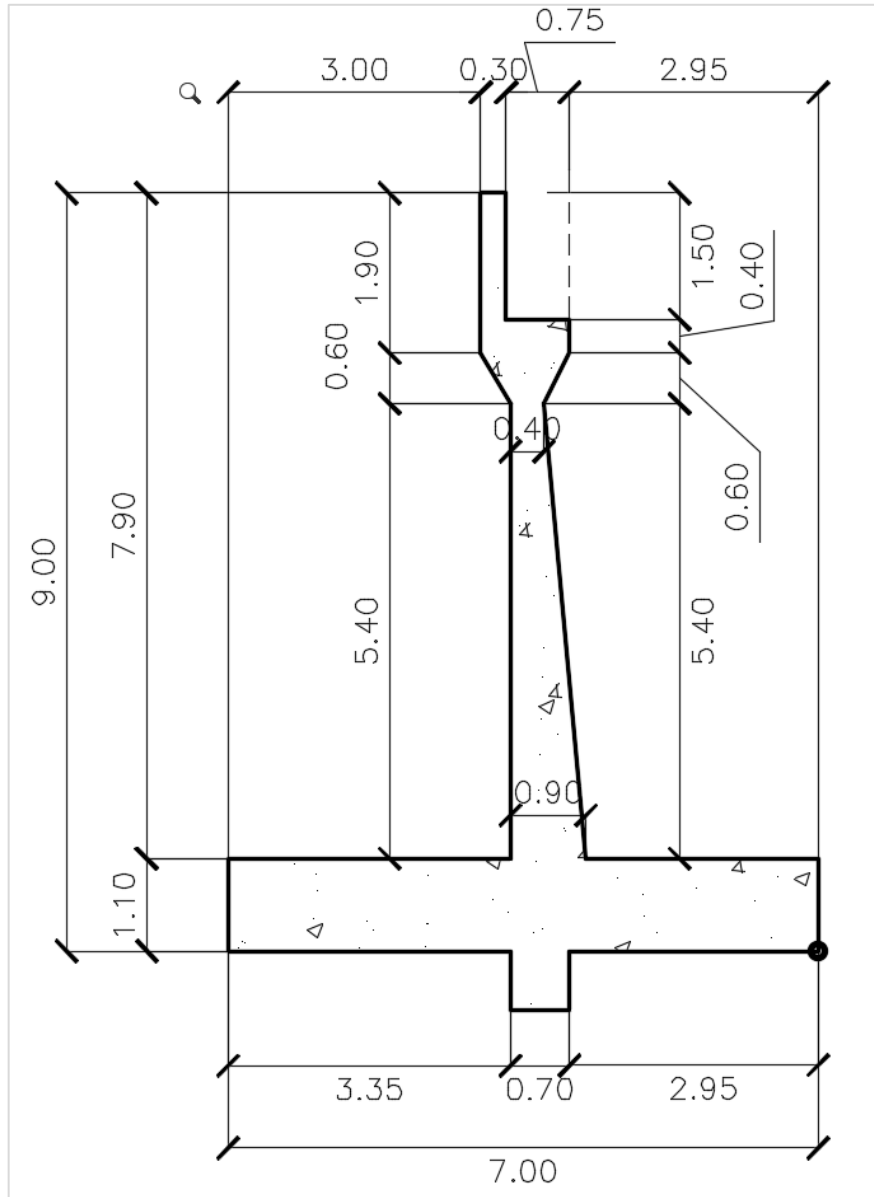
L = distancia del tablero

H' = 0, para puentes simplemente apoyado

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°)

N = $(200+0,0017*20000+0,006*0)*(1+0,000125*5,29) = 234,82 \text{ mm} =$ se usará 0,75 m, para que la viga pueda tener un buen apoyo.

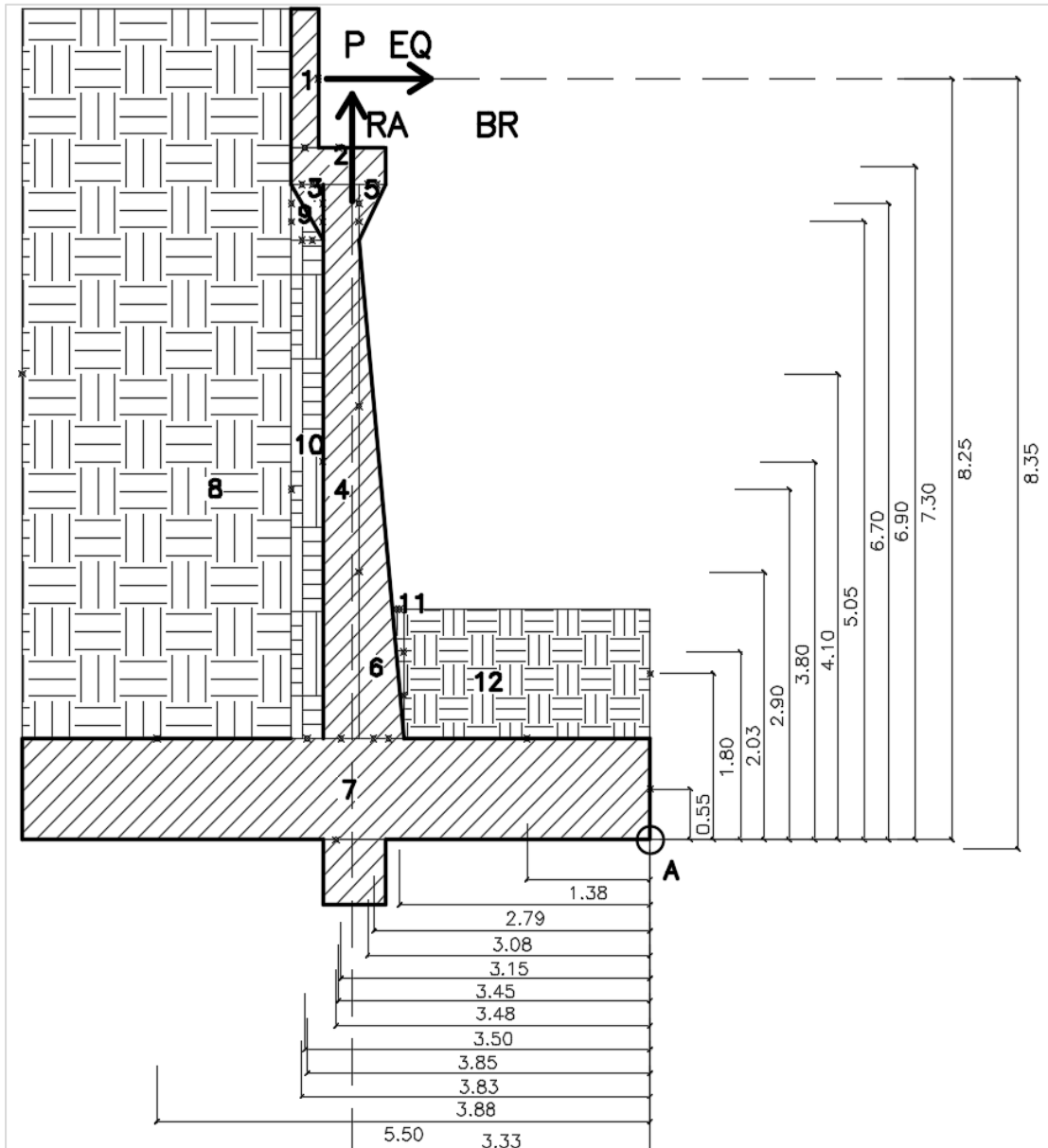
Figura 35. Propuesta de estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Definido las dimensiones se procede a calcular el centroide del estribo

Figura 36. Estribo y cargas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

- Caso 1: estribo con puente (el más crítico)

Tabla XVI. Centroide estribo

CARGAS VERTICALES						
Caso 1 Estribo con puente, considerando franja de 1 m de longitud de estribo						
Elemento	Volumen (m ³)	DC (ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa * DC (ton m/m)	Ya * DC (ton m/m)
1	0,45	1,08	3,85	8,25	4,16	8,91
2	0,42	1,01	3,475	7,3	3,50	7,36
3	0,11	0,25	3,77	6,9	0,95	1,74
4	2,4	5,76	3,45	4,1	19,87	23,62
5	0,09	0,22	3,15	6,9	0,68	1,49
6	1,35	3,24	3,08	2,90	9,99	9,40
7	7,7	18,48	3,5	0,55	64,68	10,16
Σ		30,04			103,83	62,67
Centro de gravedad X y Y respecto al punto A					3,46	2,09

Fuente: elaboración propia.

Cargas provenientes de la superestructura, reacciones críticas:

$$PDC = \frac{32\,341,60 * 4 \text{ vigas}}{8,00 \text{ (largo viga de apoyo)}} = 16\,170,80 \text{ kg/m}$$

$$PDW = \frac{2\,250 * 4 \text{ vigas}}{8,00 \text{ (largo viga de apoyo)}} = 1\,125,00 \text{ kg/m}$$

$$P_{LL+IM} = \frac{47\,650,30 * 4 \text{ vigas}}{8,00 \text{ (largo viga de apoyo)}} = 23\,803 \text{ kg/m}$$

$$X_a = 3,325 \text{ m}$$

Se procede a calcular el centroide de la masa de suelo que le tributa:

Tabla XVII. **Centroide masa de suelo**

Carga EV (peso del terreno)						
Elemento	Volumen (m ³)	EV (ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa *DC (ton m/m)	Ya * DC (ton m/m)
8	23,70	26,78	5,50	5,05	147,30	135,24
9	0,11	0,12	3,88	6,7	0,46	0,79
10	1,89	2,14	3,83	3,8	8,17	8,12
11	0,09	0,10	2,79	2,03	0,29	0,21
12	3,85	4,35	1,375	1,8	5,98	7,83
Σ	EV	33,49			162,19	152,19
Centro de gravedad X y Y respecto al punto A					4,84	4,54

Fuente: elaboración propia.

Ls, sobrecarga por carga viva en el terreno, según AASHTO LRFD 2017; tabla 3.11.6.4-1, está condicionado por la altura del estribo. $h' = 0,60$

Tabla XVIII. **Sobre carga por carga viva**

Altura del estribo (m)	h_{ea} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010*. p. V-7.

$$L_{sy} = 1,13 * 0,60 * 3,00 = 2,03m$$

$$Xa = 5,50 m$$

Tabla XIX. **Resumen cargas verticales (estabilizadores)**

Resumen de cargas verticales (Resistente al volteo)				
Carga	Tipo	V (ton/m)	Xa (m)	Mv (ton-m/m)
DC (estribo)	DC	30,04	3,46	103,83
PDC	DC	16,17	3,325	53,77
PDW	DW	1,13	3,325	3,74
EV	EV	33,49	4,84	162,19
P LL+IM	LL+IM	23,80	3,325	79,14
LSy	LS	2,03	5,5	11,19
Σ		106,66		413,87

Fuente: elaboración propia.

Para las cargas horizontales se analiza el empuje de tierra, coeficiente de empuje activo:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi_f)}{T[\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad \text{AASHTO LRFD 2017; 3.11.5.3 - 1}$$

$$T = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_f + \delta) * \text{sen}(\theta_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad \text{AASHTO LRFD 2017; 3.11.5.3 - 2}$$

Donde:

δ = ángulo de fricción entre el relleno y muro

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

Θ =ángulo que forma el respaldo del muro con respecto a la horizontal

ϕ_f = fricción interna del material de relleno

$\delta=0$; $\beta=0$; $\Theta =90^\circ$; $\phi_f= 29,68$, debido a que, los primeros valores son igual a cero, las ecuaciones anteriores se resumen en la ecuación propuesta por Rankine.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{29,68}{2} \right) = 0,34$$

Componente horizontal producido por la sobrecarga por carga viva en el terreno:

$$P'' = k_a * h' * \gamma_t = 0,34 * 0,61 * 1,13 = 0,23 \text{ Ton/m}^2$$

$$LS_x = H * p'' = 9,00 * 0,23 = 2,07 \text{ Ton/m}$$

$$Y_a = 4,5 \text{ m}$$

- Presión lateral del terreno, EH

$$p = k_a * H * \gamma_t = 0,34 * 9,00 * 1,13 = 3,46 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} * H * p = 0,5 * 9,00 * 3,46 = 15,57 \text{ Ton/m}$$

$$Y_a = H/3 = 9,00/3,00 = 3,00 \text{ m}$$

Acción sísmica, Cargas EQ, para ello es necesario calcular el valor de coeficiente de presión activa sísmica, con la siguiente expresión

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \delta) \operatorname{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

Φ = ángulo de fricción interna del suelo

Θ = arc tan [kh/(1-kv)]

β = ángulo de inclinación del muro con la vertical

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo

i = ángulo de inclinación del material de relleno con la horizontal

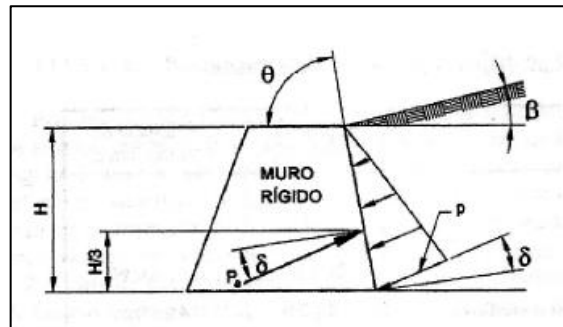
γ_t = peso unitario del terreno

H = altura del terreno retenida por el muro

K_v = coeficiente de aceleración vertical

K_h = coeficiente de aceleración horizontal

Figura 37. Diagrama de fuerzas en muro de retención de suelos



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010*. p. V-4.

AASHTO LRFD 2017; Figura 3.11.5.3-1

Conociendo los valores iniciales $\delta=0$; $\beta=0$; $\Theta =90^\circ$; $\phi= 29,68$, se calcula el coeficiente de presión activa sísmica.

AASHTO LRFD 2017; A11.3.1-1

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(29,68 - 90^\circ - 0)}{\cos 90^\circ \cos^2 0 \cos (0 + 0 + 90^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(29,68 + 0) \sin(29,68 - 90^\circ - 0)}{\cos(0 + 0 + 90^\circ) \cos (0 - 0)}} \right]^2} = 0,54$$

Fuerza de presión dinámica del terreno (P_{AE})

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * (K_{AE}) * H^2 * \gamma_t = \text{AASHTO LRFD 2017; 11.6.5.3 - 2}$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * (0,54) * 9^2 * 1,13 = 24,71$$

- Fuerza de acción sísmica

$$E Q_{terr} = \frac{1}{2} * (K_{AE} - K_a) * H^2 * \gamma_t = 0,5 * (0,54 - 0,34) * 9^2 * 1,13 = 9,15 \text{ ton/m}$$

$$Y_a = H/2 = 9,00/2 = 4,50 \text{ m}$$

- Fuerza de acción sísmica = fuerza de presión dinámica del terreno
– presión lateral del terreno

Los valores a utilizar por la acción sísmica fueron calculados en el capítulo 2.1.6.

- Estudio de riesgo sísmico

$$\text{AMS } d = 0,42$$

$$K_h = 0,50 * 0,42 = 0,21 \text{ (para E Q PIR)}$$

$$K_v = 0,20 \text{ Scd} = 0,20 * 1,03 = 0,21$$

- Carga Sísmica por superestructura (P_{EQ})

AGIES 2018, NSE 2, 4-7

S = coeficiente de sitio = 1

A= coeficiente de aceleración

AASHTO LRFD 2017; 3.10.9.1, para puentes de un solo tramo, independiente de la zona sísmica en que se encuentren, una sollicitación mínima de diseño en unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permanente tributaria.

$$P_{EQ=P_{DC+DW}} * A_s = (16,17 + 1,13) * 0,42 * 1 = 7,26 \text{ Ton/m}$$

$$Y_a = 8,25 \text{ m}$$

Fuerza inercial del estribo (PIR):

$$W = (W_{est} + W_{suelo}) = (30,04 + 33,49) = 63,52 \text{ Ton}$$

$$E_{Q\ PIR} = 63,52 * 0,21 = 13,34 \text{ Ton}$$

$$Y_a = \frac{(30,04 * 2,09 + 33,49 * 4,54)}{63,52} = 3,38 \text{ m}$$

Se debe de considerar la fuerza de frenado, del móvil, por lo cual la AASHTO LRFD 2017; 3.6.4 indica, tomar el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

$$BR1 = 25 \% \text{ camion} = 0,25 * 33\ 200 = 8\ 300 \text{ kg}$$

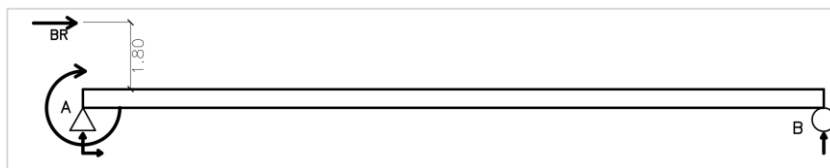
$$BR2 = 25 \% \text{ tandem} = 0,25 * 22\ 680 = 5\ 670 \text{ kg}$$

$$BR3 = 5 \% \text{ camion} + \text{carga de carril} = 0,05 * 33\ 200 + 952 = 2\ 612 \text{ T}$$

$$BR4 = 5 \% \text{ tandem} + \text{carga de carril} = 0,05 * 22\ 680 + 952 = 2\ 086 \text{ T}$$

El análisis de la fuerza de frenado se produce cuando un móvil ingresa a la superestructura, esta fuerza horizontal induce un momento en el punto A, para contrarrestar el momento en la reacción, se produce una fuerza vertical que producirá un momento de volteo en el punto de análisis.

Figura 38. **Aplicación fuerza de frenado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

$$\sum M_B = 0; \quad -20 * R_A + (1,80 + 1,50) * 8,3 t = 0; \quad R_A = 1,37 \text{ Ton}$$

$$M_{BR} = 1,37 \text{ Ton} * 3,33 \text{ m} = 6,87 \text{ Ton} * \text{m}$$

Tabla XX. **Resumen cargas horizontales (producen volteo)**

Resumen de cargas que producen volteo				
Carga	Tipo	V (ton/m)	Xa (m)	Mv (Ton - m/m)
Lsx	LS	2,07	4,50	9,34
EH	EH	15,57	3,00	46,71
E Q terr	EQ	9,15	4,50	41,19
P EQ	EQ	7,26	8,25	59,93
E Q estribo (0,5 PIR)	0,5 PIR	6,67	3,38	22,56
BR	BR	1,37	3,33	4,55
Σ		42,79		184,28

Fuente: elaboración propia.

Teniendo definidos las cargas que actúan en el proceso de estabilización y volteo, se proceden a realizar el análisis con las diferentes combinaciones de carga. Para el chequeo de deslizamiento y vuelco se utilizará factores máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras), y factores mínimos para las cargas verticales que generan estabilidad, para generar condiciones extremas denominadas la.

Para el chequeo de presiones en la base se utilizará

Tabla XXI. Factores de cargas

ESTADO LIMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia la	0.90	0.65	1.00	0	0	1.75	1.50	0	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia lb	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	0	1.75	Presiones y resistencia
Ev. Extremo la	0.90	0.65	1.00	0	0	0.50	1.50	1.00	0.50	Deslizamiento y vuelco
Ev. Extremo lb	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50	0.50	1.50	1.00	0.50	Presiones y resistencia
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	Agneta.

Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2014*. p. V-36.

- Estribo con puente

Tabla XXII. Factores y combinaciones de cargas verticales

ESTRIBO CON PUENTE (CARGAS VERTICALES Vu)							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	P DC	PDW	EV	P LL+IM	LS v	Vu (ton)
V (ton)	30,04	16,17	1,13	33,49	24,05	2,03	106,90
Resistencia A	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	75,81
	27,03	14,55	0,73	33,49	0,00	0,00	
Resistencia B	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	150,30
	37,55	20,21	1,69	45,21	42,08	3,56	

Continuación de la tabla XXII.

Ev, Extremo A	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	75,81
	27,03	14,55	0,73	33,49	0,00	0,00	
Ev, Extremo B	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	117,70
	37,55	20,21	1,69	45,21	12,02	1,02	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	106,66
	30,04	16,17	1,13	33,49	23,80	2,03	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. **Factores y combinaciones de momentos estabilizadores**

MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS VERTICALES) M vu							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	P DC	PDW	EV	P LL+IM	LS v	M vu (ton)
M v (Ton m)	103,83	53,77	3,74	162,19	79,14	11,19	413,87
Resistencia A	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	306,47
	93,45	48,49	2,43	162,19	0,00	0,00	
Resistencia B	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	579,65
	129,79	67,31	5,61	218,96	138,50	19,58	
Ev, Extremo A	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	306,47
	93,45	48,39	2,43	162,19	0,00	0,00	
Ev, Extremo B	1,25	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	467,31
	129,79	67,21	5,61	218,96	39,57	5,59	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	413,87
	103,83	53,77	3,74	162,19	79,14	11,19	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV. **Factores y combinaciones de cargas horizontales**

CARGAS HORIZONTALES H u							
TIPO	LS	EH	EQ			BR	Σ
CARGA	(LS) COS δ	(EH) COS δ	(EQ terr) COS δ	P EQ	E Q estribo	BR	Hu (ton)
H (Ton)	2,07	15,57	9,15	7,26	6,67	1,37	42,10
Resistencia A	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	29,38
	3,63	23,36	0,00	0,00	0,00	2,4	
Resistencia B	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	29,38
	3,63	23,36	0,00	0,00	0,00	2,4	

Continuación de la tabla XXIV.

Ev, Extremo A	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	48,16
	1,04	23,36	9,15	7,26	6,67	0,68	
Ev, Extremo B	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	48,16
	1,04	23,36	9,15	7,26	6,67	0,68	
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	19,01
	2,07	15,57	0,00	0,00	0,00	1,37	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Factores y combinaciones de momentos de volteo**

MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) M HU							
TIPO	LS	EH	EQ			BR	Σ
CARGA	(LS) COS δ	(EH) COS δ	(EQ terr) COS δ	P EQ	E Q estribo	BR	M HU (Ton m)
M H (Ton m)	9,34	46,71	41,19	59,93	22,56	4,55	184,28
Resistencia A	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	94,37
	16,34	70,07	0,00	0,00	0,00	7,97	
Resistencia B	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	94,37
	16,34	70,07	0,00	0,00	0,00	7,97	
Ev, Extremo A	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	200,69
	4,67	70,07	41,19	59,93	22,56	2,28	
Ev, Extremo B	0,50	1,50	1,00	1,00	1,00	0,50	200,69
	4,67	70,07	41,19	59,93	22,56	2,28	
Servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	60,60
	9,34	46,71	0,00	0,00	0,00	4,55	

Fuente: elaboración propia.

Teniendo las diferentes combinaciones se procede a realizar el análisis de estabilidad respecto al punto A. Se procede a encontrar el rango de excentricidad permitido.

Para el estado límite de resistencia

$$e_{max} = \frac{B}{4} = \frac{7,00}{4,00} = 1,75 \text{ m}$$

Para el estado límite de evento extremo:

$$e_{max} = \frac{11B}{30} = \frac{11 * 7,00}{30} = 2,57 \text{ m}$$

Tabla XXVI. **Chequeo de estabilidad y esfuerzos**

Estado	Cargas verticales	Momento estabilizador	Momento de vuelco	$X_o = (M_{vu} - M_{hv})/V_u$	$e = (B/2 - X_o) $	e max (m)
	V_u (ton/m)	M_{Vu} (ton m/m)	M_{Hu} (ton m/m)			
Resistencia A	75,81	306,54	98,37	2,80	0,70	1,75 OK
Resistencia B	149,87	579,65	98,37	3,24	0,26	1,75 OK
Evento extremo A	75,81	306,47	200,69	1,40	2,10	2,57 OK
Evento extremo B	117,57	466,74	200,69	2,26	1,24	2,57 OK

Fuente: elaboración propia.

- Deslizamiento en base del estribo

$$\mu = tg \phi_f = tg (29,68) = 0,57 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

Estado límite de resistencia $\phi_T = 0,80$ y estado límite de evento extremo $\phi_T = 1,00$.

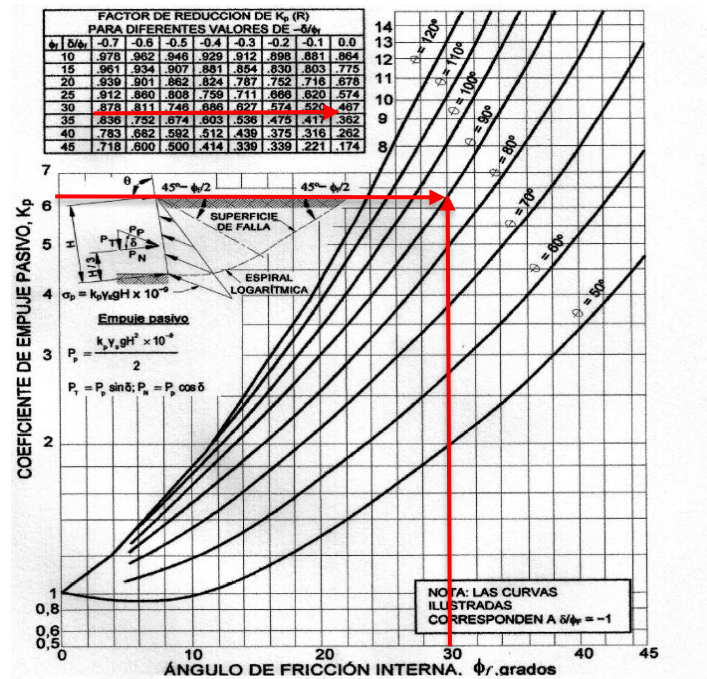
Tabla XXVII. **Chequeo de deslizamiento**

Estados	V_u (ton/m)	Resistente (ton/m) $F_f = \mu(\theta_T V_u)$	Actuante (Ton/m) H_u
Resistencia A	75,81	34,56 >	29,38 OK
Resistencia B	149,87	68,33 >	30,60 OK
Evento extremo A	75,81	43,20 x	48,51 X
Evento extremo B	117,57	67,01 >	48,51 OK

Fuente: elaboración propia.

Para el estado de evento extremo A, la fuerza resistente es menor al actuante y se le agregará un diente para contrarrestar el deslizamiento. Agregando un diente de dimensiones 0,70 m x 0,7 0 m, se procede a calcular el coeficiente de empuje pasivo en el sector que afecta al diente K_p , conociendo los valores de $\phi_f = 29,68$ y $\Theta = 90^\circ$, se intercepta en la siguiente gráfica, y $\delta/\phi_f = 0$

Figura 39. Figura para cálculo de empuje pasivo del suelo



Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010*. p.V-6.

$K_p 1 = 6,3$ y factor de reducción $R = 0,467$.

$K_p = R * K_p 1 = 0,467 * 6,3 = 2,94$

Presión pasiva en la parte baja del estribo

$1,13 \text{ ton/m}^3 * 2,50\text{m} * 2,94 = 8,31 \text{ ton/m}^2$

Presión pasiva en la parte baja del diente:

$$1,13 \text{ ton/m}^3 * 3,20 \text{ m} * 2,94 = 10,63 \text{ ton/m}^2$$

Resistencia pasiva:

$$R_{ep} = \frac{1}{2} * \left(8,31 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 10,63 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) * 0,70 \text{ m} = 6,63 \text{ ton/m}$$

Para el estado de evento extremo A, con el diente agregado se tiene:

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep}$$

La fuerza resistente $\phi_T R_T = 43,20 \text{ ton/m}$:

$$\phi_{ep} = 1$$

$$R_R = 43,20 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 1 * 6,63 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 49,83 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$R_R = 49,83 \frac{\text{ton}}{\text{m}} > 48,16 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{ok}$$

Presión actuante en la base del estribo, capacidad de carga factorada del terreno (qR).

Tabla XXVIII. Factores de resistencia en cimentaciones superficiales

Tipó de Resistencia		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de apoyo	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh, 2001), arcilla	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.55
Deslizamiento	ϕ_τ	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaceado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaceado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

Fuente: RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO LRFD 2010*. p.V-11.

AASHTO LRFD 2017, Tabla 10.5.5.2.2-1.

Estado límite de resistencia, con $\phi_b = 0,45$ (resistencia de apoyo):

$$q_R = \phi_b * q_n = \phi_b * (FS * q_{adm}) = 0,45 * 3 * 2,83 \frac{kg}{cm^2} = 3,82 \frac{kg}{cm^2}$$

AASHTO LRFD 2017; 10.6.3.1.1-1.

Estado límite de evento extremo I, $\phi_b = 1$:

$$q_R = \phi_b * (FS * q_{adm}) = 1 * 3 * 2,83 \frac{kg}{cm^2} = 8,50 \frac{kg}{cm^2}$$

Estado límite de servicio:

$$q_R = 2,83 \frac{kg}{cm^2}$$

Tabla XXIX. Presiones actuando en la base del estribo

Estado	Cargas verticales	Momento estabilizador	Momento de vuelco	$X_o = (M_{vu} - M_{hv})/V_u$ (m)	$e = (B/2 - X_o) $ (m)	$q = V_u / (B - 2e)$ (kg/cm ²)	Capacidad de carga factorada
	V_u (ton/m)	M_{vu} (ton m/m)	M_{Hu} (ton m/m)				
Resistencia A	75,81	306,47	94,37	2,80	0,70	1,35	3,82 ok
Resistencia B	149,87	579,65	94,37	3,24	0,26	2,31	3,82 ok
Evento extremo A	75,81	306,47	200,69	1,40	2,10	2,72	8,50 ok
Evento extremo B	117,57	466,74	200,69	2,26	1,24	2,60	8,50 ok
Servicio I	106,66	413,87	60,60	3,31	0,19	1,61	2,83 ok

Fuente: elaboración propia.

- Caso 2, estribo sin puente: se procede a realizar las combinaciones y factores de carga.

Tabla XXX. Factores y combinaciones de cargas verticales

CARGAS VERTICALES V_u				
TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LSy	V_u (Ton)
V (ton)	30,04	33,49	2,03	65,56
Resistencia A	0,90	1,00	0,00	60,52
	27,03	33,49	0,00	
Resistencia B	1,25	1,35	1,75	86,31
	37,55	45,21	3,56	
Ev, Extremo A	0,90	1,00	0,00	60,52
	27,03	33,49	0,00	
Ev, Extremo B	1,25	1,35	0,50	83,77
	37,55	45,21	1,02	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	65,56
	30,04	33,49	2,03	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. Factores y combinaciones de momento estabilizador

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES Mvu				
TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LSy	M vu (Ton m)
M v (ton m)	103,83	162,19	11,19	277,21
Resistencia A	0,90	1,00	0,00	255,64
	93,45	162,19	0,00	
Resistencia B	1,25	1,35	1,75	368,33
	129,79	218,96	19,58	
Ev, Extremo A	0,90	1,00	0,00	255,64
	93,45	162,19	0,00	
Ev, Extremo B	1,25	1,35	0,50	354,35
	129,79	218,96	5,59	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	277,21
	103,83	162,19	11,19	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. Factores y combinaciones de cargas horizontales

CARGAS HORIZONTALES Hu					
TIPO	LS	EH	EQ		Σ
CARGA	(LS) COS δ	(EH)COS δ	(EQ terr) COS δ	E Q estribo	H u (ton)
H (ton)	2,07	15,57	9,15	6,67	33,47
Resistencia A	1,75	1,50	0,00	0,00	26,99
	3,63	23,36	0,00	0,00	
Resistencia B	1,75	1,50	0,00	0,00	26,99
	3,63	23,36	0,00	0,00	
Ev, Extremo A	0,50	1,50	1,00	1,00	40,22
	1,04	23,36	9,15	6,67	
Ev, Extremo B	0,50	1,50	1,00	1,00	40,22
	1,04	23,36	9,15	6,67	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	33,47
	2,07	15,57	9,15	6,67	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIII. Factores y combinaciones de momento de vuelco

MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) M HU					
TIPO	LS	EH	EQ		Σ
CARGA	(LS) COS δ	(EH)COS δ	(EQ terr) COS δ	E Q estribo	M HU (Ton m)
M H (ton m)	9,34	46,71	41,19	22,56	119,80
Resistencia A	1,75	1,50	0,00	0,00	86,40
	16,34	70,07	0,00	0,00	
Resistencia B	1,75	1,50	0,00	0,00	86,40
	16,34	70,07	0,00	0,00	
Ev, Extremo A	0,50	1,50	1,00	1,00	138,48
	4,67	70,07	41,19	22,56	
Ev, Extremo B	0,50	1,50	1,00	1,00	138,48
	4,67	70,07	41,19	22,56	
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	119,80
	9,34	46,71	41,19	22,56	

Fuente: elaboración propia.

Chequeo de estabilidad y esfuerzos, vuelco respecto al punto A.

Tabla XXXIV. Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Estado	Vu (Ton/m)	M vu (Ton m/m)	M Hu (Ton m/m)	Xo = (Mvu - Mhv)/Vu	e = (B/2 - Xo)	e max (m) = B/4 y (11/30) B
Resistencia A	60,52	255,64	86,40	2,80	0,70	1,75 ok
Resistencia B	86,31	368,33	86,40	3,27	0,23	1,75 ok
Evento extremo A	60,52	255,64	138,48	1,94	1,56	2,57 ok
Evento extremo B	83,77	354,35	138,48	2,58	0,92	2,57 ok

Fuente: elaboración propia.

- Deslizamiento en la base del estribo

$$\mu = \text{tg } \phi_f = \text{tg } (29,68) = 0,57 \quad \text{AASHTO LRDF Art. 10.6.3.3}$$

Estado límite de resistencia $\phi_T = 0,80$ y estado límite de evento extremo $\phi_T = 1,00$

Tabla XXXV. **Chequeo de deslizamiento**

Estados	Vu (ton/m)	Resistente (Ton/m)	Actuante (Ton/m) Hu
Resistencia A	60,52	27,60	26,99 ok
Resistencia B	86,31	39,36	26,99 ok
Evento extremo A	60,52	34,50	40,22 x
Evento extremo B	83,77	47,75	40,22 ok

Fuente: elaboración propia.

Para el estado de evento extremo A, la fuerza resistente es menor al actuante, como se vio en el caso 1 se le agrego un diente, y con ello se tienen los siguientes valores $\phi_f = 29,68$ y $\Theta = 90^\circ$, $K_p = 2,94$, $R_{ep} = 6,63$ Ton/m, se intercepta en la siguiente gráfica, y $\delta/\phi_f = 0$

Para el estado de evento extremo A, con el diente agregado se tiene:

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep}$$

La fuerza resistente $\phi_T R_T = 34,50$ Ton/m

$$\phi_{ep} = 1$$

$$R_R = 34,50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} + 1 * 6,63 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 41,13 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$R_R = 41,13 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} > 40,22 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \quad \text{ok}$$

Tabla XXXVI. **Presión actuante en la base del estribo**

Presiones actuantes en la base del estribo							
Estado	Vu (Ton/m)	M vu (Ton m/m)	M Hu (Ton m/m)	Xo = (Mvu- Mhv)/Vu (m)	e= (B/2- Xo) (m)	q=Vu/(B- 2e) (kg/cm ²)	Admisible
Resistencia A	60,52	255,64	86,40	2,80	0,70	1,08	3,82 ok
Resistencia B	86,31	368,33	86,40	3,27	0,23	1,32	3,82 ok
Evento extremo A	60,52	255,64	138,48	1,94	1,56	1,56	8,50 ok
Evento extremo B	83,77	354,35	138,48	2,58	0,92	1,63	8,50 ok
Servicio I	65,56	277,21	119,80	2,40	1,10	1,37	2,83 ok

Fuente: elaboración propia.

Realizando todo el análisis, y chequeando con los parámetros se define que, si cumple con parámetros establecidos, se procede al cálculo de refuerzo de la pantalla.

- Diseño de pantalla

Tabla XXXVII. **Cargas en la base de la pantalla**

Cargas en base de pantalla						
CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)	Carga (Ton)			Y P (m)	M (Ton m)
LS	$P'' = K_a \cdot h \cdot \gamma$	0,23	$P'' \cdot h \text{ pant}$	1,82	3,95	7,19
EH	$P = K_a \cdot h_{\text{pant}} \cdot \gamma$	3,04	$1/2 \cdot P \cdot h_{\text{pant}}$	11,99	2,63	31,57
EQ terreno	$P' = 1/2 \cdot (K_{AE} - K_a) \cdot h_{\text{pant}} \cdot \gamma$	0,89	$P' \cdot h \text{ pant}$	7,05	3,95	27,86
P EQ	-		7,26		7,15	51,94
E Q estribo (0,5 PIR)	-		1,21		3,44	4,18
BR	-		1,37		0,33	0,45

Fuente: elaboración propia.

Se calculó PIR sin incluir la masa de suelo sobre el talón, se procede a calcular el peso de la pantalla sin la base.

$$P_{IR \text{ sin la base}} = k_h * W_{est} = 0,21 * 11,56 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 2,43 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Y_o = 3,44 \text{ m}$$

Carga del terreno más su acción dinámica:

$$P_{AE} = EH + E Q_{terr} = 11,99 \text{ Ton} + 7,05 \text{ Ton} = 19,04 \text{ Ton}$$

Se debe usar el valor mayor de las siguientes expresiones:

AASHTO LRFD; 11.6.5.1.

$$P_{AE} + 0,5 P_{IR} = 19,04 \text{ Ton} + 1,21 \text{ Ton} = 20,25 \text{ Ton}$$

$$0,5 P_{AE} > EH + P_{IR} ; 9,52 \text{ Ton} > 14,42 \text{ Ton} \quad \text{no cumple}$$

Se tomará el valor de 20,25 Ton

Al valor P_{AE} se le descuenta la presión estática del suelo (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga.

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH = 19,04 \text{ Ton} - 11,99 \text{ Ton} = 7,05 \text{ Ton}$$

$$0,5 P_{IR \text{ con la base}} = 0,5 * 13,34 = 6,67 \text{ Ton/m}$$

- Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Tabla XXXVIII. **Factores de carga y combinaciones en la pantalla**

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES				
Carga	M (+) Ton m	y Factores de carga		
		Resistencia 1	Evento extremo I	Servicio I
M LS	7,19	1,75	0,5	1
M EH	31,57	1,5	1,5	1
M EQ	83,97	0	1	0
M BR	0,45	1,75	0,5	1
Total (Ton-m)		60,72	135,15	39,21

Fuente: elaboración propia.

De la tabla anterior se puede notar que el mayor momento se da en el evento extremo I, con este valor se procede a calcular el área de acero.

Resumen:

$$M_u = 135\,150 \text{ kg/m}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$d = 90 - (7,5 + 2,54 * 0,5) = 81,23 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[100 * 81,23 - \sqrt{(100 * 81,23)^2 - \frac{135\,150 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 46,35 \text{ cm}^2$$

Separación de acero No. 8, área = 5,10cm²

$$S = \frac{5,10}{46,39} = 0,11 \text{ m}$$

- Acero mínimo

$$M_{cr} = 1,2 * f_r * \frac{bh^2}{6} = 1,2 * 2,01\sqrt{f'c} * \frac{bh^2}{6}$$
$$M_{cr} = 1,2 * 2,01\sqrt{280} * \frac{100 * 90^2}{6} = 54,49 \text{ ton m}$$

Encontrando el área de acero para el momento de agrietamiento = 18,10 cm².

- Acero por temperatura

$$A_{st} = 0,0018 A_g = 0,0018 * (100 * 90) = 16,2 \text{ cm}^2$$

El acero se dividirá en las 2 caras = 8,10 cm²:

$$S_{Var No.5} = \frac{1,99}{8,10 \text{ cm}^2} = 25 \text{ cm ok}$$

S max ≤ 45cm

Resumen:

Acero por flexión = No. 8 @ 11 cm

Acero vertical posterior= No. 5 @ 25 cm

Acero horizontal por temperatura= No. 5 @ 25 cm

- Chequeo por corte: se chequeará si el cortante actuante en la parte baja de la pantalla, es menor al valor de cortante que resiste el concreto.

Tabla XXXIX. Factores de carga y combinaciones para corte

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES				
Carga	V (Ton)	y Factores de carga		
		Resistencia 1	Evento extremo I	Servicio I
V Ls	1,82	1,75	0,5	0
V EH	11,99	1,5	1,5	0
V EQ	15,53	0	1	0
V BR	1,37	1,75	0,5	0
V U (Ton)		23,57	35,11	

Fuente: elaboración propia.

Peralte efectivo:

$$a = \frac{As f_y}{0,85 * b * f'_c} = \frac{46,35 * 4200}{0,85 * 100 * 280} = 8,18 \text{ cm}$$

$$dv = d - \frac{a}{2} = 81,23 - \frac{8,18}{2} = 77,14 \text{ cm}$$

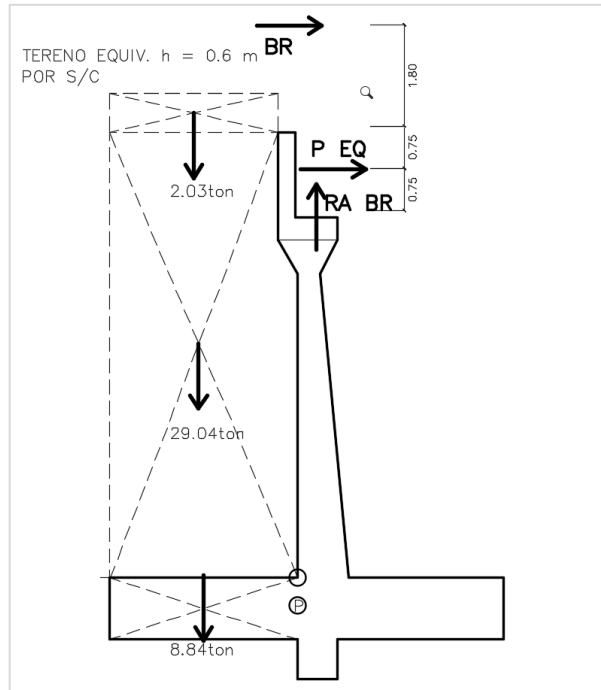
$$V_{\text{concreto}} = \emptyset * 0,53 * b * dv * \sqrt{f'_c} = 0,85 * 0,53 * 100 * 77,14 * \sqrt{280}$$

$$= 58\ 151 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 58\ 127,88 \text{ kg} > V_u\ 35\ 110 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

- Diseño de la cimentación

Figura 40. Acero en el talón



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Tabla XL. Cortante y momento en la base

CORTANTE Y MOMENTO			
TIPO	F vertical (Ton)	d (m)	M (Ton m)
DC	8,84	1,68	14,81
EV	29,04	1,40	40,57
LS	2,03	1,5	3,05

Fuente: elaboración propia.

Se calcula el momento para el límite de resistencia I.

Tabla XLI. **Momento en la base**

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES		
Carga	M (Ton)	γ Factores de carga
		Resistencia I
M DC	14,81	1,25
M EV	40,57	1,35
M LS	3,05	1,75
M U (Ton m)		78,63

Fuente: elaboración propia.

Con el momento de 78 630 kg m, usando varilla No. 8, rec = 7,5 cm, d = 101,23 cm

$$A_s = \left[100 * 101,23 \sqrt{(100 * 101,23)^2 - \frac{78\ 630 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\ 200} = 20,93 \text{ cm}^2$$

Se debe de comprobar con el acero mínimo y máximo:

- Acero mínimo: ACI318-19, 9.6.1.2

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\ 200} * 100 * 101,23 = 34,71 \text{ cm}^2$$

ACI318-19, 9.6.3.1, la cuantía de acero no debe ser superior a 0.025, para refuerzo Grado 60.

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * \rho * b * d$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * 0,025 * 100 * 101,23 = 126,54 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $A_s \text{ min} > A_s \text{ req} < A_s \text{ max}$, se colocará el acero mínimo:

$$S_{Var \text{ No.8}} = \frac{5,10 \text{ cm}^2}{34,71 \text{ cm}^2} = 15 \text{ cm}$$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,0018 A_g = 0,0018 * (100 * 110) = 19,80 \text{ cm}^2$$

El acero se dividirá en las 2 caras = 9,90 cm²:

$$S_{Var \text{ No.5}} = \frac{1,99}{9,90 \text{ cm}^2} = 20 \text{ cm}$$

S max ≤ 30cm

Resumen:

Acero por flexión = No. 8 @ 15 cm

Acero por temperatura = No. 5 @ 20 cm

- Chequeo por cortante

$$V_u = 1,25 * 8,84 + 1,35 * 29,04 + 1,75 * 2,03 = 53,80 \text{ Ton}$$

Peralte efectivo:

$$a = \frac{34,71 * 4200}{0,85 * 100 * 280} = 6,12 \text{ cm}$$

$$d_v = 101,23 - \frac{6,12}{2} = 98,17 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * 100 * 98,17 * \sqrt{280} = 89 780 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 89\,780 \text{ kg} > 53,800 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

- Acero en el pie

Tomando el mayor valor que es el evento extremo I, con $q_u = 2,72 \text{ kg/cm}^2$
 $= 27,2 \text{ Ton/m}^2 * 1 \text{ m} = 27,4 \text{ Ton/m}$

$$M_u = \frac{27,2 \text{ Ton}}{m} * \frac{2,75^2}{2} = 102,71 \text{ Ton} - m$$

Con el momento de 102 710 kg m, usando varilla No. 8, $rec = 7,5 \text{ cm}$,
 $d = 101,23 \text{ cm}$.

$$A_s = \left[100 * 101,23 \sqrt{(100 * 101,23)^2 - \frac{102\,710 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * \frac{0,85 * 280}{4\,200} = 27,50 \text{ cm}^2$$

Se debe de comprobar con el acero mínimo y máximo.

- Acero mínimo: ACI318-19, 9.6.1.2

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 101,23 = 34,71 \text{ cm}^2$$

ACI318-19, 9.6.3.1, la cuantía de acero no debe ser superior a 0.025, para
refuerzo Grado 60.

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * \rho * b * d$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * 0,025 * 100 * 101,23 = 126,54 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $A_{s \text{ min}} > A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ max}}$, se colocará el acero mínimo

$$S_{Var No.8} = \frac{5,10 \text{ cm}^2}{34,71 \text{ cm}^2} = 15 \text{ cm}$$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,0018 A_g = 0,0018 * (100 * 110) = 19,80 \text{ cm}^2$$

El acero se dividirá en las 2 caras = 9,90 cm²:

$$S_{Var No.5} = \frac{1,99}{9,90 \text{ cm}^2} = 20 \text{ cm}$$

$$S \text{ max} \leq 30 \text{ cm}$$

Resumen:

Acero parte inferior de zapata = No. 8 @ 15 cm

Acero por temperatura = No. 5 @ 20 cm

Chequeo por cortante, se analiza con el mismo valor del acero de la parte superior de la zapata.

$$V_{cr} = 89\,780 \text{ kg} > 53,800 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

Peralte efectivo

$$a = 6,12$$

$$d_v = 98,17 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 89\,780 \text{ kg}$$

$$V_u = q_u(L_{punta} - d_v) = 27,2(2,75 - 0,98) = 48,28 \text{ Ton/m}$$

$$V_{cr} = 74\,463 \text{ kg} > 48\,280 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

- Diseño de viga cabezal y cortina, estos dos elementos forman un solo bloque, y se diseña porque no es posible colocar la misma armadura que la pantalla completa, porque las dimensiones de la cortina y cabezal son pequeñas.

Presión lateral del terreno:

$$EH = \frac{1}{2} * H * (K_a * H * \gamma_t) = 0,5 * 1,50 * 0,34 * 1,50 * 1,13 * 1000 = 432,22 \text{ kg}$$

$$Y_o = 1,50/3 = 0,50 \text{ m}$$

Fuerza de acción sísmica:

$$P_{EQ \text{ terr}} = P_{AE} - P_A = \frac{1}{2} * \gamma_t * H^2 * (K_{AE} - K_a) = \frac{1}{2} * 1,13 * 1,50^2 * (0,54 - 0,34) = 254,25 \text{ kg}$$

$$Y_o = 1,50/2 = 0,75 \text{ m}$$

Fuerza de frenado:

$$BR = 1\,369,50 \text{ kg}$$

$$X_o = 0,675 \text{ m}$$

Fuerza por sobrecarga:

$$LS_x = H(K_a * h' * \gamma_t) = 1,50(0,34 * 0,60 * 1,13) * 1\,000 = 345,78 \text{ kg}$$

$$Y_o = 1,50/2 = 0,75 \text{ m}$$

Resumen:

Tabla XLII. **Carga actuando en la cortina**

Carga	F (kg)	d (m)	M (kg m)
LS x	345,78	0,75	259,34
EH	432,22	0,5	216,11
P EQ	254,25	0,75	190,69
BR	1369,50	0,675	924,41

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. **Momento actuando en la cortina**

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES			
Carga	M (+) kg m	y Factores de carga	
		Resistencia 1	Evento extremo I
M LS	259,34	1,75	0,5
M EH	216,11	1,5	1,5
M EQ	190,69	0	1
M BR	924,41	1,75	0,5
Total (Ton-m)		2 395,73	1 106,73

Fuente: elaboración propia.

Con un momento de 2 395,73 kg m; $b = 100$ cm; $d = 30 - (5 + 1,27/2) = 24,37$ cm; se obtiene un área de acero de $A_s \text{ req} = 2,64$ cm²; $A_s \text{ min} = 8,30$ cm²; $A_s \text{ max} = 34,50$ cm², y se colocará acero mínimo

- Cortina

$$S_{Var No.5} = \frac{1,99}{8,30 \text{ cm}^2} = 24 \text{ cm}$$

- Acero por temperatura sentido longitudinal

$$As_{temp} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5,4 \text{ cm}^2 / 2 = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$S_{Var \text{ No.3}} = \frac{0,71 \text{ cm}}{2,70 \text{ cm}^2} = 20 \text{ cm}$$

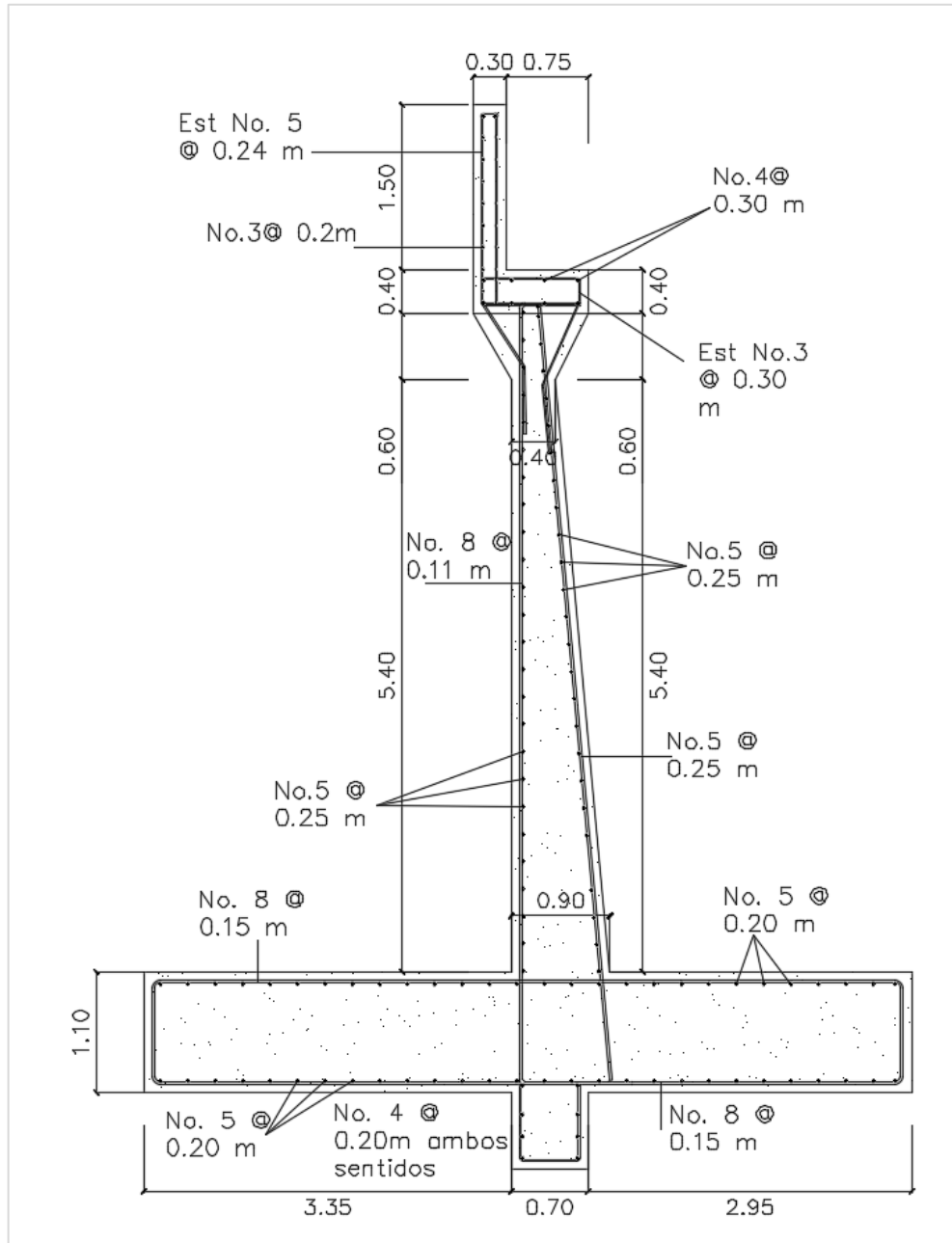
- Viga cabezal

La viga cabezal trabaja principalmente a compresión, se le colocará acero mínimo dividido en dos camadas, $8,30 \text{ cm}^2 / 2 = 4,15 \text{ cm}^2$

$$S_{Var \text{ No.4}} = \frac{1,29 \text{ cm}}{4,15 \text{ cm}^2} = 31 \text{ cm}, \quad \text{se colocará @ 30 cm}$$

Refuerzo transversal estribos No. 3 @ 30 cm

Figura 41. Detalle de armadura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.1.16. Obras de protección

Las obras de protección se utilizan para controlar, demorar, minimizar y demorar problemas de estabilización de cauce. El principal factor que afecta a la estructura de un puente es la socavación, este debe de estudiarse desde los motivos iniciales que lo originan, incluyendo aspectos desestabilizantes como estudio topográfico, hidrológicos, hidráulicos, estructurales y de suelos.

Existen tres tipos de medidas para puentes estas son:

- Medidas hidráulicas, ayudan a evitar la socavación mediante la modificación de las líneas de corrientes y la protección del lecho y de las bancas del cauce contra las fuerzas erosivas del flujo de agua. Dentro de las construcciones longitudinales se tiene, muros, revestimientos, y en las estructuras transversales se tienen, espolones, vertederos de crestas ancha sumergida, traviesas de fondo. Para este proyecto por lo práctico y rápido que se puede proteger la estructura del puente se utilizará muro de gaviones.
- Medidas estructurales, modifican estructuralmente el puente para mejorar la estabilización de la cimentación. En esta clasificación se consideran, reforzamiento de la cimentación del puente, encamizados, profundización de la cimentación, mejorar el suelo de cimentación.
- Monitoreo, recolección continua de información del cauce, para alertar y pronosticar posibles fallas. Los monitoreos pueden visual, post tormenta, en tiempo real.

Como ya se ha mencionado en Guatemala los más utilizados son los muros de gaviones. Los gaviones son un tipo de caja hecha de malla de alambres, relleno de rocas, conformado de tal forma que presente siempre una forma definida, formándose un muro de contención que presenta su estabilización por su propio peso.

2.1.17. Elaboración de planos

Los planos son la parte fundamental de todo proyecto ya en ellos se reflejan las ideas, la planificación, el diseño, los criterios y las diferentes medidas y dimensiones a ser desarrolladas, así como también las especificaciones técnicas. Para el presente proyecto se detalla una planta general, una sección transversal y las diferentes medidas de la losa, vigas, diafragmas, estribo y demás detalle que son necesarios para que el constructor pueda interpretar correctamente los requerimientos.

2.1.18. Presupuesto

Es un informe financiero donde se detalla las actividades que se realizarán para la ejecución del proyecto, donde se integran los materiales a utilizar, según cuantificación, el precio de la mano de obra, todos los equipos y herramientas para poder desarrollar las diferentes actividades que contempla el proyecto.

2.1.18.1. Integración de precios unitarios

Los precios unitarios son una herramienta de mucha utilidad, en ellos se detallan todos los aspectos que son necesarios considerar en cierto renglón de trabajo, porque contempla los materiales a utilizar, maquinaria y equipo y por

supuesto el precio de mano de obra, teniendo estos parámetros es fácil el poder llevar el control del proyecto.

2.1.18.2. Resumen de presupuesto

Se presenta el resumen general del presupuesto del puente vehicular, se tomaron los renglones necesarios para que la ejecución no existan muchos imprevistos quedando de la siguiente manera

Tabla XLIV. Resumen de presupuesto

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RIO PLATANITOS BÁRCENAS					
No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Limpieza y chapeo	120	m2	Q 11,34	Q 1 360,80
2	Topografía	1	Global	Q 4 309,20	Q 4 309,20
3	Bodega y guardianía	1	Global	Q 13 770,00	Q 13 770,00
4	Estudio de suelos	1	Global	Q 4 152,60	Q 4 152,60
5	Demolición de aleton	24	m3	Q 766,41	Q 18 393,75
6	Retiro de gaviones	14	m3	Q 624,86	Q 8 748,00
7	Excavación	1092	m3	Q 59,08	Q 64 513,80
8	Formaleta para estribo	384,8	m2	Q 323,96	Q 124 660,89
9	Fundición de estribo	600,6	m3	Q 635,71	Q 381 807,54
10	Cortina + viga de apoyo	9	ml	Q 4 939,24	Q 44 453,16
11	Fijación de superestructura y apoyo elastomérico	8	unidad	Q 7 050,38	Q 56 403,00
12	Relleno	546	m3	Q 74,61	Q 40 736,25
13	Vigas principales	80	ml	Q 7 318,43	Q 585 474,16
14	Diafragma interno y externo	12,6	ml	Q 6 879,00	Q 86 675,43
15	Losa	127,8	m2	Q 1 917,27	Q 245 027,41
16	Poste y barandal	40	ml	Q 675,07	Q 27 002,83
17	Protección con gaviones	36	m3	Q 950,59	Q 34 221,15
TOTAL PROYECTO					Q 1 741 709,97

Fuente: elaboración propia.

2.1.19. Cronograma de ejecución física y financiera

En esta etapa, se proyecta el tiempo que tardará las diferentes actividades de trabajo, para poder desarrollarse y se puede observar cuales son las rutas críticas y como se verá afectado el flujo de efectivo.

Tabla XLV. Cronograma de ejecución física y financiera

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RIO PLATANITOS BÁRCENAS																				
No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4			
					1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
			120																	
1	Limpieza y chapeo	m2	Q	1 360,80																
			1																	
2	Topografía	Global	Q	4 309,20																
			1																	
3	Bodega y guardiana	Global	Q	13 770,00																
			1																	
4	Estudio de suelos	Global	Q	4 152,60																
			24																	
5	Demolición de aleton	m3	Q	18 393,75																
			14																	
6	Retiro de gaviones	m3	Q	8 748,00																
			1092																	
7	Excavación	m3	Q	64 513,80																
			384,8																	
8	Formaleta para estribo	m2	Q	124 660,89																
			600,6																	
9	Fundición de estribo	m3	Q	381 807,54																
			9																	
10	Cortina + viga de apoyo	ml	Q	44 453,16																
			8																	
11	Fijación de superestructura y apoyo elastomérico	unidad	Q	56 403,00																
			546																	
12	Relleno	m3	Q	40 736,25																
			80																	
13	Vigas principales	ml	Q	585 474,16																
			12,6																	
14	Diafragma interno y externo	ml	Q	86 675,43																
			127,8																	
15	Losa	m2	Q	245 027,41																
			40																	
16	Poste y barandal	ml	Q	27 002,83																
			36																	
17	Protección con gaviones	m3	Q	34 221,15																

Fuente: elaboración propia.

2.1.20. Evaluación de impacto ambiental

Toda construcción genera cambios en los componentes ambientales, estos cambios pueden ser positivos, ocasionan daños mínimos, a veces negativos no reversibles, según sea el tipo de construcción y su interacción con el ambiente. Para la construcción del puente los daños ocasionados se toman con un nivel bajo, los cambios si bien se harán a las condiciones topográficas no perjudica a los habitantes, mucho menos a la flora y fauna, por ser un lugar sin vida silvestre. De modo que se procede a realizar una evaluación rápida.

Estudio de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida)

Se debe de realizar una visita de campo para evaluar físicamente las posibles modificaciones, y los cambios que presentarán.

- Información del proyecto
 - Ubicación
 - Nombre de la comunidad: Aldea Bárcenas, Río Platanitos
 - Municipio: Villa Nueva
 - Departamento: Guatemala

- Tipo de proyecto
 - Proyecto de infraestructura, Construcción de un puente vehicular de dos vías, de 20 m de longitud.

- Consideraciones
 - Abarca un área protegida legalmente establecida (no aplica)
 - Nombre del Daños a ecosistemas naturales (no aplica).

2.2. Diseño ampliación de tramo carretero

Para poder realizar la ampliación del tramo carretero, se toma muy en cuenta el tráfico promedio diario, que es el indicador principal, para poder calcular la capacidad de carga del pavimento, luego de ello se verifica el espacio físico para poder contar con el ancho correcto de calzada.

2.2.1. Descripción del proyecto a desarrollar

Por la demanda vehicular que se ha originado en los últimos años en la ruta que conduce del km 22 C-A9 hacia el Amate Bárcenas se tiene la necesidad de poder realizar una ampliación de ruta para evitar el congestionamiento vial que se produce en la región, este proyecto consta de 3,710 km de longitud, teniendo un ancho de carril de 3,50 m y un ancho de calzada que va desde 7, 10,5 a 14 m.

El recorrido del tramo tendrá diferentes secciones típicas, se iniciaría con cuatro carriles desde el km 22 hasta llegar a la plaza San Pablo de Bárcenas, de los cuales dos pasaran enfrente de la plaza, y los otros dos la rodearan hasta encontrarse nuevamente, luego al llegar al cruce que viene de la ruta departamental, Guatemala 16 (RD GUA 16), se reducirá a tres carriles dos que llevaran la vía hacia el lugar conocido como El Zope y la tercera será hacia abajo, esta decisión se tomó porque el ancho para continuar con los cuatro carriles no es el óptimo.

El tipo de pavimento que se utilizará para la ampliación, es un pavimento flexible diseñado en base a las normas AASHTO, y el costo es más barato.

2.2.2. Definición de pavimento

Es una estructura plana que se utiliza para soportar la carga proveniente del tráfico, brinda una mejor circulación a los vehículos, y descansa sobre el terreno natural o subrasante. Este se encuentra conformado por diferentes calidades de materiales y espesores regidos por un diseño estructural, y transmite su carga al suelo para disminuir su esfuerzo y proveer una superficie suave de rodadura para los vehículos.

2.2.2.1. Pavimento flexible

Es un pavimento que está constituido por varias capas de diferentes materiales y calidades, se distingue por el tipo de material asfalto que se le coloca en la parte superior, que es elaborado en planta, en caliente, de una mezcla de proporciones estrictamente controladas de materiales pétreos, polvo, mineral, cemento asfáltico y aditivos, para obtener un producto de alta resistencia y duración, con características de calidad uniformes, que se pueden tender y compactar en la carretera, en una o varias capas según lo requiera, para proporcionar las características de resistencia y textura a las capas de soporte o de superficie, según planos o especificaciones.

2.2.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el primer estudio de mayor importancia y permite conocer las características físicas del lugar y como acomodar el proyecto para que brinde la máxima eficiencia y al menor costo.

Se realiza el levantamiento por medio de una estación total, que recolecta los datos por medio de un sistema de láser, se utiliza un prisma que se coloca

donde se necesita conocer la información del terreno, se visualiza en la estación y esta envía una señal láser al prisma y esta rebota y regresa a la estación proporcionando valores del eje x, y, z, el sistema interno del aparato funciona por medio de triangulares y distancias. Se utiliza una brújula para referir el norte magnético.

Se inicia a tomar las mediciones, se proyecta todo el ancho de la carretera porque a los lados existen quineles de gran sección, estos se removerán para realizar la ampliación de la ruta.

2.2.3.1. Planimetría

Es la representación física del lugar proyectado en un plano cartesiano con coordenadas x, y. Para el trazo de la carretera se utiliza una poligonal abierta, utilizando el método conservación de azimuts con vuelta de campana, y se va avanzando según el caminamiento.

2.2.3.2. Altimetría

Es la encargada de determinar la diferencia de altura entre distintos puntos en el espacio, a partir de una cota de referencia. A la altura de un punto en específico se le denomina cota, si la referencia es tomada respecto al nivel del mar se dice que es una cota absoluta, mientras si está relacionada con otra superficie se le llama cota relativa. Para obtener el relieve del tramo carretero se utilizó una estación total, donde se proyecta los valores en los tres ejes x, y, z.

2.2.4. Estudio de suelos

En todo proyecto de ingeniería civil, es importante realizar un estudio de suelos para conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Este estudio va a depender de la envergadura del proyecto y el suelo debe ser lo suficientemente capaz de poder soportar las cargas de la infraestructura, y no debe de pasar desapercibido. Se realizó una exploración de campo para determinar los lugares convenientes donde se obtendrán las muestras para su estudio y análisis.

2.2.4.1. Granulometría

La granulometría es un ensayo que se realiza para determinar las porciones relativas de los diferentes tamaños de grano presente en una muestra de suelo. Para que un material pueda usarse en la estabilización de una base o sub-base, es necesario que posea una correcta graduación en sus partículas, porque las diferentes medidas de las partículas logran que se produzca un adecuado acomodamiento y se reduzca el porcentaje de vacíos, garantizando una adecuada uniformidad del material usado en la estabilización de terraplenes.

El análisis granulométrico se puede utilizar a veces para predecir el movimiento del agua a través del suelo, aun cuando los ensayos de permeabilidad sean más comunes. Para obtener la muestra se realizó una exploración de campo y se determinó el lugar adecuado. La muestra es pesada y lavada, luego se colocó en una serie de tamices normados según AASHTO T 087, para colocarse en una máquina que empieza a moverse en ciclos, luego de ello se realiza la medición del material que pasa en cada tamiz, y se obtiene los porcentajes de los diferentes diámetros que posee la muestra.

Se determina la cantidad en porcentaje del tipo de material contenido en la muestra, de la siguiente manera.

- Porcentaje grava = $100 - \text{Porcentaje que pasa el tamiz No. 4}$
- Porcentaje grava = $100 - 90,48 = 9,52 \%$
- Porcentaje arena = $\text{Porcentaje que pasa el tamiz No. 4} - \text{porcentaje que pasa tamiz No. 200}$.
- Porcentaje arena = $90,48 - 32,75 = 58,23 \%$.
- Porcentaje finos = $\text{Porcentaje que pasa el tamiz No. 200}$.
- Porcentaje finos = $32,25 \%$.

2.2.4.2. Límites de Atterberg

Son propiedades que indican la plasticidad de los suelos y se utilizan para su identificación y clasificación. La consistencia es el grado de cohesión que tiene las partículas de los suelos arcillosos, difieren del tipo de cohesión según la cantidad de agua que contenga, permitiendo delimitar las zonas de los diferentes estados de consistencia.

La cohesión se refiere a la cualidad que tiene las partículas de mantenerse unidas debido a sus fuerzas internas, y dependen del número de puntos de contacto que contienen las partículas entre sí. La cohesión es mayor cuanto más finos posee la muestra.

En la rama de la mecánica de suelos es importante el conocer el comportamiento del suelo cuando están expuesto a diferentes humedades es por ello que Albert Mauritz Atterberg dividió y consideró tres límites o estados de consistencia.

- Límite de contracción

Se define como la frontera cuando un suelo pasa de estar completamente sólido (seco), a semisólido humedeciéndose por la presencia de agua.

- Límite plástico

El límite plástico se define como el contenido de humedad, para que una masa de suelo se encuentre entre el estado semisólido y líquido. En otras palabras, la cantidad de agua para que una masa semisólida deje de tener esta propiedad, para convertirse en líquido. En el laboratorio de suelo se puede definir cómo el contenido de humedad para que un cilindro de suelo de aproximadamente 1/8", que se enrolla con la palma de la mano se llegue a romper o agrietar.

- Límite líquido

Se define como el contenido de humedad para que una masa de suelo pueda pasar del estado plástico o semisólido para llegar al estado líquido o semilíquido.

Este ensayo se realiza en el laboratorio como una medida de la resistencia al corte de un suelo con cierto grado de humedad. Se realiza por medio del procedimiento denominado Copa de Casagrande en donde consiste en colocar una masa de suelo con cierto contenido de humedad en la copa y realizarse un corte o ranura al centro del material que se encuentra en la copa, para luego hacer girar una manivela y ella le genera golpes a la copa provocando que el surco en medio del material se valla cerrando.

El límite líquido puede utilizarse para determinar problemas de consolidación y conjunto con el límite plástico algunas veces determinar la máxima densidad en los estudios de compactación.

- Índice de plasticidad

Es la diferencia que se obtiene del límite líquido y el límite plástico, esta variación está en función de la humedad que pueda contener la muestra que se conserva en estado plástico. El índice de plasticidad está en función de la cantidad de arcilla en el suelo.

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP = índice de plasticidad

LL = Límite líquido

LP = Límite plástico

Existe una clasificación para determinar el comportamiento de los suelos de acuerdo a su índice de plasticidad, de la siguiente manera:

- $IP = 0$, si no es posible determinar uno de los índices o si la diferencia es negativa, el suelo es no plástico.
- $IP < 7$, el suelo tiene una baja plasticidad.
- $IP > 7$ Y $IP < 17$, el suelo es de mediana plasticidad.
- $IP > 17$, suelo altamente plástico.

Según el ensayo realizado en el laboratorio se determinó que la muestra de suelo, es un suelo no plástico, y no contiene la arcilla necesaria para que se

comporte plásticamente, y cuando se encuentre a una determinada humedad este no será capaz de soportar las fuerzas cortantes al que estará sometido.

2.2.4.3. Ensayo de compactación (proctor modificado)

Es un procedimiento que se realiza en el laboratorio de suelo y su fin primordial es, aumentar el peso volumétrico de una muestra de suelo granular. Está regida por la norma AASHTO T 180. Este ensayo se realiza para ser utilizado en carretera donde es necesario poder estabilizar ya sea la rasante o subrasante dándole una uniformidad adecuada para poder soportar las cargas a las que estará expuesta.

Este ensayo se realiza para poder determinar con qué porcentaje de humedad una muestra de suelo llega a alcanzar su máxima densidad seca, para eso se realizan varias muestras, cada una de ellas con diferentes humedades empezando de lo más bajo a lo más alto.

El suelo se compacta para conseguir las siguientes propiedades:

- Aumentar la resistencia al corte, permitiendo estabilizar y mejorar la capacidad de carga del suelo.
- Reducir la compresibilidad y disminuir los asentamientos.
- Disminuir la relación de vacío y por consiguiente reducir la permeabilidad.
- Reducir el potencial de expansión y contracción del suelo.

El acomodo de las partículas de un suelo que se desea mejorar, no solo depende del equipo con el que se compacta, el principal factor es el control de

humedad, y las partículas deben poseer una óptima lubricación para lograr acomodarse correctamente.

Existen dos tipos de ensayos proctor normal y proctor modificado la diferencia entre estos es la cantidad de energía utilizada para realizar la compactación porque se utiliza un martillo más grande.

En este caso se realizó el ensayo como un proctor modificado, por conveniencia en la manipulación de los instrumentos en el laboratorio, y cuando se está en terraplenes con rodos vibratorios se aplica las pasadas de compactación hasta chequear con cuantas pasadas logra llegar a una compactación mayor al 95 % garantizando así que el trabajo se ha efectuado satisfactoriamente.

Realizando la compactación de una muestra de suelo a diferentes humedades se logra llevar los datos a una gráfica, en la que las ordenadas representan el peso volumétrico y las abscisas el contenido de humedad, la curva resultante se denomina, curva de compactación proctor, que posee una forma de parábola convexa, teniendo un comportamiento ascendente llegando a un punto máximo, donde luego empieza a decrecer, este valor máximo es lo que se considera densidad seca máxima y el porcentaje de humedad que contiene en ese punto es la humedad óptima para la compactación.

De los resultados obtenidos en el laboratorio se obtuvo que el suelo posee una humedad óptima de 23 % y su densidad seca máxima es de 1 456,22 kg/m³ o 90,90 lb/pie³.

2.2.4.4. Ensayo de valor soporte

El ensayo mide la capacidad soporte que tiene un suelo al ser ensayado con una humedad óptima y niveles de compactación variables, conocido como (*CBR, California Bearing Ratio*). Este ensayo se realiza para clasificar y evaluar la capacidad de un suelo para ser utilizado como subbase o base para construcciones de carreteras y esta normado por la AASHTO T193.

Este ensayo mide la resistencia al corte de un suelo en condiciones de humedad y densidades controladas, definiéndose como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una determinada profundidad, expresada en porcentaje de fuerza necesaria para que el pistón penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad en una probeta normalizada constituida por una muestra patrón de material triturado.

El ensayo de la muestra debe cumplir dos propósitos, brindar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura de pavimento, cuando existe saturación e indicar la disminución de la resistencia al corte bajo la saturación del suelo en campo.

Conociendo la humedad optima de la muestra que es 23 %, se realiza la medición de la cantidad de agua que se le añade y se homogeniza el material, para ser utilizado en los cilindros normados.

Se realiza la compactación de 10, 30, 65 golpes por capa de cada probeta. Se le coloca un disco espaciador sobre la muestra simulando el peso de un pavimento y se sumergen durante cuatro días tomando lecturas cada 24 horas. Se sacan las muestras del agua y se ponen a estilar durante 15 minutos, luego se le coloca una sobrecarga para producir el peso que estará soportando ya sea

la base o subbase, luego se coloca en la máquina de penetración tomando las lecturas correspondientes para cada una de las probetas.

Según los resultados obtenidos de la muestra de suelo analizado, se obtiene que para un 85,4 % de compactación se obtiene un CBR de 5,3 % y para un 94,6 % de compactación se obtiene un CBR de 19,07 % y la última lectura con un 99,4 % de compactación se obtiene un CBR de 39,44 %.

La gráfica muestra una figura ascendente, según las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes, el porcentaje mínimo de compactación en terraplenes es de 95 % entonces, arriba de este valor se interpola en la gráfica obteniendo un CBR de 21 % que es el que debe utilizarse porque a mayor porcentaje de compactación mayor son los costos en la estabilización de base o subbase, para el proyecto.

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

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

Fuente: BOWLES, Joseph. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. p. 191.

2.2.4.5. Equivalente de arena

Se efectúa este ensayo con la finalidad de conocer la cantidad de material fino-plástico que contienen los suelos y agregados pétreos. Se efectúa cuando el material se va utilizar para base, subbase o banco de préstamo, con ello se determina si la muestra contiene demasiado material fino. Basado en la norma AASHTO T176.

El porcentaje de equivalente de arena para base es de 30 % como mínimo y para subbase de 25 % como mínimo.

Considerando el resultado obtenido en el laboratorio de suelos, el equivalente de arena es de 54,1 % de modo que es recomendable para ser utilizado como una base.

2.2.4.6. Análisis de resultados

Se realiza un resumen de los datos obtenidos en el ensayo de laboratorio de suelos.

LL = no posee

IP = no plástico

Clasificación = ML

Descripción del suelo = arena limosa color café oscura

Grava = 9,52 %

Arena = 58,23 %

Finos = 32,25 %

Equivalente de arena = 54,1 %

Humedad óptima = 23 %

Densidad seca máxima = 1 456,22 kg/m³ o 90,90 lb/pie³

Porcentaje C al 95 % mínimo = CBR 21 %

El material es una arena limosa color café, no posee demasiada arcilla, es un material que no tiene índice de plasticidad, su porcentaje de equivalente de arena es superior al 30 %, la granulometría no es la correcta posee demasiados finos, se puede mezclar con un material más granular y con un 23 % de humedad se consigue una densidad seca máxima de 1 456,22 kg/m³ o 90,90 lb/pie³ y según los requerimientos de las Especificaciones Generales para Construcciones de Carreteras y Puentes el porcentaje mínimo de compactación es de 95 % , logrando obtener un CBR de 21 %, de ese modo se concluye que el material puede ser utilizado como una sub-base.

2.2.5. Tránsito promedio diario

Es la medición de la cantidad y clasificación de vehículos que circula por cierta ruta en un determinado tiempo. En los proyectos de carreteras es un factor determinante para calcular el espesor de pavimento que debe de utilizarse. Los volúmenes de aforo vehicular están ligado al tipo de análisis y estudio que se requiera y están en función de la cantidad de tiempo que se lleve a cabo.

Todos estos datos son importantes para determinar el diseño y ampliación del tipo de servicialidad que debe poseer la carretera, considerando sus entradas, cruces, rotondas, entre otros. Según la frecuencia de la medición vehicular existen tránsito promedio diario anual TPDA, tránsito promedio diario mensual TPDM y tránsito promedio diario semanal TPDS. Se realizó el conteo del tráfico promedio diario, tomando 3 tipos de clasificaciones, vehículos livianos, medianos y pesados, resumiendo los datos se realiza la siguiente tabla. Según conteo realizado se tiene el siguiente resumen.

Tabla XLVII. **Distribución de vehículos, para el Amate Bárcenas**

Tipo de vehículo	Cantidad	Porcentaje
Liviano	7 025	85 %
Buses	744	9 %
Pesado	496	6 %
Total	8 265	100 %

Fuente: elaboración propia.

2.2.6. Ley de patrimonio cultural

Ley para la protección del patrimonio cultura de la nación. En sus disposiciones generales esta ley establece que su finalidad es de regular la protección, defensa, investigación y recuperación de los bienes que integran el patrimonio de la nación.

Según el artículo 3. Clasificación, en el patrimonio cultural intangible apartado b). Bienes culturales muebles, son aquello que, por razones religiosas o laica, según su autenticidad conservan su importancia para el país y tengan relación con la paleontología, arqueología, antropología, historia, literatura, arte, ciencia o la tecnología guatemalteca.

En el artículo 7. Aplicación, hace referencia que esta ley aplica cuando se realizan, aperturas de vías de comunicación y obras de infraestructura. En ese caso para el proyecto de la ampliación se circulará por detrás de una iglesia católica, y se tomará las debidas consideraciones para no realizar ningún tipo de daño en el transcurso del desarrollo del proyecto, y está ley establece que se debe de presentar los planos para que el ministerio encargado los revise y de la licencia de proceder con los trabajos establecidos.

2.2.7. Diseño geométrico de la carretera

Se entiende por carretera a aquella infraestructura de transporte que está contemplado en una franja de terreno llamada derecho de vía, y su función principal es permitir la libre circulación de los vehículos de manera continua en el espacio y tiempo.

El diseño geométrico de una carretera es muy importante, por medio de este, se realiza la proyección tridimensional donde deben implementarse los diferentes criterios para garantizar que la vialidad sea funcional, segura, cómoda, estética, económica y compatible con el medio ambiente.

El diseño geométrico está en función de la topografía, geología, hidrología del sector, accidentes geográficos e infraestructura cercana, como la ruta ya está establecida la ampliación debe de ajustarse lo más cercano al diseño existente por la infraestructura que predomina en la región. El diseño geométrico contempla la alineación horizontal y vertical en base a ello se realizan el diferente corte transversales que son de ayuda para el cálculo de cortes y rellenos.

- Consideraciones para determinar parámetros

En este proyecto se realizará una ampliación de tramo carretera iniciando con una sección de cuatro carriles, luego se separarán en dos vías que pasaran frente a una Iglesia del Centro Cultural de Bárcenas y los otros dos carriles la rodearan para luego juntarse nuevamente y más adelante por el poco espacio se reducirá nuevamente la sección típica a tres carriles, dos de ascenso y uno de descenso. Para el trazo del diseño geométrico se utilizará el programa de Autocad Civil 3D, 2014.

Según el TPDA de 8 265, el tipo de carretera ingresa en la clasificación Tipo "A" que considera el rango de 3 000 a 5 000, teniendo un ancho de calzada de 2 x 7,00 m acercándose al que rige esta clasificación de 2 x 7,20 m, luego se llegó a un acuerdo con la Municipalidad de Villa Nueva considerar una velocidad de diseño de 60 km /h para acomodarse a las características de las pendientes de la rasante actual, la pendiente que requiere esta clasificación es de 5 % máxima, el radio mínimo es de 110 m con una distancia de visibilidad de parada mínima de 70 m y recomendada de 100, la distancia de visibilidad de paso mínima es de 350 m y recomendado es de 400 m.

La pendiente máxima del nuevo diseño es 9,16 % y se determinó cambiar la velocidad en el tramo donde se producen la máxima pendiente que es cuando se llega al puente, entonces en el tramo de la estación 1 + 840 a 2+456,34 se hace un cambio de clasificación de carretera a Tipo "B", para continuar con el mismo ancho de calzada de 2 x 7,0 m se toma esta clasificación por ser la inferior más cercana considerándose como la mitad del ancho de calzada de 2 x 7,20 m, la velocidad de diseño se consideró 40 km/h para poder cumplir con los parámetros de diseño teniendo un radio mínimo de 47 m.

Una pendiente máxima de 8 % en este caso la pendiente del nuevo diseño no cumple con este parámetro, pero se consideró seguir en esta misma clasificación por el ancho de calzada a utilizarse más cercano, además considerar una distancia de visibilidad de parada mínima de 40 m y recomendada de 50 y una distancia de visibilidad de paso mínima de 180 y recomendada de 200 m.

Luego de varios análisis se llegó a la conclusión de usar 40 km/h para todo el proyecto.

2.2.7.1. Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal de una carretera es la proyección del eje o caminamiento, sobre un plano horizontal. El diseño se basa en el trazo de líneas rectas llamadas tangentes y articuladas por medio de curvas que cumplan con los requisitos de diseño. El alineamiento horizontal se mejorará logrando apearse a lo más cercano al tramo existente.

2.2.7.1.1. Tangentes

Las tangentes son las rectas proyectadas en un plano horizontal que se usan para trazar el alineamiento y cambian de dirección en función de la deflexión de la curva a la que siempre está vinculada, su longitud es la distancia que una la curva anterior y el principio de la siguiente.

Se deben de contemplar longitudes mínimas de tangentes para proteger al usuario. Las tangentes pueden ser causante de accidentes, debido a la somnolencia que experimenta el conductor por tramos muy largos, o bien provocan encandilamiento durante la noche. Es conveniente limitar la longitud de las tangentes con un alineamiento ondulatorio con curvas de radios grandes donde sea conveniente.

2.2.7.1.2. Curvas horizontales

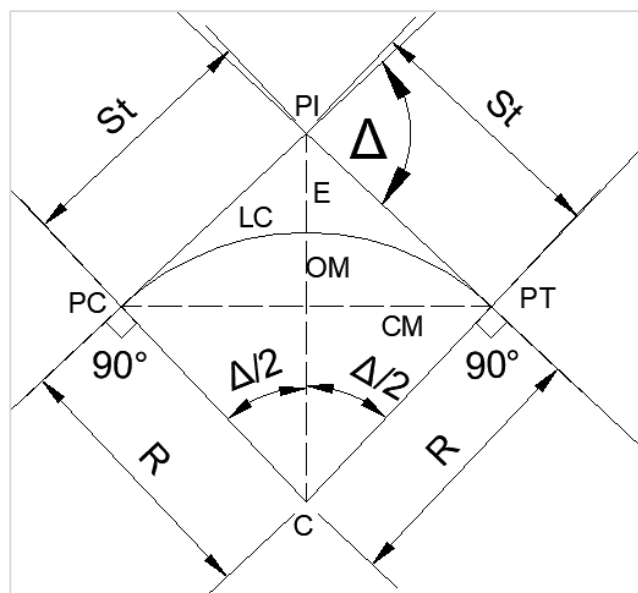
Son curvas circulares horizontales que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas teniendo como fin cambiar la dirección de la carretera, están pueden ser simples o estar conformadas por los combinados de dos o más curvas circulares simples, de las mismas características o bien pueden ser variadas.

Una curva sirve para proyectar una alteración donde se necesita hacer un cambio de deflexión en la tangente dando como resultado lo siguiente:

- Combinación de radios mínimos y de peraltes
- Realizar el cambio de la alineación recta a la curva, intercalando curvas de transición según la velocidad de diseño.
- Originar un sobre ancho que permita conservar la misma capacidad de tráfico que en una tangente.
- Asegurar una adecuada visibilidad en función del radio mínimo.

Las curvas horizontales tienen un factor que las delimita y es la velocidad de diseño, entre mayor es la velocidad de diseño.

Figura 42. **Elementos de una curva circular simple**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Donde

PC = principio de curva

PT = principio de tangente

ST = subtangente

PI = punto de inflexión

LC = longitud de curvatura

OM = ordenada máxima

CM = cuerda máxima

E = external

R = radio de la curva

C = centro de la curva

Δ = deflexión de la curva

- Radio de la curva

Es la distancia perpendicular que se forma desde el principio de curva (PC) o principio de tangente (PT), hacia el centro de la curva. El radio de la curva tiene la peculiaridad de proporcionar una adecuada circulación de los vehículos a una determinada velocidad de diseño.

Se debe de considerar que al ingresar a una curva el vehículo presenta una fuerza de atracción que hace que el móvil por inercia continúe con la trayectoria recta. Para entrar a la curva y contrarrestar este efecto se debe de proveer un peralte que haga que por su propio contrarreste dicho efecto.

El radio mínimo para la ampliación de la carretera con una velocidad de diseño de 60 km/ h es de 110 m y para los tramos de $V_{dis.} = 40$ km/h es de 47 m.

- Deflexión

Se entiende por deflexión al valor del ángulo que se forma de la diferencia del azimut de salida con el azimut de entrada de la alineación horizontal.

$$\Delta = \text{Azimut de salida (TS)} - \text{Azimut de entrada (TE)}$$

Donde

TS = tangente de salida

TE = tangente de entrada

- Grado de curvatura

El grado de curvatura es el valor del ángulo central subtendido por un arco de 20 m. El valor del grado de curvatura está en función del radio de la curva.

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

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

Para la primera curva se tiene los siguientes datos:

$$\Delta = 11.3164 = 11^{\circ}18'59''$$

$$R = 551,44$$

$$G = \frac{1\,145,9156}{551,44} = 2,0780$$

$$G = 2^{\circ}4'41''$$

- Angulo central

Es el ángulo subtendido por la curva circular, se le simboliza como Δ (delta), esta es igual a la deflexión cuando se trata de curvas circular simple.

- Primera curva

$$\text{Az entrada} = 342^{\circ}15'52''$$

$$\text{Az salida} = 353^{\circ}34'51''$$

$$\Delta = 353^{\circ}34'51'' - 342^{\circ}15'52'' = 11^{\circ}18'59''$$

- Longitud de curva

Es la distancia que se forma desde el PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva.

$$LC = \frac{20 \Delta}{G}$$

$$LC = \frac{20 * 11,3164}{2,0780} = 108,92$$

- Subtangente

Es la recta que subtiende la tangente y su valor se mide desde el PC al PI o bien del PI al PT, para curvas circulares simples, el valor de la subtangente es la misma para ambos casos.

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

$$St = 551,44 * \text{tang} \left(\frac{11,3164}{2} \right) = 54,64$$

- Cuerda máxima

Es la distancia en línea recta tomada del PC hasta el PT, tiene una estrecha relación entre el radio de curva y la deflexión de las tangentes, para curvas circulares simples.

$$CM = 2R * \text{Sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right)$$

$$CM = 2 * 551,44 * \text{Sen} \left(\frac{11,3164}{2} \right) = 108,74$$

- External

Es la distancia mínima entre el punto de inflexión (PI) y la curva.

$$E = R * \left[\text{Sec} \frac{\Delta}{2} - 1 \right]$$

$$E = 551,44 * \left[\text{Sec} \frac{11,3164}{2} - 1 \right] = 2,70$$

- Ordenada media

Es la distancia que se obtiene desde el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva.

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

$$OM = 551,44 * \left(1 - \text{Cos} \left(\frac{11,3164}{2}\right)\right) = 2,69$$

2.2.7.1.3. Curvas de transición

El cambio que se debe producir en una recta hacia una curva debe ser lo más gradual posible para continuar brindando condiciones de seguridad, comodidad y estética al igual que los demás elementos del trazo. La función principal de las curvas de transición es evitar las discontinuidades en la curvatura del trazo.

Cuando un conductor que se dirige en el carril exterior ingresa a una curva circular, este tiene a acortar la curva circular, describiendo una trayectoria no circular, hasta el punto de invadir el carril contrario, esto genera un alto peligro.

Estas trayectorias no circulares son generadas por la fuerza centrífuga que tiende a desviarlo de su carril de circulación, y los conductores según su instinto tienden a contrarrestar esta fuerza ingresando al carril contrario provocando un alto riesgo de accidente, siendo necesario realizar una curva de transición entre el tramo en recta y la curva circular, sin que el conductor perciba cambios bruscos.

La curva de transición consiste en la proyección de diferentes radios iniciando por la tangente que tiene radio infinito hasta llegar a un valor de $1/R$ que corresponde para cada curva circular. Se utiliza la espiral de Euler o Clotoide para realizar el trazo de una curva de transición, y el vehículo ingresa con una velocidad uniforme, sobre la curva de transición de radio variable, experimenta una aceleración radial o centrífuga cuyo valor inicia desde cero cuando termina la recta e ingresa a la curva hasta llegar a un valor de $a_c = V^2/R$.

En general la curva de transición debe diseñarse tanto que la variación de la curvatura de cero hasta $1/R$ y de la variación de la aceleración de cero hasta V^2/R , sean uniformes o constantes a lo largo del desarrollo de la longitud.

2.2.7.1.4. Sobreancho

Es el aumento gradual en el ancho de la calzada de la sección típica, iniciando desde donde comienza la curva de transición, hasta llegar a un valor uniforme al medio de curva, este sobreancho se agrega al lado interior de la curva porque los móviles no siguen su trayectoria circular, más bien acortan distancia pegándose al lado interior de la carretera, para evitar la fuerza centrífuga.

Cuando un vehículo se transporta en una curva horizontal, este ocupa un ancho mayor que al que ocupa en una recta, debido a su rigidez, dimensiones y que sus ruedas traseras no siguen la trayectoria de las ruedas delanteras esto provoca que el conductor tenga inestabilidad para maniobrar el vehículo es por esto la necesidad de agregar un sobreancho a la parte interior de la curva.

Para determinar el sobreancho en un determinado punto de la curva basta con realizar una operación de triángulos semejantes tomando en consideración que el sobreancho al inicio de la longitud de espiral es cero y siendo máximo al finalizar la longitud de espiral.

Para determinar el sobreancho de la curva No.1, se utiliza la tabla XIII, se posiciona en la columna de grado de curvatura y se localiza 2° , según valor obtenido del diseño, se mueve horizontalmente hasta interceptar la columna de la típica B (7,20m) y se obtiene un $S_a = AN$ (Ancho normal), este mismo procedimiento se efectúa para las demás curvas. El sobre ancho de las demás curvas se encuentran en la tabla del apéndice 1 y 2.

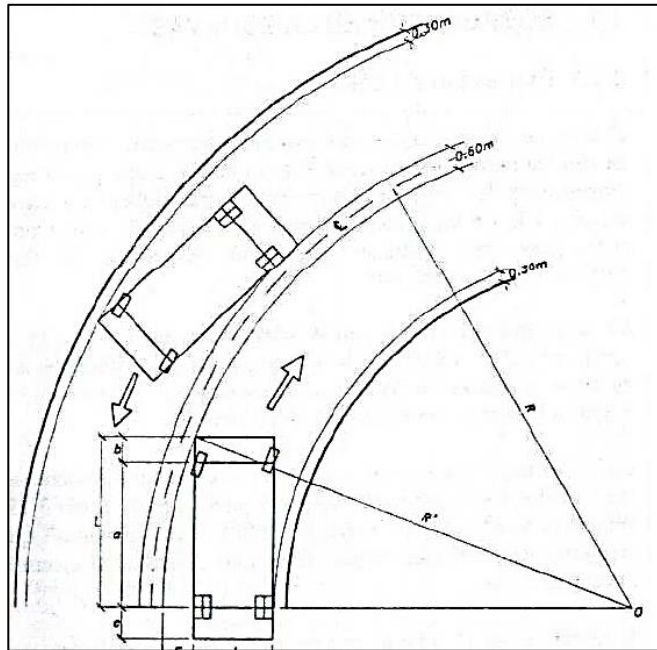
Tabla XLVIII. Sobrancho recomendado para carreteras

GRADO DE CURVATURA	VALORES DE DISEÑO PARA SOBRESANCHOS DE PAVIMENTO EN CURVAS PARA CARRETERAS DE DOS VIAS																									
	TÍPICA "E" 5.50				TÍPICA "D" 6.00				TÍPICA "C" 6.50				TÍPICA "B" 7.20													
	ANCHO CALZADA	VELOCIDADES	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	40	50	60	70	80	90	100	110	120	40	50	60	70	
1°			0.60	0.60	0.60	AN	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
2°			0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
3°			0.60	0.60	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.70	AN	AN	AN	AN	AN	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
4°			0.60	0.70	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.80	AN	AN	AN	AN	AN	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
5°			0.60	0.70	0.80	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.80	AN	AN	AN	AN	AN	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
6°			0.60	0.80	0.90	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.80	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
7°			0.80	0.90	1.00	0.70	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
8°			0.90	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
9°			0.90	1.00	1.10	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
10°			1.00	1.00	1.10	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
11°			1.00	1.10	1.20	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
12°			1.10	1.10	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.10		0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
13°			1.10	1.20	1.30	1.00	1.00	1.00	1.10							0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
14°			1.20	1.30	1.40	1.10	1.10	1.20								0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
15°			1.20	1.40	1.60	1.20	1.20									0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
16°			1.30	1.40	1.40	1.20										0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
17°			1.30	1.50	1.30											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
18°			1.40	1.50	1.30											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
19°			1.40	1.60	1.40											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
20°			1.60	1.60	1.40											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
21°			1.60	1.70	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
22°			1.60	1.70	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
23°			1.60	1.80	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
24°			1.70	1.80	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
25°			1.70	1.80	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
26°			1.80	1.80	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
27°			1.80	1.80	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
28°			1.90	1.60	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
29°			1.90	1.60	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
30°			2.00	1.60	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
31°			2.00	1.60	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
32°			2.10	1.60	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
33°			2.10	1.60	1.60											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
34°			2.20	1.70	1.70											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
35°			2.20	1.70	1.70											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
36°			2.30	1.80	1.80											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
37°			2.30	1.80	1.80											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN
38°			2.40	1.90	1.90											0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	AN	AN	AN	AN	AN

1.- LOS SOBRESANCHOS FUERON CALCULADOS DE ACUERDO A ESPECIFICACIONES DE LA AASHTO
 2.- EL SOBRESANCHO SE REPARTIRÁ PROPORCIONALMENTE A LA LONGITUD DE LA ESPIRAL USADA, DEBIENDO SER EL PC O PT EL PUNTO MEDIO DE DICHA ESPIRAL.
 3.- SOBRE LAS LINEAS HORIZONTALES LOS VALORES CALCULADOS FUERON MENORES DE 0.30m., EN CASO DE SER MENORES DE 0.30 m. NO SE USARA SOBRESANCHO.
 4.- PARA ANCHO DE CALZADA DE 7.20m., Y VELOCIDADES MAYORES DE 70 MPH LAS CURVAS NO SERAN SOBRESANCHADAS
 5.- ANCHOS DE CALZADA Y SOBRESANCHOS EN METROS. VELOCIDADES EN MPH= KILOMETROS POR HORA.
 6.- ANCHOS NORMAL

Fuente: SIECA. Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras.

Figura 43. **Sobre ancho en curva**



Fuente: CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. p. 228.

2.2.7.1.5. **Peralte**

Es la pendiente transversal que se le da a la sección típica para contrarrestar el desplazamiento parcial que produce por la fuerza centrífuga porque la fuerza de fricción desarrollada por los neumáticos y el pavimento no son suficiente para evitar dicho desplazamiento, con el peralte el mismo peso del vehículo ayuda a contrarrestar esta fuerza centrífuga y no permite que los vehículos se salgan del recorrido de la vía.

El peralte depende del radio de curvatura y la velocidad de diseño dando como resultado una longitud de espiral teniendo como máximo peralte donde finaliza dicha espiral.

Tabla XLIX. Peralte recomendado para carreteras

VELOCIDAD	30			40			50			60			70			80			90			100			110			120		
	C°	RADIO	DB=27	DB=30	DB=33	DB=37	DB=40	DB=43	DB=46	DB=50	DB=53	DB=56	DB=60	DB=66	DB=70	DB=77	DB=83	DB=90	DB=99	DB=108	DB=117	DB=126	DB=135	DB=144	DB=153	DB=162	DB=171	DB=180		
1°	114592	BN	17 0°51'	BN	23 1°09'	BN	28 1°24'	BN	34 1°42'	BN	39 1°57'	BN	45 2°15'	BN	50 2°30'	BN	56 2°48'	BN	62 3°06'	BN	68 3°24'	BN	74 3°42'	BN	80 4°00'	BN	86 4°18'	BN	92 4°36'	
2°	57296	BN	17 1°42'	BN	23 2°18'	BN	28 2°48'	BN	34 3°24'	BN	39 3°54'	BN	45 4°30'	BN	50 5°00'	BN	56 5°30'	BN	62 6°00'	BN	68 6°30'	BN	74 7°00'	BN	80 7°30'	BN	86 8°00'	BN	92 8°30'	
3°	38197	BN	17 2°33'	BN	23 3°27'	BN	28 4°12'	BN	34 5°06'	BN	39 5°45'	BN	45 6°30'	BN	50 7°15'	BN	56 8°00'	BN	62 8°45'	BN	68 9°30'	BN	74 10°15'	BN	80 11°00'	BN	86 11°45'	BN	92 12°30'	
4°	28648	1.4	17 3°24'	2.5	23 4°36'	3.8	28 5°36'	5.5	35 7°00'	7.47	49 9°48'	9.1	65 13°00'	10.00	77 15°24'															
5°	22918	1.7	17 4°15'	3.1	23 5°45'	4.8	28 7°00'	6.8	42 10°30'	8.7	56 14°30'	9.9	71 17°45'																	
6°	19099	2.1	17 5°06'	3.7	23 6°54'	5.8	32 9°36'	7.9	48 14°24'	9.6	64 19°12'																			
7°	16370	2.4	17 5°57'	4.3	24 8°24'	6.6	37 12°57'	8.8	54 19°54'	10.00	67 23°27'																			
8°	14324	2.8	17 6°48'	4.9	25 10°00'	7.4	41 16°24'	9.4	58 23°12'																					
9°	12732	3.1	17 7°39'	5.5	26 12°36'	8.1	45 20°15'	9.8	60 27°00'																					
10°	11489	3.5	17 8°30'	6.1	31 15°30'	8.7	48 24°30'	10.00	61 30°30'																					
11°	10417	3.8	17 9°21'	6.6	33 18°09'	9.1	51 28°03'																							
12°	9549	4.2	19 11°24'	7.1	36 21°36'	9.5	53 31°48'																							
13°	8815	4.5	20 13°00'	7.6	38 24°42'	9.8	55 35°45'																							
14°	8185	4.8	22 15°24'	8.0	40 28°00'	9.9	56 39°12'																							
15°	7639	5.2	23 17°15'	8.4	42 31°30'	10.00	56 42°00'																							
16°	7162	5.5	25 20°00'	8.7	44 35°12'																									
17°	6741	5.8	26 22°06'	9.0	45 38°15'																									
18°	6366	6.1	27 24°18'	9.3	47 42°18'																									
19°	6031	6.4	29 27°33'	9.5	48 45°36'																									
20°	5730	6.7	30 30°00'	9.7	49 49°00'																									
21°	5457	7.0	32 33°36'	9.8	49 51°27'																									
22°	5209	7.2	32 35°12'	9.9	50 55°00'																									
23°	4982	7.5	34 39°06'	10.0	50 57°30'																									
24°	4775	7.8	35 42°00'	10.0	50 60°00'																									
25°	4584	7.9	36 45°00'																											
26°	4407	8.1	37 48°06'																											
27°	4244	8.3	37 49°57'																											
28°	4093	8.5	38 53°12'																											
29°	3951	8.7	39 56°33'																											
30°	3820	8.9	40 60°00'																											
31°	3697	9.0	41 63°33'																											
32°	3581	9.2	41 66°36'																											
33°	3473	9.3	42 69°18'																											
34°	3370	9.4	42 71°24'																											
35°	3274	9.5	43 75°15'																											
36°	3183	9.6	43 77°24'																											
37°	3097	9.7	44 81°24'																											
38°	3016	9.8	44 85°36'																											

PERALTE RECOMENDADO, MINIMAS LONGITUDES DE TRANSICION Y DELTAS MINIMOS

1.- EL PERALTE FUE CALCULADO SEGUN EL METODO "4" RECOMENDADO POR LAASHO
 2.- EL PERALTE SE REPARTIRA PROPORCIONALMENTE A LA LONGITUD DE LA ESPIRAL USADA, DEBIENDO SER EL PC O PT EL PUNTO MEDIO DE DICHA ESPIRAL
 3.- EN LAS CURVAS CON PERALTE CALCULADO MENOR QUE LA PENDIENTE DEL BOMBEO SE RECOMIENDA USAR COMO PERALTE LA PENDIENTE DEL BOMBEO
 4.- EL PASO DEL BOMBEO AL 0% EN EL PRINCIPIO O FINAL DE LA ESPIRAL (TS O ST) DEBE HACERSE PROPORCIONALMENTE A LA DISTANCIA, SE CALCULA EN BASE AL BOMBEO, EL ANCHO DEL ASFALTO Y LA MITAD DE LA PENDIENTE DE DESARROLLO DEL PERALTE SIN EMBARGO SE RECOMIENDA USAR LAS QUE APARECEN EN ESTE CUADRO QUE SON ALAS CORRESPONDIENTES A UN BOMBEO DE 3%, UN ANCHO ASFALTICO DE 7.20 m. Y LA MITAD DE LAS PENDIENTES INDICADAS.
 5.- LAS LONGITUDES DE ESPIRAL FUERON CALCULADAS SEGUN LAS PENDIENTES DE DESARROLLO DEL PERALTE INDICADAS ARRIBA Y RECOMENDADAS POR LAASHO.
 6.- LOS MINIMOS VALORES DE LONGITUD DE ESPIRAL SON LOS CORRESPONDIENTES A LAS DISTANCIAS RECORRIDAS EN 2 SEGUNDOS A LA VELOCIDAD DE DISEÑO.
 7.- VELOCIDAD EN KILOMETROS POR HORA.

Leiscod

Fuente: SIECA. Manual Centroamericano de normas para el diseño geométrico de carreteras.

Para ejemplificar se utilizará curva No. 1 con $G = 2^{\circ}4'41'' \approx 2,08$ y $V = 60$ km/h. De la tabla XV, se posiciona en la columna de grado de curvatura y se localiza 2° , se mueve horizontalmente hasta interceptar la columna de velocidad de diseño de 60 km/h y se obtiene un e en porcentaje = 2,8 y una longitud de espiral $LS = 34$ m este mismo procedimiento se realiza para las demás curvas. Para obtener el peralte de las demás curvas consultar tabla de apéndice 1 y 2.

2.2.7.2. Alineamiento vertical

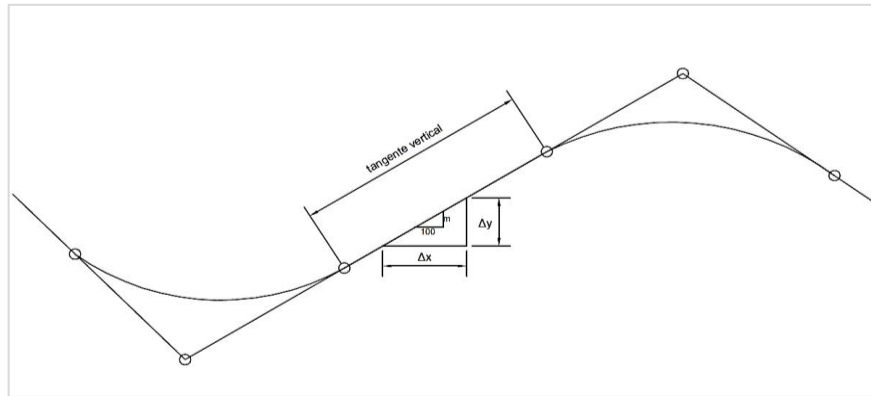
Es la proyección de la sección longitudinal de todo el tramo carretero, sobre una superficie vertical la cual está conformada por tangentes verticales y curvas ya sean cóncavas o convexas según su orientación.

La línea de referencia para el trazo es la rasante, que está en función de las pendientes idóneas según la topografía, y otros factores que intervienen como lo son la seguridad, la velocidad, la visibilidad y el volumen del tránsito.

- Tangente vertical

Las tangentes verticales tienen la peculiaridad de estar formadas por su longitud y pendiente, y delimitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de dicha tangente es la distancia horizontal que se obtiene del final de una curva anterior hasta llegar al inicio de la siguiente.

Figura 44. **Tangente vertical**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

2.2.7.2.1. Subrasante

Es una línea que se traza en el perfil longitudinal y sirve para delimitar las zonas de cortes y rellenos, fijando el movimiento de tierras, que están en función de las pendientes del terreno a todo lo largo del tramo carretero y que representan un gran porcentaje en función de los costos de la carretera.

La subrasante es la encargada de recibir las cargas del pavimento en este caso es pavimento flexible, y con ello se habla de carpeta de rodadura, base y subbase.

El material encontrado según los resultados del laboratorio de suelos puede citarse que el material puede utilizarse como una subbase, y para minimizar costos, solo es cuestión de estabilizar la subrasante y con ello se cubriría la subbase.

2.2.7.2.2. Pendientes

La pendiente es la relación del desnivel y la distancia horizontal entre los dos puntos de desnivel. Para el proyecto de la carretera es conveniente el poder trazar los límites de pendientes eficaces porque se debe de considerar una pendiente mínima y una máxima de operación para brindarle un correcto cambio de pendientes sin que el conductor perciba cambios bruscos.

- **Pendiente máxima**

Es la mayor pendiente que puede ser utilizada en el proyecto de la ampliación de la carretera y está determinado por el tránsito a futuro y su composición, por la configuración del tipo de terreno por donde pasara la carretera y la velocidad de diseño. Las máximas pendientes se utilizan tomando en consideración los recursos económicos y con el fin de salvar ciertos obstáculos locales como bordes de precipicios, fallas y zonas inestables.

Para el proyecto se le otorga una clasificación de carretera tipo "A" con una pendiente máxima de 5 %, pero en el trazo de la rasante existe una pendiente de 9,16 %, valor que se encuentra fuera de esta clasificación, pero se consideró utilizarse este valor debido a la limitación de los niveles de viviendas existentes, pero en el trazo de la rasante se tiene una pendiente máxima de 9,16 %, dejando está pendiente porque la nueva rasante se acomodó a los niveles de viviendas existentes.

- **Pendiente mínima**

Es el valor mínimo que se debe permitir en la ejecución de la ampliación para obtener una correcta circulación del drenaje superficial longitudinal. En los

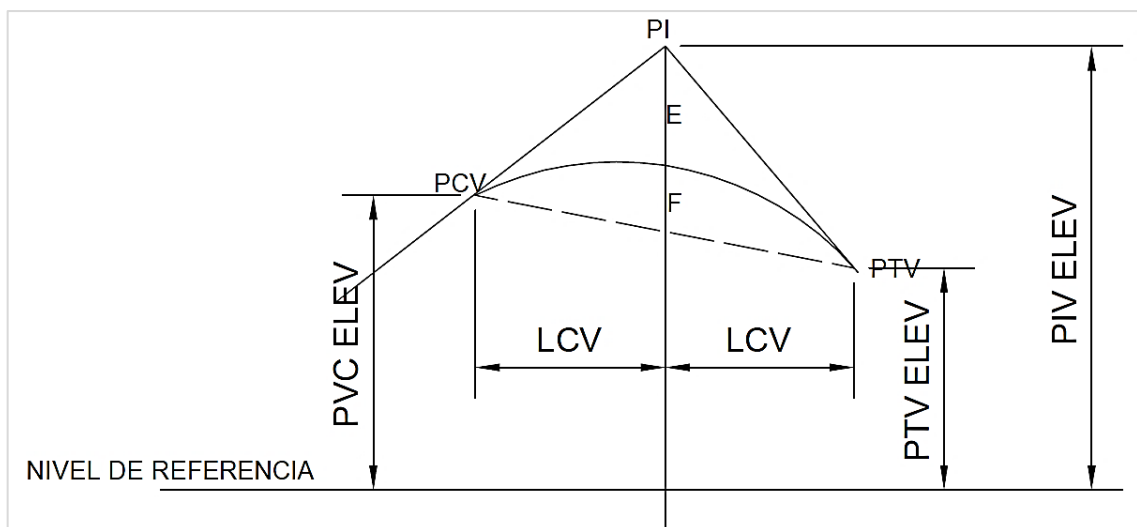
terraplenes puede ser nula, pero para los cortes se recomienda un mínimo de 0,5 % para garantizar el correcto funcionamiento de las cunetas, la longitud de los cortes y la precipitación pluvial pueden ser fundamentos para aumentar el valor de la pendiente.

2.2.7.2.3. Curvas verticales y sus correcciones

- Curvas verticales

Es aquel elemento que, en el perfil de diseño, permite que se entrelacen dos tangentes verticales consecutivas, y que a todo su largo se produzca un cambio gradual de pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida, de tal manera que permita a los usuarios una circulación confortable, segura con una apariencia agradable y que permita un drenaje adecuado.

Figura 45. Elementos de una curva vertical



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Donde:

PIV = punto de intersección de curva vertical

PCV = principio de curva vertical

PTV = principio de tangente vertical

LCV = longitud de curva vertical

PIV ELEV = elevación del punto de intersección vertical

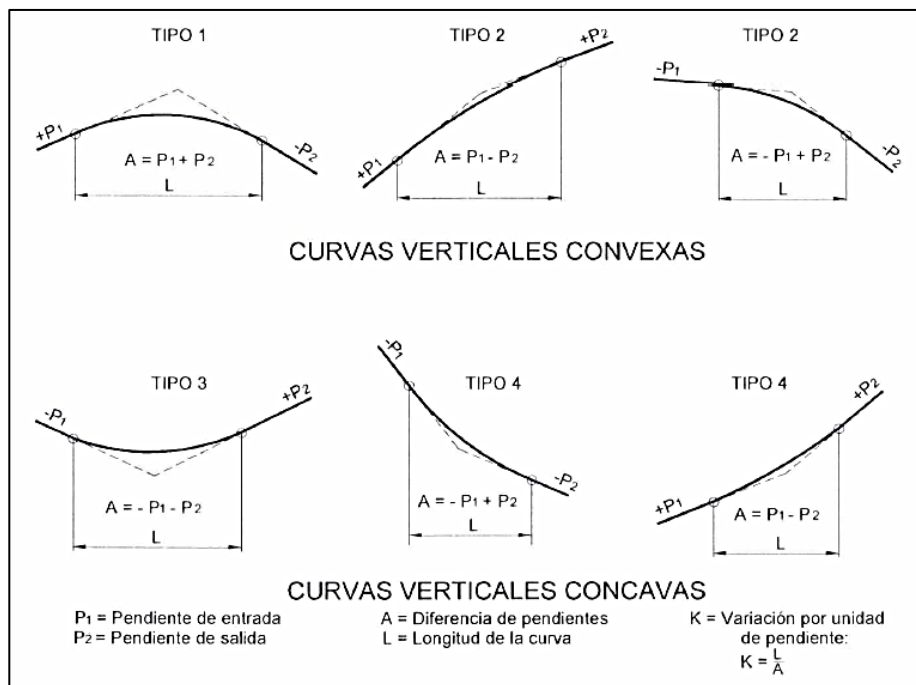
PCV ELEV = elevación del principio de curva vertical

PTV ELEV = elevación del principio de tangente vertical

E = externa

F = flecha

Figura 46. Tipos de curvas verticales



Fuente: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. *Manual de carreteras: Diseño geométrico DG-2018*. p. 194.

Para que la longitud de curva vertical sea la adecuada debe cumplir con los siguientes criterios:

- Criterio de seguridad

La longitud mínima de curva vertical cóncava o convexa, aparte de proveer un cambio gradual de las pendientes de las tangentes de entradas, debe proveer que su distancia de visibilidad sea mayor que la distancia de parada.

$$LCV = K * A$$

Donde:

LCV = longitud de curva vertical

K = parámetro para de visibilidad que están función de la velocidad de diseño

A = diferencia algebraica de la pendiente

- Relación K

Es un parámetro que está en función de la longitud de curva y la diferencia de pendientes y dependerá si la curva es cóncava o convexa, para elegir el valor de "K", en el criterio de seguridad es necesario determinar la velocidad de diseño del proyecto.

$$k = \frac{LCV}{A}$$

Donde

K= relación k

LCV = longitud de curva vertical

A = diferencia algebraica de pendientes

Tabla L. **Valores de K**

Velocidad (km/h)	K Según tipo de curva	
	Convexa	Cóncava
20	1	2
30	2	4
40	4	6
50	7	9
60	12	12
70	19	17
80	29	23
90	43	29
100	60	36

Fuente: VALLADARES, Jorge Félix. *Guía teórica-práctica del curso Vías Terrestres 1*. p. 31.

Curva 1

V = 40 km/h

Tipo de curva = cóncava

A = 2,96 -1,01 = 1,95

LCV = 6*(1,95) =11,70

LCV proyecto =58,52 > 11,70 ok

- Criterio de apariencia

Este criterio es aplicado a curvas verticales que tengan visibilidad completa, o sea referido a curvas cóncavas, se chequea este criterio para que el usuario no experimente un cambio repentino de pendiente.

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

$$k = \frac{58,52}{1,95} = 30 \text{ cumple}$$

El criterio de apariencia cumple con los parámetros, y caso contrario se dejaría así porque la rasante se acondicionó lo más cercano al pavimento existente, para no realizar demasiado corte, y así disminuir los costos de operación.

- Criterio de comodidad

En las curvas cóncavas se produce una incomodidad por los cambios de las pendientes, debido a que las componentes de las fuerzas de la gravedad y el peso actúan hacia el mismo sentido generando una mayor fuerza centrífuga vertical, para que esta fuerza no tenga mayores efectos debe entrar a trabajar la suspensión del vehículo, la presión de los neumáticos e incide la carga transportada. Para que se cumpla este criterio debe respetarse la siguiente expresión.

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

$$k = \frac{58,52}{1,95} = 30 \geq \frac{40^2}{395} = 4,05 \text{ cumple}$$

- Criterio de drenaje

Este criterio toma en cuenta las curvas verticales cóncavas o convexas, pero las curvas que son muy amplias tienen la dificultad que en su parte alta o baja se presentan tramos rectos que podría ocasionar dificultad para el drenaje pluvial. Este criterio se aplica comúnmente cuando las curvas se encuentran alojadas en corte. Para ello debe cumplirse la siguiente expresión.

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

$$k = \frac{58,52}{1,95} = 30 \leq 43 \text{ cumple}$$

- Correcciones de curvas verticales

Cuando se termina de definir la longitud de curva vertical se debe realizar las correcciones verticales, para darle una suavidad adecuada a la curva, estas se calculan desde la línea de rasante inicial hacia abajo si la curva es convexa o hacia arriba si es cóncava.

$$y_e = \frac{AL^2}{200 LCV}$$

Donde

Y_e = corrección (m)

A = diferencia de pendientes (pendiente de salida-pendiente de entrada)

LCV = longitud de curva vertical

L = distancia del PCV al punto de corrección o distancia del PTV al punto de corrección.

Para proceder a calcular el nivel de la rasante corregida se realiza lo siguiente

$$Y_c = Y_i + Y_e$$

Donde:

Y_c = elevación de la rasante corregida

Y_i = valor inicial de la rasante

Ye = valor de corrección encontrado

m = pendiente de la rasante (entrada o salida)

PIV = 0+078

ELEV PIV = 1 452,16

A = 1,95

m = 1,01 %

$$PCV = PIV - \frac{LCV}{2} = 78 - \frac{58,52}{2} = 0 + 048,74$$

Se calcula la corrección, se deben de tomar los múltiplos 20, en este caso se tomará de 10 m, y se calculará la corrección en 0+070, se toma de $L1=(EST X - PCV)$, antes del PIV y después del PIV, $L1=(PTV - EST X)$

$$y_e = \frac{A(l_1)^2}{200 LCV} = \frac{1,95 * (70 - 48,74)^2}{200 * 58,52} = 0,075 m$$

Yi = elevación rasante inicial:

Para encontrar la elevación de la rasante inicial se debe calcular la distancia.

$$L_2 = |(PIV - Est_x)| = |(78 - 70)| = 8 m$$

$$y_i = PIV \pm ml_2$$

$$y_{0+070} = 1452,16 - (0,0101 * 8) = 1452,08 m$$

Rasante corregida:

$$y_c = y_i \pm y_e = 1452,08 + 0,075 = 1452,16$$

Ahora se calcula la Ordenada media

$$OM = \frac{A * LCV}{800} = \frac{1,95 * 58,52}{800} = 0,14 \text{ m}$$

$$y_{C PIV} = PIV \pm OM = 1452,16 + 0,14 = 1452,30$$

Tabla LI. **Resumen de corrección de curva vertical No. 1**

Est		Distancia desde PIV	L1 para corrección	EST	TANGENTE	ELEV. RASANTE	CORRECCIÓN	RASANTE CORREGIDA
48,74	PIV- Est	29,26	0	PCV 0+048,74	1,01	1451,87	0,00	1451,87
50		28	1,26	0+050		1451,88	0,00	1451,88
60		18	11,26	0+060		1451,98	0,02	1452,00
70		8	21,26	0+070		1452,08	0,08	1452,16
78	PIV	0	29,26	0+078		1452,16	0,14	1452,31
80	PIV- Est	2	27,26	0+080	2,06	1452,22	0,12	1452,35
90		12	17,26	0+090		1452,52	0,05	1452,57
100		22	7,26	0+100		1452,82	0,01	1452,82
107,26		29,26	0	PTV 0+107,26		1453,03	0,00	1453,03

Fuente: elaboración propia.

Para conocer la corrección de las demás curvas verticales consultar tabla de apéndice 3 y 4.

2.2.8. Movimiento de tierras

El movimiento de tierras es un conjunto de actividades de cortes, carga, extendido, rellenos, acarreos, que se realizan para preparar la rasante de la carretera. Esta es una de las fases más importante de la ampliación y representa

un gran porcentaje de los costos del proyecto, por ello que se debe de realizar un óptimo balance de masas. En el proyecto de la ampliación la subrasante se apega al terreno actual para evitar que los costos se eleven.

2.2.8.1. Diseño de la subrasante

El trazo de la subrasante en el perfil longitudinal es la que define el movimiento de tierras, y como el proyecto es una ampliación de la carretera, se realizó el trazo lo más apegado al existente para brindar una economía adecuada. Se debe realizar el trazo de la subrasante que menos movimiento de tierra genere. Para poder realizar el trazo de la subrasante hay que tener en cuenta los siguientes datos:

- Definir las secciones típicas a utilizarse
- Realizar el óptimo alineamiento horizontal
- Realizar el perfil longitudinal de la carretera
- Obtener las secciones transversales
- Conocer las especificaciones de diseño
- Datos de la clase del terreno
- Realizar visita de campo para obtener una mejor visión

El trazo de la subrasante se efectúa sobre el perfil longitudinal, el proceso se realiza por medio de tanteo, tomando en cuenta las especificaciones, como pendientes, longitudes de curvas verticales, criterio de apariencia, criterio de drenaje y criterio de comodidad.

2.2.8.2. Sección transversal y sección típica

Una sección transversal está constituida por la ubicación y dimensiones de los elementos que conforman la carretera, con su relación con el terreno natural, definido en una sección típica colocado sobre un plano normal a la superficie vertical que contiene el eje de la carretera. Con ello se puede definir la rasante y el ancho de la faja que ocupará la carretera. Dentro de los aspectos tomado para la ampliación es que se usarán cuatro típicas, quedando de la siguiente manera, se iniciará la ampliación con cuatro carriles, luego al llegar al centro cultural hay una bifurcación más adelante se vuelve a juntar los cuatro carriles, luego hay una derivación, y la sección típica continua con 3 carriles.

Elementos geométricos de la sección típica:

- Ancho de calzada

Es la parte de la sección transversal que se encuentra en la parte superior que sirve para la circulación de los vehículos, constituido por uno o más carriles de uno o varios sentidos. Cada carril debe poseer un ancho de acuerdo con el análisis de la capacidad y el nivel de servicio que se desea brindar. Para el proyecto se tendrán tres valores diferentes de ancho de calzada, siendo estos 14,00 metros, 7,00 metros, 10,5 metros.

- Carril

Es la superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos. Para la ampliación de la carretera se fijó un ancho de carril de 3,50 m igual al que posee actualmente, esto es para satisfacer la demanda vehicular.

- Berma

Es la franja que se encuentra de la orilla de la calzada hasta llegar a la línea que delimita el hombro de la carretera. Las bermas tienen la función de realizar un confinamiento lateral de la calzada, ayudan a controlar la humedad y erosión de la calzada. Puede ser utilizado como estacionamientos provisionales, esto evita posibles accidentes, también sirve para darle mantenimiento a la calzada.

- Plataforma o corona

Es la distancia comprendida desde la arista interior de las cunetas en corte y entre las aristas superiores de un terraplén. La corona está formada por el ancho de calzada más las bermas.

- Bombeo

Es la pendiente que se le da a los carriles de una sección típica, en tramos rectos, para evitar que el agua de lluvia se estanque en la carretera, y pueda ocasionar daños por filtración en las capas de base y subbase y deteriore la carpeta asfáltica, el bombeo tiene como objetivo facilitar el escurrimiento del agua de lluvia hacia las cunetas, el valor del bombeo dependerá del tipo de superficie y de la intensidad de lluvia de la región, manteniéndose de 1 % al 4 %. Para la ampliación se utilizará un bombeo de 2 %, porque la calzada contará con cuatro carriles y se debe garantizar dicha evacuación.

- Rasante

Es la línea que se obtiene al proyectar sobre el perfil longitudinal, el desarrollo de la corona y que es la parte superior del pavimento.

- Cunetas

Son zanjas laterales construidas comúnmente de concreto paralelas a las bermas, situada en los extremos de los hombros y en el o los taludes. Su función principal es facilitar el drenaje superficial longitudinal de la carretera. Su diseño está en función del análisis hidráulico, pero comúnmente son de sección triangular, pero las más eficientes son las de sección trapezoidal. Es recomendable hacer la evacuación del agua superficial a una longitud no mayor de 200 metros.

- Línea central

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

- Talud

Son líneas inclinadas que pertenecen a la sección típica y que delimitan los volúmenes de corte y relleno, se encuentran comprendidos entre la arista exterior de las cunetas y el terreno natural. La pendiente de los taludes debe hacer según el tipo de suelo del lugar, pero cuando no se cuenta con esta información se puede manejar los siguientes datos, de la pendiente del talud en función de su altura.

Tabla LII. **Relaciones de corte y relleno de taludes**

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

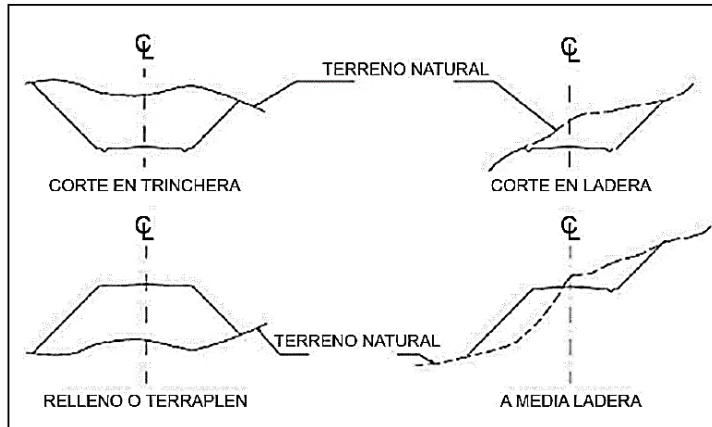
Fuente: CARDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. p. 402.

2.2.8.3. **Cálculo de áreas de secciones transversales**

Para conocer el área de las secciones transversales se emplea el método de determinantes, que consiste en conocer las coordenadas de los puntos que delimitan el área, se colocan las coordenadas x en una columna, y en otra columna las coordenadas y, se realiza una multiplicación cruzada de x por y, para luego realizar una sumatoria de sus productos, después se realiza otra multiplicación cruzada de y por x, igual se realizan una sumatoria de los productos, para obtener el valor del área se realiza una diferencia de los dos productos para luego dividirlos dentro del número dos y este será el valor final del área de la sección. En el proyecto de la carretera se realizan secciones transversales a cada 20 m.

$$\text{Área} = \left| \frac{\sum X_t * Y_{t+1} - \sum Y * X_{t+1}}{2} \right|$$

Figura 47. Tipos de secciones transversales

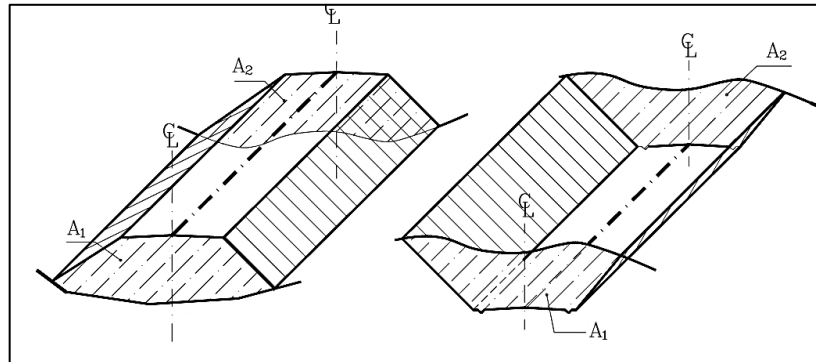


Fuente: CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. p. 1-24.

2.2.8.4. Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras

Para poder obtener los volúmenes del movimiento de tierras las secciones deben asimilarse a una figura conocida en este caso se hace la semejanza a un prismoide que es una figura geométrica irregular que consta de dos superficies planas o caras paralelas distanciadas a 20 m.

Figura 48. **Volumen entre secciones del mismo tipo**



Fuente: CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. p. 1-25.

Cuando las secciones consecutivas son del mismo tipo ósea corte y corte o relleno y relleno se realiza el cálculo con la siguiente ecuación.

$$V = \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) d$$

Donde:

V = volumen del prismoide

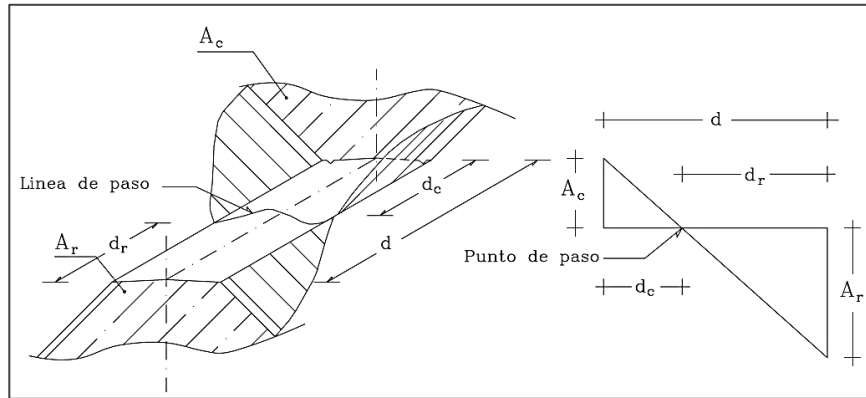
A₁ = área de sección transversal 1

A₂ = área de sección transversal 2

d = distancia horizontal entre las secciones

Para calcular el volumen en secciones no consecutivas, de corte y relleno o de relleno y corte, se genera una línea de paso a lo largo de la cual, la línea del terreno coincide con la línea de subrasante, generando un corte y relleno.

Figura 49. **Volumen entre secciones de diferente tipo**



Fuente: CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. p. 1-26.

Para encontrar la distancia de paso para relleno y corte se realiza una relación de triángulos semejantes de la siguiente manera.

$$d_r = \left(\frac{A_r}{A_r + A_c} \right) d$$

$$d_c = \left(\frac{A_c}{A_r + A_c} \right) d$$

Conociendo las distancias de paso para corte y relleno se procede a calcular los volúmenes finales.

$$V_r = \left(\frac{A_r}{2} \right) * d_r$$

$$V_c = \left(\frac{A_c}{2} \right) * d_c$$

Si se coloca las distancias de paso para cada uno de las siguientes ecuaciones quedaría así.

$$V_r = \left(\frac{A_r}{2}\right) * \left(\frac{A_r}{A_r + A_c}\right) d = \left(\frac{A_r^2}{A_r + A_c}\right) * \frac{d}{2}$$

$$V_c = \left(\frac{A_c}{2}\right) * \left(\frac{A_c}{A_r + A_c}\right) d = \left(\frac{A_c^2}{A_r + A_c}\right) * \frac{d}{2}$$

Donde:

Vc = volumen de corte

Vr = volumen de relleno

Ac= área de corte

Ar = área de relleno

d = distancia entre secciones

Se utiliza el programa AutoCAD Civil 3D 2014, para obtener las áreas y volúmenes de corte y relleno.

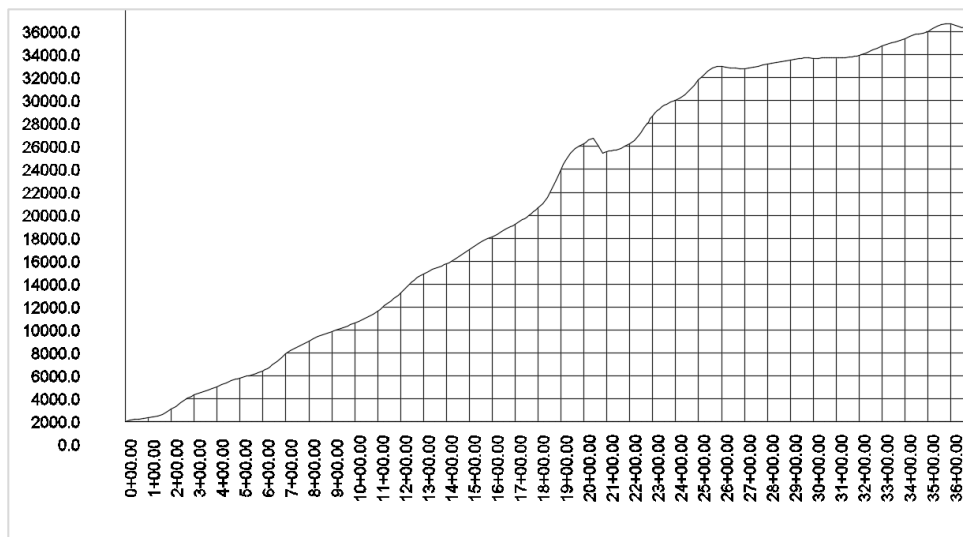
2.2.8.5. Balance y diagrama de masas

El diagrama de masas es un análisis de la cantidad acumulada, de los volúmenes de corte y relleno, su compensación y movimiento. Una carretera es económica cuando se corta y se rellena solo lo necesario, haciendo acarreos de cortas distancias y de preferencia cuesta abajo. La curva de masas se representa por medio de un gráfico, colocando en las ordenadas los volúmenes acumulativos de corte y relleno y el eje de las abscisas el caminamiento.

El diagrama de masas se realiza de izquierda a derecha y sus objetivos principales son:

- Compensar volúmenes
- Establecer el sentido de los acarreos
- Determinar los límites del acarreo libre
- Calcular los sobreacarreos
- Tener un control de los préstamos y desperdicios de material

Figura 50. Diagrama balance de masas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD Civil 3D 2014.

2.2.9. Elementos estructurales del pavimento

El pavimento flexible está constituido por asfalto, y la carpeta de rodadura recibe la carga puntual, distribuyéndola hacia las demás capas, por medio del contacto de partícula a partícula en todo el pavimento. El pavimento flexible está

formado por varias capas de distintos materiales, estos varían en su espesor, y las características están en función de la cantidad de tránsito, y las propiedades mecánicas del suelo, por ello este tipo de pavimento consta de las siguientes capas, carpeta de rodadura, base, subbase, subrasante.

2.2.9.1. Subrasante

Es la capa del terreno de la carretera, que funciona como cimiento de toda la estructura del pavimento y se extiende a una profundidad tal que la carga del pavimento por el tránsito previsto no le afecte. Para este proyecto como es una ampliación de una carretera existente se realizarán trabajos de reacondicionamiento de la subrasante en algunos puntos y en otros será una conformación nueva.

Los datos que a continuación se describen se encuentran en las Especificaciones Generales para Carreteras y Puentes, División 300, Subbase y bases, reacondicionamiento de subrasante existente y estabilización de la capa de subrasante.

Para garantizar la subrasante reacondicionada este debe de tener un margen de contenido de humedad de ± 3 % de la humedad óptima, y poseer una compactación hasta el 95 % de su densidad máxima, efectuado según AASHTO T 180 y el chequeo de su densidad se realiza por medio AASHTO T 191, se establece una deflexión máxima para la subrasante de 3 milímetros. Dentro de los materiales a ser utilizados en la subrasante son de preferencia granulares con un hinchamiento menor del 3 %, según ensayo de CBR según AASHTO T 193.

Dentro de las actividades de la conformación de la subrasante se encuentra, escarificar o pulverizar incorporar materiales estabilizadores, homogeneizar,

mezclar, uniformizar, conformar y compactar la mezcla de la sub-rasante con materiales estabilizadores para mejorar sus características mecánicas y su función como cimiento de la estructura del pavimento, con espesores no mayores a 20 centímetros, los materiales a estabilizar deben ser los existentes en la subrasante teniendo el cuidado de que no contenga partículas mayores a 7 cm, ni materia orgánica que comprometa la contaminación de la capa.

El material de subrasante ya estabilizado debe poseer un CBR mínimo de 20, efectuado sobre una muestra saturada a 95 % de compactación y no sobrepase un hinchamiento de 1 %. El material encontrado en el lugar del proyecto, cumple con las condiciones mencionadas, posee un CBR de 21, compactado al 95 % y su hinchamiento máximo es de 0,17 %, material óptimo para que se desarrolle como cimiento de la estructura del pavimento.

2.2.9.2. Subbase

Es una de las capas de la estructura del pavimento destinada a soportar, transmitir y distribuir uniformemente las cargas aplicadas en la superficie del pavimento provocada por el tránsito vehicular, con la finalidad que la subrasante pueda soportar dichas cargas.

Los datos que se describen se encuentran en las especificaciones generales para carreteras y puentes, División 300, Subbase y bases, capa de subbase común.

El espesor de subbase debe estar comprendido entre 10 a 70 cm, debiendo ser de preferencia un material granular, y contener un CBR mínimo de 30, en una muestra saturada a 95 % de su compactación. El tamaño de sus partículas no debe ser mayor a 7 centímetro ni exceder de $\frac{1}{2}$ del espesor de la capa. Dentro

de las consideraciones de su análisis granulométrico, no debe tener más del 50 % del peso, de partículas que pasen el tamiz 40, ni más del 25 % en peso que pase el tamiz 200.

El suelo no debe poseer un índice de plasticidad mayor que 6, ni un límite líquido mayor a 25, el índice de plasticidad puede ser más alto según disposiciones especiales, pero en ningún caso debe ser mayor a 8. Su equivalente de arena no debe ser menor de 25, el material debe estar exento de materia orgánica para no producir fallas en la capa. El tendido de la capa de subbase no debe ser mayor de 30 cm ni menor a 10 cm y la distancia máxima para poder colocar el material de subbase, medida desde el extremo anterior recubierto ya con la base, no debe ser mayor a 2 kilómetros.

Se recomienda que control de compactación se realiza a orillas interiores de los hombros, a una distancia mayor de 1 metro, del borde de la subbase, iniciando de derecha, línea central e izquierda. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores está claro que el material evaluado en el lugar no cumple con las condiciones necesarias para ser utilizado como material para subbase, porque su CBR es de 21, el material posee muchos finos y es un material no plástico.

2.2.9.3. Base

Una base granular, es una capa formada por la combinación de piedra o grava con arena o suelo, en su estado natural o clasificado con trituración parcial destinado para ser usado como una base integrante para un pavimento. Se coloca debajo de la carpeta de rodadura, y su función principal es proporcionar un elemento capaz de soportar, transmitir y distribuir uniformemente las cargas a recibir por el tránsito vehicular, hacia la capa de subbase y subrasante con una

intensidad adecuada, sirviendo para reducir así el espesor de la carpeta de rodadura que es la más costosa.

Los datos que a continuación se describen se encuentran en las Especificaciones generales para carreteras y puentes, División 300, Subbase y base granular.

El material para ser usado como una base granular debe poseer un CBR mínimo de 70, realizado sobre una muestra saturada al 95 % de compactación, y no tener un factor de hinchamiento mayor a 0,5 %, la abrasión del agregado retenido en el tamiz No. 4 no debe tener un desgaste determinado por el método AASHTO T 96, mayor a 50 a 500 revoluciones.

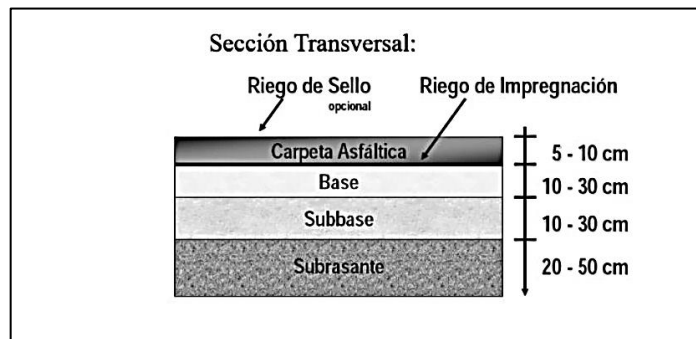
El índice de plasticidad no debe ser mayor a 6, ni un límite líquido mayor a 25. El equivalente de arena no debe ser menor de 30, el espesor de la capa a tender no debe ser mayor a 30 cm ni menos a 10 cm y la colocación de una nueva cava, después de una capa terminada con imprimación en su superficie no debe ser mayor de 4 kilómetros. El valor de compactación que se debe respetar el 95 % de una muestra saturada, la densidad de campo no debe ser chequeado a una distancia menor de 20 m, en el sentido longitudinal.

2.2.9.4. Carpeta de rodadura

Es una capa superficial flexible, colocada sobre la base del pavimento, y está constituido por una mezcla de agregados minerales y materiales bituminosos, preparado en caliente, con una proporción controlada y tiene la característica que se puede tender y compactar de inmediato. Además de proveer un soporte estructural, debe ser diseñada para resistir las fuerzas abrasivas del tráfico, y servir como un material de protección sellante, para las

capas inferiores y así protegerlas del agua superficial, también debe proveer una superficie resistente al patinaje, y proporcionar una superficie de manejo lisa y uniforme.

Figura 51. **Sección pavimento flexible**



Fuente: BURGOS VÁSQUEZ, Bruno Milton. *Análisis comparativo entre un pavimento rígido y un pavimento flexible para la ruta S/R: Santa Elvira-El Arenal, en la comuna de Valdivia.* p. 34.

2.2.10. Diseño de pavimento flexible por método AASHTO

El método de diseño de pavimento por método AASHTO, basa su estudio en determinar el Número Estructural (SN), que deberá soportar el nivel de carga exigido por el proyecto, para determinar este valor se relacionan varios parámetros, como nivel de confiabilidad del proyecto, desviación estándar, pérdida de servicialidad, módulo resiliente de las distintas capas entre otras. La ecuación para determinar el número estructural es la siguiente:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_0 + 9,36 \log_{10}(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1\ 094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \log_{10}(Mr) - 8,07$$

Donde:

SN = número estructural.

ZR = desviación normal (está en función de la confiabilidad R de diseño).

So = error estándar o desviación estándar, por efecto del tráfico y comportamiento.

Δ PSI = variación del índice de servicialidad.

MR = módulo resiliente de la subrasante.

(W18) = ESAL's tráfico total calculo en ambas direcciones.

- Numero estructural (SN)

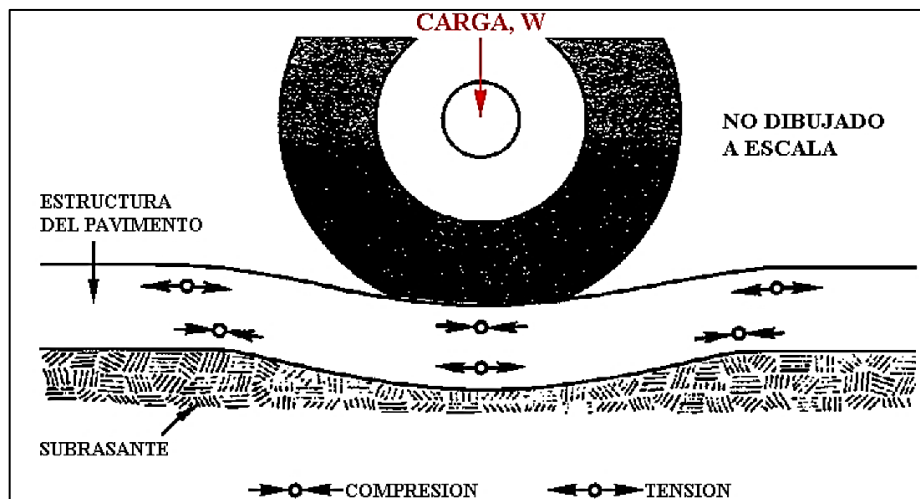
Es un número abstracto que representa la resistencia estructural de un pavimento requerido para combinaciones dadas de soporte del suelo (Mr), tráfico total expresado en cargas por un eje equivalente a 18 *kips*, servicialidad terminal y medio ambiente. El numero estructural SN debe ser convertido a espesores actuales de superficie, base, subbase por medio de coeficientes apropiados, que representan la resistencia relativa de los materiales a ser utilizados.

- Consideraciones para el diseño

Dentro de las consideraciones a tomarse en cuenta en el diseño de una estructura de pavimento, es la capacidad de poder soportar el tránsito actual y la demanda de tránsito futuro, producido por el desarrollo de la región. Se debe de tener una clasificación, para poder ubicar a qué tipo de carretera pertenece el proyecto, y poder considerar las características de los materiales a utilizarse en la subrasante y el nivel de tránsito, estas consideraciones son fundamentales en un sistema de multicapas, y cada una de ellas presentan un comportamiento diferente debido a su módulo de elasticidad.

Las cargas colocadas sobre la superficie del pavimento producen dos esfuerzos que son críticos para el desarrollo del diseño, un esfuerzo horizontal de tensión en la parte baja de la capa de superficie y un esfuerzo de compresión vertical actuando sobre la superficie de la subrasante, y si el esfuerzo de tensión es excesivo, se producirán grietas en la capa de rodadura y si el esfuerzo de compresión es excesivo se producirá una deformación permanente en la estructura del pavimento, debido a la sobrecarga de la subrasante, para poder controlar estas deformaciones solamente puede ser limitado por las propiedades de los materiales.

Figura 52. **Deformación del pavimento debido a los esfuerzos de compresión y tensión**



Fuente: Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología. *Manual completo de diseño de pavimentos*. p. 209.

Como se mencionó anteriormente los materiales se caracterizan por su módulo de elasticidad, llamado modulo dinámico en las mezclas asfálticas,

módulo de resiliencia para materiales granulares sin tratar y los materiales de los suelos.

- Variables en función del tiempo

Se deben de considerar los siguientes términos.

- El período de diseño: es el tiempo total por el que se diseña un pavimento en función de la proyección del tránsito y el tiempo que se lleva para que las condiciones de su entorno se empiecen a deteriorar.
- La vida útil: es el tiempo que transcurre desde su construcción hasta el momento que alcanza el mínimo de servicialidad. El período de diseño puede llegar a ser igual a la vida útil de un pavimento.

Tabla LIII. **Período de diseño en función del tipo de carretera**

Tipo de Carretera	Periodo de diseño
Autopista regional	20 – 40 años
Troncales sub urbanas	15 – 30 años
Troncales rurales	
Colectoras sub urbanas	10 – 20 años
Colectoras rurales	

Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 7-3.

Al considerar los parámetros anteriores, la ampliación de la carretera está dentro de la clasificación de colectoras suburbanas, y se define un período de diseño de 20 años.

- Factor de confiabilidad (R)

El nivel de confianza es uno de los parámetros que AASHTO, ha introducido al diseño de pavimentos, porque establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a sollicitaciones exteriores, y la confiabilidad se refiere a la probabilidad de que el diseño de pavimento se comporte de manera satisfactoria durante toda su vida de proyecto, bajo las cargas a las que estará expuestas y factores del intemperismo.

Tabla LIV. **Valores de confianza (R), de acuerdo con el tipo de carretera**

Tipo de camino	Zonas urbanas	Zonas rurales
Autopistas	85 – 99.9	80 – 99.9
Carreteras de primer orden	80 – 99	75 – 95
Carreteras secundarias	80 – 95	75 – 95
Caminos vecinales	50 – 80	50 – 80

Fuente: Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología. *Manual completo de diseño de pavimentos*. p. 138.

En base a la tabla anterior se toma el criterio de elegir un valor de confianza de 85 %, dentro de la clasificación de una carretera secundaria de zona urbana, por la incertidumbre en su ejecución.

- Desviación normal (Z_R)

La esquematización de la curva real del pavimento y la propuesta por la AASHTO tiene la misma forma, pero no coinciden, por los errores asociados a la ecuación del comportamiento propuesto y a la dispersión de la información

utilizada en el dimensionamiento del pavimento, y la AASHTO realiza un enfoque regresional para ajustar estas dos curvas. De esta manera los errores presentan mediante una desviación estándar S_o , para compatibilizar los dos comportamientos. El factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal Z_R , por la desviación estándar S_o .

Los factores de la desviación normal se definen en la siguiente tabla.

Tabla LV. **Factores de desviación normal por confiabilidad**

Confiabilidad	Z_R	Confiabilidad	Z_R
50	0	92	-1,405
60	-0,253	94	-1,555
70	-0,524	95	-1,645
75	-0,674	96	-1,751
80	-0,841	97	-1,881
85	-1,037	98	-2,054
90	-1,282	99	-2,327

Fuente: Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología. *Manual completo de diseño de pavimentos*. p. 139.

Se debe de considerar un factor de corrección que representa la desviación estándar, de manera reducible y simple, este factor evalúa los datos dispersos que configuran la curva real de comportamiento del pavimento.

El rango de desviación estándar sugerido por la AASHTO se encuentra en los siguientes factores:

$$0,40 < S_o > 0,50 \text{ (} S_o = \text{desviación estándar)}$$

Según el factor de confiabilidad adoptado de 85, se tendrá una desviación normal de -1,037, y para la desviación estándar se utilizará el valor de $S_o = 0,45$. Por lo tanto $Z_R \times S_o$, es un factor que se aplica a la estimación del tránsito de la carretera.

- Índice de servicialidad

Indica el grado de confort que tiene la superficie de un pavimento para que pueda presentar un adecuado desplazamiento natural y normal del vehículo. Es un valor de apreciación del deterioro o confort de la superficie de rodadura. Inicialmente este valor se cuantifico por la evaluación de los usuarios adaptando valores para un pavimento en perfecto estado, un índice de servicialidad inicial que depende de las condiciones del tráfico y la calidad de su construcción con un valor de 5, para un pavimento en franco deterioro con un índice de servicialidad que dependen de la categoría, y del criterio del proyectista teniendo un valor de pésimas condiciones con un valor de 0.

A la diferencia entre el índice de servicialidad inicial y final se le conoce como: pérdida de servicialidad.

Según el Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimentos recomendando los siguientes valores (capítulo 3, página 4), (basado en la norma AASHTO).

Índice de serviciabilidad inicial:

$P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles

Índice de serviciabilidad final:

Pt = 2,5 o más para caminos muy importantes

Pt = 2,0 para caminos de tránsito menor

$$\Delta \text{PSI} = P_o - P_t$$

Donde:

ΔPSI = pérdida de servicialidad.

P_o = índice de servicialidad inicial (Para pavimento flexible se tomará el valor de 4).

P_t = índice de servicialidad final (se tomará un valor de 2 para caminos de tránsito menor).

$$\Delta \text{PSI} = 4 - 2 = 2$$

- Módulo resiliente

Es una medida de la propiedad elástica del suelo, tomando en cuenta ciertas características no lineales de su comportamiento, el módulo resiliente puede ser utilizado directamente para el diseño de pavimento flexible, pero debe ser convertido a un valor de reacción de la subrasante denominado valor "K", para pavimentos rígidos.

Para ser práctico el cálculo, se tiene factores que pueden ser utilizados para estimar el módulo de resiliencia (M_r) con el CBR, el valor de R y las propiedades de los ensayos de índice de suelos. Se han dado correlaciones para encontrar el valor del módulo de resiliencia (M_r) con la siguiente expresión:

$$M_R(\text{psi}) = 1\,500 * \text{CBR}$$

Este valor es desarrollado cuando el CBR < 10 y el valor de 1 500 es tomado del rango de 750 y 3 000, y el tipo de suelo es de graduación fina, pero según los resultados del estudio de suelos el valor de CBR es 21, entonces se procederá a calcular los valores de módulo de resiliencia en función de la siguiente tabla

Tabla LVI. **Módulo resiliente según tipo de capa y CBR**

Capa	CBR (%)		$M_R (kg/cm^2)$
	\geq	\leq	
Base granular	60	80	$-0,147(CBR)^2 + 29,90(CBR) + 592$
Sub base granular	20	40	$-0,152(CBR)^2 + 22,44(CBR) + 512$
Sub rasante	2	30	$115,247(CBR)^{0,595}$

Fuente: SERVIU METROPOLITANO. *Diseño de pavimentos*. p. 10.

Para determinar el valor del módulo de resiliencia de cada una de las capas, se utilizarán las ecuaciones de la tabla anterior que relacionado el CBR, considerando los siguientes valores, CBR 21 para la subrasante según estudio de suelos, CBR 40 mínimo para subbase y CBR de 70 para base, según Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes.

$$\text{Subrasante } M_R \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 115,247 (21^{0,595}) = 705,26 \approx 10\,032,89 \text{ psi}$$

$$\begin{aligned} \text{Subbase } M_R \left(\frac{kg}{cm^2} \right) &= -0,152 * (40)^2 + 22,44 * (40) + 512 = 1\,166,4 \\ &\approx 16\,592,95 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Base } M_R \left(\frac{kg}{cm^2} \right) &= -0,147 * (70)^2 + 29,90 * (70) + 592 = 1\,964,7 \\ &\approx 27\,949,39 \text{ psi} \end{aligned}$$

- Factor de distribución por carril (LC)

Se define por carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ESAL's, entonces para la ampliación de la ruta se cuenta con cuatro carriles dos en cada dirección, y para el carril de diseño se tomará el exterior, porque se asume que los camiones pesados siempre irán sobre este carril y el factor de distribución depende del número de carriles en cada dirección, en la siguiente tabla se mostrará los valores utilizados por la AASHTO.

Tabla LVII. **Factor de distribución por carril**

No. carriles en cada dirección	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño (F_c)
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 ó más	50 – 75

Fuente: Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología. *Manual completo de diseño de pavimentos*. p. 4-133.

El factor de distribución por carril se asumirá de 90 %.

- Factor de distribución por dirección (LD)

Es el factor que relaciona el total del flujo vehicular, para este caso se tomará con un valor de 50 %, porque los vehículos irán con la misma magnitud, pero en direcciones opuestas. Lo sobresaliente de este factor es la diferencia del

peso de los vehículos que van en una y otra dirección cuando se encuentren fábricas muy cercanas.

Tabla LVIII. **Factor de distribución por dirección**

Número de carriles en ambas direcciones	LD ¹⁰
2	50
4	45
6 o más	40

Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 29.

- Factor de crecimiento

Para el diseño de la ampliación se debe de tomar en cuenta la cantidad de vehículos que circula actualmente pero también, se deberá proyectar la cantidad que llegará a soportar, cuando se incremente el flujo durante su período de diseño. La AASHTO recomienda calcular el factor de crecimiento del tráfico para todo el período de diseño mediante la siguiente expresión.

$$F_c = \frac{(1 + r)^P - 1}{r}$$

Donde:

P = período de diseño en años

r = tasa de crecimiento anual en porcentaje

$$F_c = \frac{(1 + 0,05)^{20} - 1}{0,05} = 33,06$$

El período de diseño se fijó en 20 años, y razón de cambio se toma el criterio de usar un 5 % de crecimiento anual, y se obtiene un factor de crecimiento de 33,06.

- Tránsito

Los pavimentos se diseñan en función del daño que producirá el paso de un eje con una carga y para que sea capaz de resistir un determinado número de cargas aplicadas durante la su vida útil.

- Volumen de tránsito

Es la cantidad de vehículos que transitan sobre un punto determinado. Para determinar estos valores se debe realizar aforos vehiculares para conocer el flujo real de los vehículos. Para el estudio del volumen de tránsito es necesario conocer dos datos importantes, el tránsito medio diario general y el tránsito medio diario de camiones.

- Ejes equivalentes

Las diferentes cargas sobre el pavimento, los diferentes espesores, los diferentes materiales de cada capa, producen a su vez diferentes tensiones, deformaciones, y las fallas tendrán que ser distintas.

El tránsito mixto está compuesto de vehículos con diferentes pesos y numero de ejes y para poder realizar los cálculos correspondientes es necesario transformar la carga a un número de ejes equivalentes, denominado como *ESAL* (*Equivalent simple axial load*). Esta carga uniformizada según AASHO es de

80 KN o 18 *Kips* y la conversión se realiza a través de los Factores Equivalentes de Carga *LEF (Load Equivalent Factor)*.

El proceso de convertir el tránsito mixto en un número de ESAL's de 80 KN, fue desarrollado por la Road Test de AASHO, experimentando sobre pavimentos, con diferentes cargas y diferentes números de ejes, analizando el daño producido.

- Vehículo de diseño

Para poder determinar el tipo de vehículo de diseño, se deben de considerar los aspectos geométricos y estructurales del pavimento, para efectos de cálculos se tomarán vehículos livianos, bus colectivo y pesados, para determinar los valores de cargas correspondientes. Dentro de la clasificación de los vehículos livianos se tiene los *pickups*, camionetas agrícolas, automóviles compactos y subcompactos. Para la categoría de vehículos pesados se tomará como referencia T3 S3.

- Factores Equivalentes de Carga (LEF)

Es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de servicialidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 *kips*. Los factores de equivalente de cargas están tabulados en función de cuatro parámetros: Tipo de eje (simple, tándem, tridem), índice de servicialidad final (Pt = 2, 2.5 y 3), carga por cada eje y número estructural del pavimento.

$$LEF = \frac{\text{No. de ESAL's de 80 KN que produce una pérdida de servicialidad}}{\text{No. de ejes de 80 KN que produce la misma pérdida de servicialidad}}$$

Estos datos se utilizan para determinar el valor de factor camión.

- Factor camión, Fc

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos de deterioro que produce un vehículo en particular, hay que sumar los daños producidos por cada eje del vehículo. El eje delantero tiene poca influencia en el daño del pavimento, su participación varía de 0,13 a 2,1 %, pero en el diseño si se tomará en cuenta.

$$\text{Factor camión (Fc)} = \frac{\text{No. ESAL's}}{\text{No. de camiones}}$$

Se debe conocer el peso de los camiones y se toma de referencia el Acuerdo Gubernativo 379-2010, con el título Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores y sus combinaciones.

Artículo 5°. Pesos y dimensiones:

- Se permite la circulación de vehículos o combinaciones de vehículos cuyo peso por eje no exceda los límites que a continuación se indican.

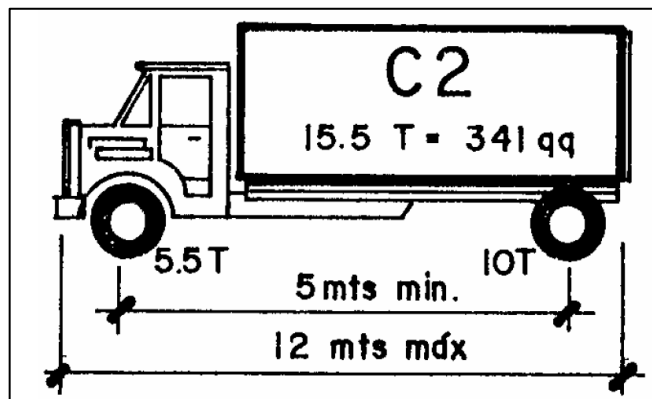
Tabla LIX. **Peso de vehículos Tipo C2 y C3**

Vehículos tipo C2 y C3		Otros vehículos
Eje simple	5,500 kg	5,000 kg
Eje simple rueda doble	10,000 kg	9,000 kg
Eje doble (tándem) tipo A	16,500 kg	16,000 kg
Eje doble (tándem) tipo B	12,00 kg	12,000 kg
Eje triple (tridem) tipo A		20,000 kg
Eje triple (tridem) tipo B		17,000 kg

Fuente: CIV. Acuerdo gubernativo 379-2010. Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores y sus combinaciones. p. 5.

Para el tipo de automóvil liviano de carga simple con un peso de 4 kips utilizar un valor de F_c de 0,002. Se procede a realizar el cálculo de Factor camión para cada tipo de vehículo, en general se tomará un valor de servicialidad final de $P_t = 2$ y se asumirá un valor estructural $SN = 4$.

Figura 53. Tipo de camión C2



Fuente: CIV. Acuerdo gubernativo 379-2010. Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores y sus combinaciones. p. 16.

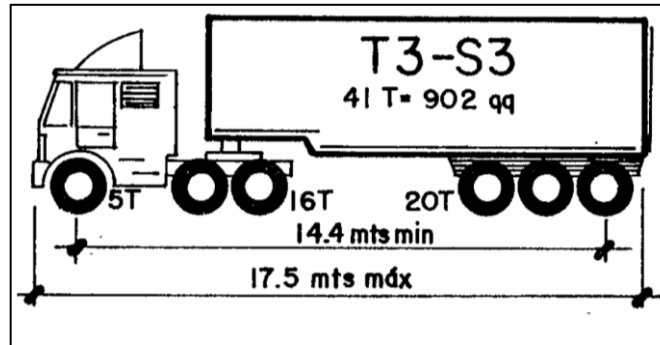
Tabla LX. **Factor equivalente de carga, eje simple, Pt=2, SN= 4**

Carga p/eje (kips) ⁶	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
8	0.03	0.035	0.036	0.033	0.031	0.029
10	0.075	0.085	0.090	0.085	0.079	0.076
12	0.165	0.177	0.189	0.183	0.174	0.168
14	0.325	0.338	0.354	0.350	0.338	0.331
16	0.589	0.598	0.613	0.612	0.603	0.596
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	113.	108.	97.	86.	81.	82.

Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento.* p. 6.

Realizando la conversión de 5,5 ton \approx 12 kips y 10 ton \approx 22 kips, se encuentra los valores de $F_c = 0,183$ y $2,31$ respectivamente, obteniendo la sumatoria final de $F_c = 2,493$.

Figura 54. Tipo de camión T3S3



Fuente: CIV. Acuerdo gubernativo 379-2010. Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores y sus combinaciones. p. 16.

Para las cargas se realiza la conversión 5 T \approx 11 kips, 16 T \approx 35,3 kips, 20 T \approx 44 kips, luego se buscan los valores de Fc en la siguiente tabla.

Tabla LXI. Factor equivalente de carga, eje tridem, Pt = 2, SN= 4

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
8	0.0009	0.0010	0.0009	0.0008	0.0007	0.0007
10	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
12	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003
14	0.006	0.007	0.007	0.006	0.006	0.005
16	0.010	0.012	0.012	0.010	0.009	0.009
18	0.016	0.019	0.019	0.017	0.015	0.015
20	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
22	0.034	0.042	0.042	0.038	0.035	0.034
24	0.049	0.058	0.060	0.055	0.051	0.048
26	0.068	0.080	0.083	0.077	0.071	0.068
28	0.093	0.107	0.113	0.105	0.098	0.094
30	0.125	0.140	0.149	0.140	0.131	0.128
32	0.164	0.182	0.194	0.184	0.173	0.167
34	0.213	0.233	0.248	0.238	0.225	0.217
36	0.273	0.294	0.313	0.303	0.288	0.279
38	0.346	0.368	0.390	0.381	0.364	0.353

Continuación de la tabla LXI.

40	0.434	0.456	0.481	0.473	0.454	0.443
42	0.538	0.560	0.587	0.580	0.561	0.548
44	0.662	0.682	0.710	0.705	0.686	0.673
46	0.807	0.825	0.852	0.849	0.831	0.818
48	0.976	0.992	1.015	1.014	0.999	0.987
50	1.17	1.18	1.20	1.20	1.19	1.18
52	1.40	1.40	1.42	1.42	1.41	1.40
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.95	1.93	1.93	1.94	1.94
58	2.29	2.27	2.24	2.23	2.25	2.27
60	2.67	2.64	2.59	2.57	2.60	2.63
62	3.10	3.05	2.98	2.95	2.99	3.04
64	3.59	3.53	3.41	3.37	3.42	3.49
66	4.13	4.05	3.89	3.83	3.90	3.99
68	4.73	4.63	4.43	4.34	4.42	4.54
70	5.40	5.28	5.03	4.90	5.00	5.15
72	6.15	6.00	5.68	5.52	5.63	5.82
74	6.97	6.79	6.41	6.20	6.33	6.56
76	7.88	7.67	7.21	6.94	7.08	7.36
78	8.88	8.63	8.09	7.75	7.90	8.23
80	9.98	9.69	9.05	8.63	8.79	9.18
82	11.2	10.8	10.1	9.6	9.8	10.2
84	12.5	12.1	11.2	10.6	10.8	11.3
86	13.9	13.5	12.5	11.8	11.9	12.5
88	15.5	15.0	13.8	13.0	13.2	13.8
90	17.2	16.6	15.3	14.3	14.5	15.2

Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 8.

Interpolando los valores de carga *kips*= 11, 35,3, 44, en la tabla anterior se obtienen los valores de $F_c = 0,0025, 0,28, 0,75$ respectivamente obteniendo el valor final de $F_c = 1,03$.

Resumen:

$$C2 = F_c = 2,493$$

$$T3S3 = F_c = 1,03$$

- Estimación de ESAL's

El ESAL's es un eje estándar compuesto por eje sencillo de dos ruedas en los extremos, el ESAL's pesa 18 000 lb, 0 8.2 t o 80 KN, considerando que ejerce un efecto dañino sobre el pavimento con un valor 1.

Tabla LXII. **Tipos de vehículo**

Tipo de vehículo	Cantidad	Porcentaje
Liviano	7 025	85 %
Buses	744	9 %
Pesado	496	6 %
Total	8 265	100 %

Fuente: elaboración propia.

Resumen:

Un TPDS de 8 265 vehículos.

Factor de distribución de dirección 0,50

Factor de distribución por carril 0,90

Tasa de crecimiento de 5 %, con un factor de crecimiento de 33,06

Período de diseño 20 años

Tabla LXIII. **Cálculo de ESAL**

Tipo de vehículo	TPDA	Factor de crecimiento	Tránsito de diseño por año	Factor de camión (FC)	ESAL'S de diseño
Liviano	7025	33,07	847 95 613,75	0,002	169 591,23
Bus o camión	744	33,07	8 980 489,20	2,493	22 388 359,58
Pesado	496	33,07	5 986 992,80	1,03	6 166 602,58
ESAL 'S de diseño					28 724 553,39

Fuente: elaboración propia.

Conociendo los valores se procede a calcular

$$ESAL's (W_{18}) = Fdd * Fdc * W_{18}$$

Donde

Fdd = factor distribución de dirección.

Fdc = factor de distribución por carril.

W₁₈ = tráfico total calculado en ambas direcciones para el período de diseño.

$$ESAL's (W_{18}) = 28\,724\,533,39 * 0,50 * 0,90 = 12\,926\,049,03$$

Determinación de Numero Estructural (SN):

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_o + 9,36 \log_{10}(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1\,094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \log_{10}(Mr) - 8,07$$

Donde:

SN = número estructural.

ZR = desviación normal (está en función de la confiabilidad R de diseño con un valor R = 85 % y ZR = -1,037).

So = error o desviación estándar, por efecto del tráfico y comportamiento (según AASHTO $0,40 < So > 0,50$, se utilizará $So = 0,45$).

Δ PSI = variación del índice de servicialidad (pérdida de servicialidad = 2).

MR = módulo resiliente de la subrasante (10 032,89 PSI).

(W18) = tráfico total calculo en ambas direcciones (12 926 049,03).

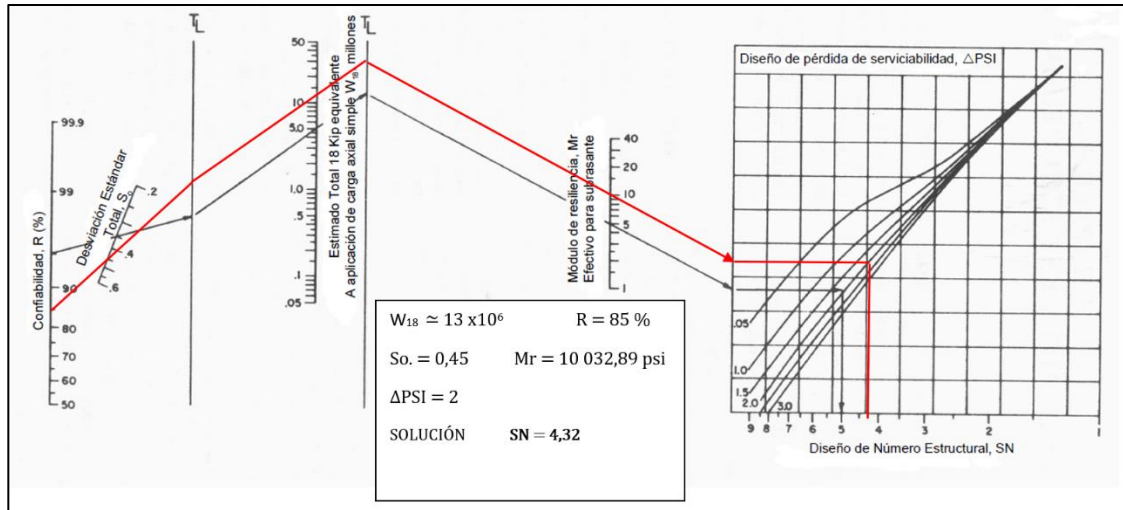
$$\log_{10}(12\,926\,049,03) = (-1,037) * 0,45 + 9,36 \log_{10}(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{2}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1\,094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \log_{10}(10\,032,89) - 8,07$$

$$SN = 4,32$$

Para poder corroborar el dato del número estructural se utiliza un monograma trazando líneas con los datos conocido y así obtener el número estructural y realizar la comparación.

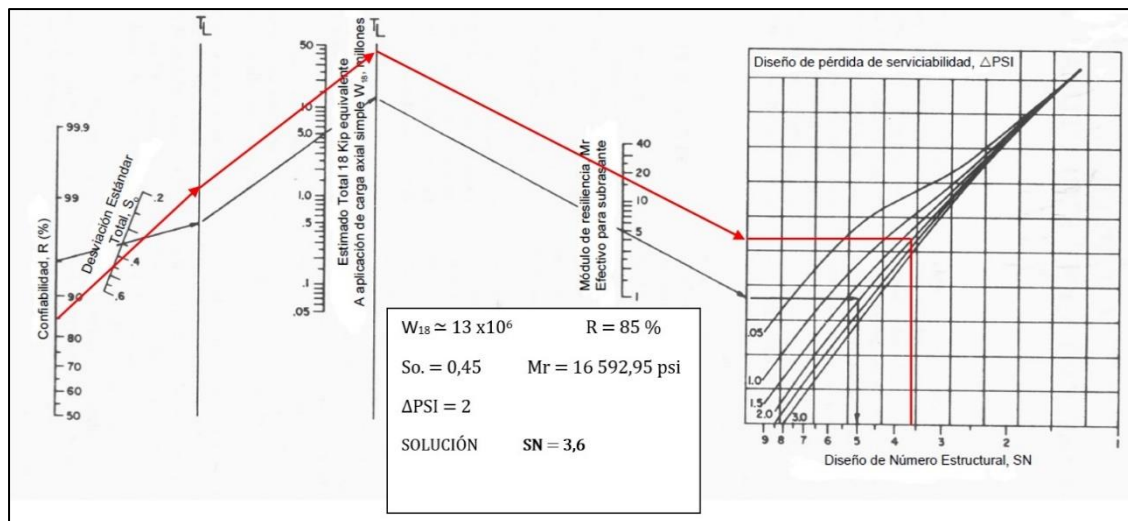
El procedimiento se realiza de izquierda a derecha, comenzando en la columna de confiabilidad R, se ubica el dato de 85 %, luego se traza una línea que pase por la desviación estándar con un valor de 0,45 hasta llegar a TL, enseguida se traza nuevamente una línea que debe pasar por la columna de la estimación total de $W_{18} = 12\,926\,049,03$, se continua proyectando esta línea hasta llegar a la columna de TL, después se visualiza el valor de módulo resiliente en este caso de $Mr = 10\,032,89$ psi y se proyecta esa línea hasta llegar con el inicio de la cuadrícula que contiene la gráfica de pérdida de servicialidad, al interceptar la primera línea vertical, se traza una línea horizontal hasta lograr interceptar con la gráfica con pérdida de servicialidad de Δ PSI = 2, para luego hacer una línea vertical que finaliza para un numero estructural de SN = 4.

Figura 55. **Monograma para obtener el número estructural de la subrasante (SN)**



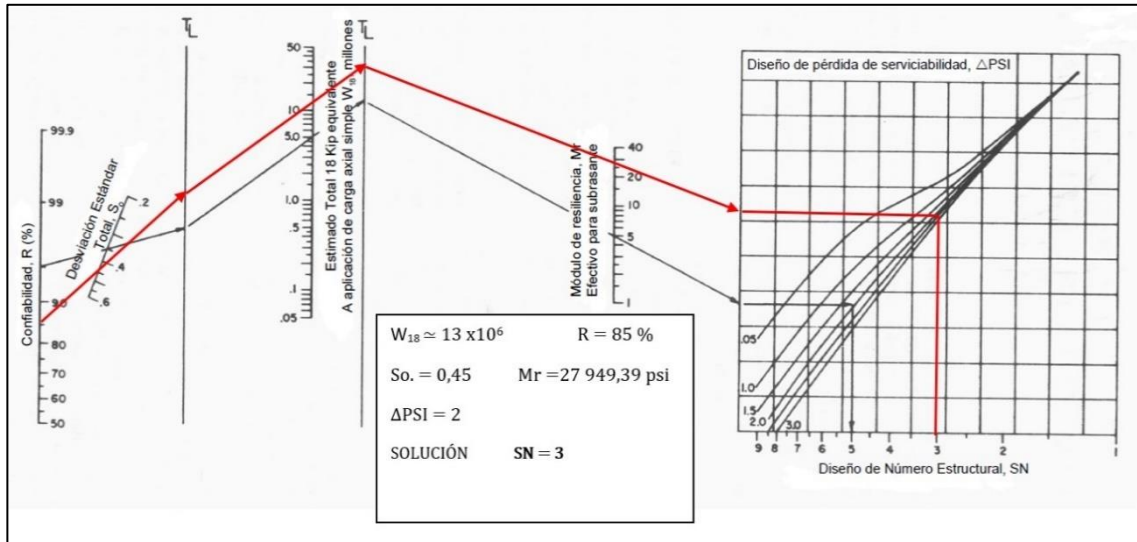
Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento.* p. 6.

Figura 56. **Determinación de número estructural para subbase (SN)**



Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento.* p. 6.

Figura 57. **Determinación del número estructural para base (SN)**



Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 6.

- **Determinación de espesores de capas**

El espesor de un pavimento flexible está conformado por un sistema de capas y cada una de ellas debe dimensionarse considerando las características de cada una.

Obtenido el número estructural SN, para sección del pavimento, se requiere determinar una sección multicapa, que en conjunto pueda ser capaz de proveer una suficiente capacidad de soporte, equivalente al número estructural de diseño.

Se utiliza la siguiente expresión para determinar el espesor de la capa de rodadura, base y subbase respectivamente.

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Donde:

SN= número estructural

a1, a2 y a3, coeficientes estructurales de la capa de rodadura, base y subbase respectivamente.

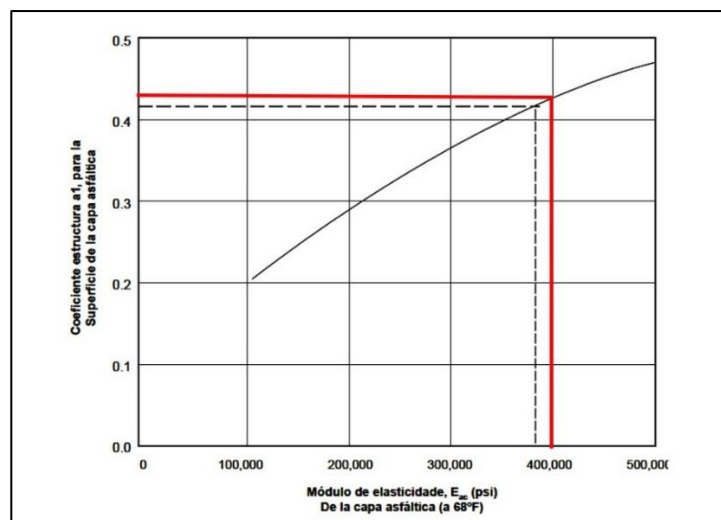
D1, D2 y D3, espesor de la carpeta de rodadura, base y subbase respectivamente en pulgadas.

m2 y m3, coeficiente de drenaje para la capa de base y subbase respectivamente.

- Coeficiente de capa

El coeficiente de capa para la carpeta de rodadura está relacionado con su módulo de elasticidad a 68 °F, tomando 400 000 psi, y da un valor $a_i = 0,42$ obtenido de la siguiente gráfica.

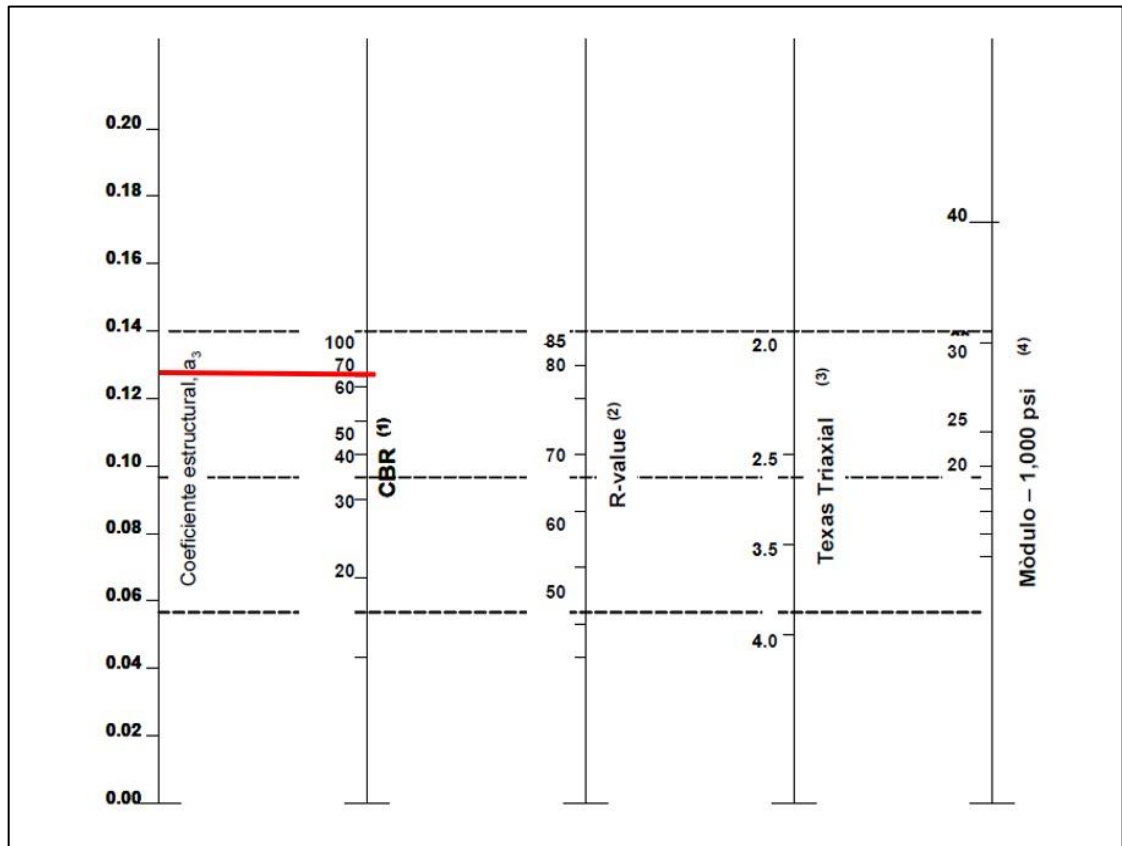
Figura 58. **Coeficiente estructural a partir del módulo elástico de concreto asfáltico**



Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 13.

Se utilizará un base granular con un CBR de 70 % como mínimo como lo especifica las Especificaciones Generales para la construcción de carreteras y puentes y con la gráfica siguiente de obtiene el valor de $a_2 = 0,127$.

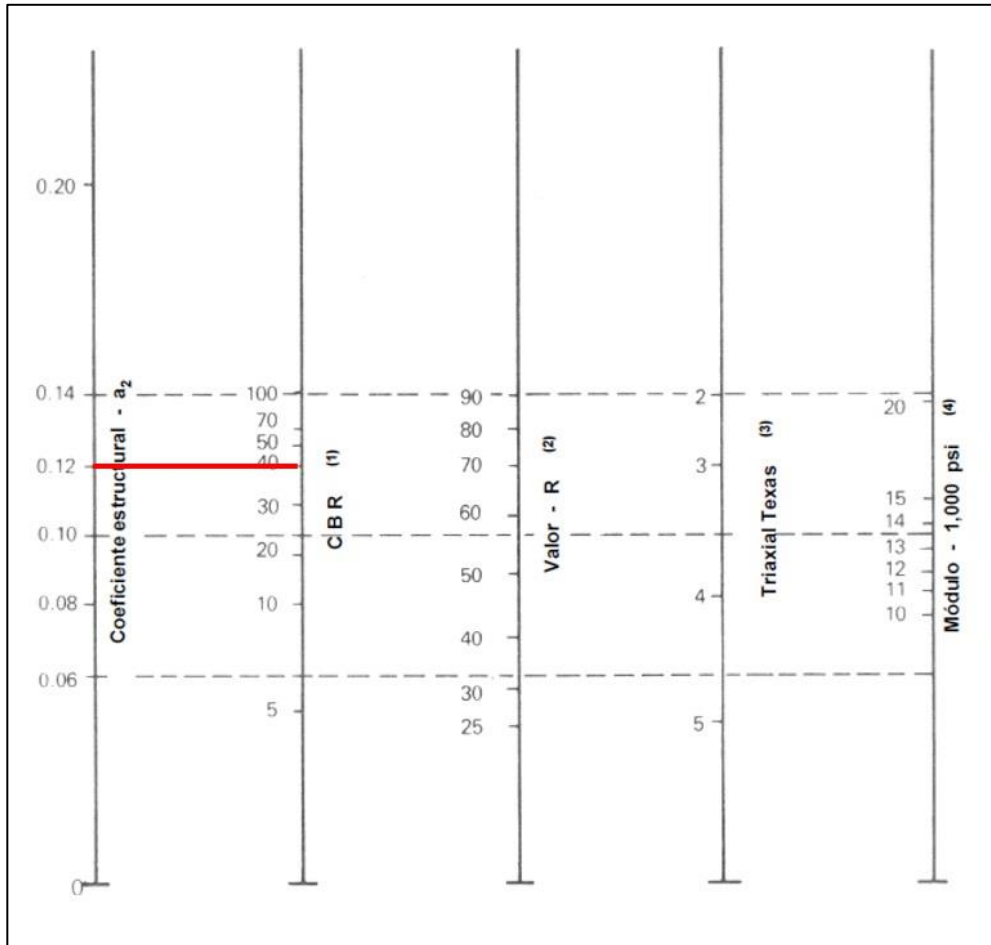
Figura 59. **Coefficiente estructural para capa base**



Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 15.

Para la subbase granular se utilizará un CBR 40 % como mínimo según las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes, para obtener de la gráfica un valor de $a_3 = 0,12$

Figura 60. **Coefficiente estructural para la capa de subbase**



Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 17.

- **Drenaje**

La humedad es un factor muy importante que se debe de tomar en cuenta en el diseño de pavimentos, porque cada capa trabajará de manera diferente, debido a su composición y propiedades mecánicas, el exceso de humedad y el incremento de carga vehicular ocasionan el deterioro de la estructura.

- Coeficiente de drenaje

La subbase y base según el método AASHTO, asume que la resistencia de las capas del pavimento permanece resistente constantemente a lo largo de su vida útil, y estos deben poseer un drenaje adecuado. El valor de coeficiente de drenajes para valores mayores que la unidad indica que los espesores de las diferentes capas pueden ser menores, pero un valor menor a la unidad obligará a considerar espesores mayores para las capas del pavimento, pero tampoco un mayor espesor en la capa no garantiza un buen drenaje.

AASHTO recomienda que el drenaje debe diseñarse para evacuar el agua en menos de dos horas, posteriores a la finalización de la lluvia, un sistema de drenaje debe ser capaz de aumentar la capacidad drenante desde el material aguas arriba como el de aguas abajo.

Como se mencionó anteriormente se tomará una excelente calidad de drenaje de 2 horas con un 50 % de saturación, para la base, referido a la siguiente tabla.

Tabla LXIV. **Tiempo de drenaje para capas granulares**

Calidad del Drenaje	50% saturación	85% saturación
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	de 10 a 15 horas
Muy pobre	El agua no drena	mayor de 15 horas

Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 4.

En la siguiente tabla, se procederá a tomar el valor de coeficiente de drenaje en base a la calidad del drenaje elegido anteriormente.

Tabla LXV. **Coefficiente de drenaje para pavimento flexible**

Calidad del drenaje	P = % del tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1% - 5%	5% - 25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 4.

El coeficiente de drenaje para la capa base tomará un valor de 1,20 correspondiente a un valor de P = porcentaje de tiempo de exposición cercano a la saturación mayor a 25 %, siendo $m_2 = 1,20$ con una calidad de drenaje excelente.

Para la capa de subbase se tomará una calidad de drenaje bueno, con un 50 % de saturación y fluyendo durante el transcurso de un día, y un valor P = porcentaje de tiempo de exposición cercano a la saturación mayor a 25 %, siendo $m_3 = 1$.

Tabla LXVI. **Resumen de valores para encontrar espesor de capas**

Material	ME (PSI)	Mr (PSI)	SN		a i		m i
Capa asfáltica	400 000		3	a1	0,42	m1	--
Base	--	27 938,03	3,6	a2	0,127	m2	1,2
Subbase	--	16 586,21	4,32	a3	0,12	m3	1
Subrasante	--	10 028,82	--	--	--	--	--

Fuente: elaboración propia.

Espesor de capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{3}{0,42} = 7,14 \approx 3,93''$$

Para minimizar el costo del proyecto se decide bajar $D_1 = 7,14''$ a $3,93''$ dejando que las capas de base y subbase resistan los esfuerzos ya que estos son más baratos en comparación del asfalto.

Ahora se debe de ajustar el nuevo valor de SN_1^* :

$$SN_1^* = a_1 D_1 = 0,42 * 3,93 = 1,65$$

Espesor de la capa base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{3,6 - 1,65}{0,127 * 1,2} = 12,80'' \approx 8''$$

Ajustar SN_2^* :

$$SN_2^* = a_2 m_2 (D_2^*) = 0,127 * 1,2 * 8'' = 1,22$$

Espesor de la capa de subbase:

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{4,31 - (1,65 + 1,22)}{0,12 * 1} = 12,08 \approx 12,2''$$

Ajustar SN_3^* :

$$SN_3^* = a_3 m_3 (D_3^*) = 0,12 * 1 * 12,2'' = 1,46$$

$$SN_1 * + SN_2 * + SN_3 * = 1,65 + 1,22 + 1,46 = 4,33 \geq 4,32 \text{ cumple}$$

Carpa asfáltica = 3,93" \approx 10 cm

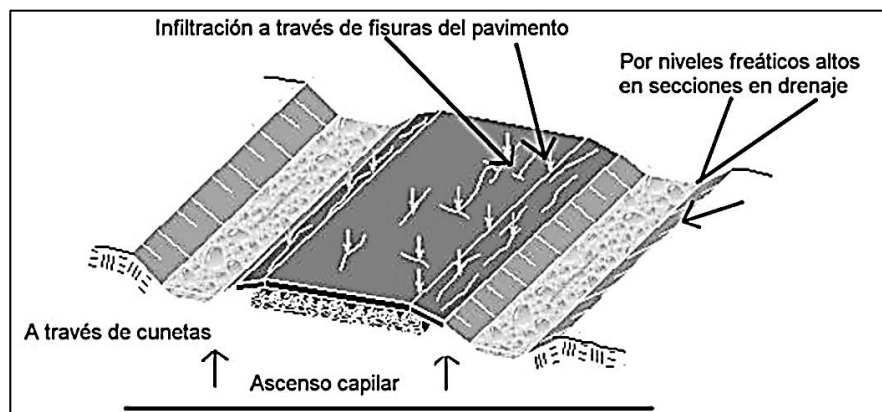
Base granular = 8" \approx 20,50 cm

Subbase = 12.2" \approx 31 cm

2.2.11. Drenajes

Un sistema de drenaje es un conjunto de dispositivos diseñados para la recepción, canalización y evacuación del agua superficial producida por las lluvias y que pueda afectar directamente las características funcionales de los elementos integrantes de la carreta.

Figura 61. Fallas inducidas por humedad



Fuente: SIECA. *Manual Centroamericano para el diseño de pavimento*. p. 120.

Para garantizar la vida útil de una carretera es necesario realizar un evacuación rápida de las aguas superficiales provocadas por las lluvias, para evitar que existan filtraciones a las capas de soporte del pavimento, ni tampoco

comprometer las condiciones de transitabilidad, esto se logra con el porcentaje de bombeo que posee la sección transversal de la carretera, en este caso se usará 2 %, logrando una evacuación rápida a las cunetas, luego estas cunetas realizan una evacuación longitudinal apoyados por las obras de drenajes, hacia lugares idóneos. Las dimensiones de los elementos de drenaje estarán en función del estudio hidráulico.

2.2.11.1. Consideraciones hidráulicas

Dentro de las condiciones hidráulicas se deben de considerar los mismos factores de un sistema pluvial, teniendo en cuenta que las cunetas trabajan como sistemas abiertos, poseen el mismo objetivo, evacuar el agua de lluvia, dentro de los cuales es importante considerar, el área de influencia, intensidad de lluvia, tiempo de concentración, coeficiente de rugosidad del material a utilizarse, en este caso concreto normal, su caudal de diseño determinado por el método racional, para poder determinar las dimensiones de los elementos de obras de drenaje para una carretera.

2.2.11.2. Drenajes longitudinales

Canalizan las aguas de lluvias caídas sobre la corona y taludes de cortes y se encuentran de forma paralela a la calzada, su función es transportar el agua de lluvia a sus cauces naturales. Para ello se utilizan las cunetas, contracunetas, bajadas, colectores y tragantes.

Para determinar el caudal crítico se utilizará el método racional, y luego se relacionará con las dimensiones propuestas para determinar si son confiables para drenar el agua. En primer lugar, es necesario delimitar el área de influencia que tributará hacia la cuneta, luego se debe conocer el tiempo de concentración

que indica el tiempo en que la gota más lejana llega a un determinado punto, enseguida se determina la intensidad de lluvia, teniendo estos valores se encuentra el caudal, ahora se utilizará las ecuaciones de eficiencia máxima para una cuneta trapezoidal.

Se utilizará el tramo 4, como ejemplo para determinar las dimensiones de la cuneta trapezoidal, lado izquierdo en el sentido del eje de caminamiento.

- Tiempo de concentración

$$t_c = \frac{3L^{1,15}}{154 H^{0,38}}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = desnivel de dicho cauce (m)

$$t_c = \frac{3(581)^{1,15}}{154 (22,42)^{0,38}} = 9,02 \text{ minutos}$$

- Intensidad de lluvia

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

Donde:

I = intensidad de lluvia (mm/h)

a= 720, b= 2, n = 0,637, utilizar según la región de estudio, datos de la tabla I parámetros ajustables intensidad de lluvia, para la estación meteorológica del INSIVUMEH.

tc = tiempo de concentración (min).

Intensidad de lluvia para un período de retorno de 20 años.

$$I = \frac{720}{(2 + 17,45)^{0,637}} = 156,13 \text{ mm/h}$$

- Coeficiente de escorrentía, para asfalto C = 0,84; Concreto C= 0,86; área verde C = 0,41; banqueta c = 0,86.

Tabla LXVII. **Coeficientes de escorrentía para ser usado en el método racional**

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0,73	0,7	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Concreto/techo	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2 % pobre	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Promedio, 2-7 % pobre	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente, superior a 7 % pobre	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2 % promedio	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7 % promedio	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7 % promedio	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Condición buena (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							

Continuación de la tabla LXVII.

Plano, 0-2 % buena	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Promedio, 2-7 % buena	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente, superior a 7 % buena	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Áreas no desarrolladas							
Áreas de cultivo							
Plano, 0-2 % cultivo	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Promedio, 2-7 % cultivo	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Pendiente, superior a 7 % cultivo	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales							
Plano, 0-2 % pastizales	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7 % pastizales	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7 % pastizales	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Bosques							
Plano, 0-2 % bosque	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Promedio, 2-7 % bosque	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Pendiente, superior a 7 % bosque	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Fuente: CHOW, Nen Te. *Hidrología aplicada*. p. 511.

$$C = \frac{0,84 * 4067 + 0,86 * 871,5 + 0,41 * 2870,5 + 0,86 * 3124}{11482} = 0,77$$

Teniendo todos los valores se procede a calcular el caudal máximo

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

Donde:

Q= caudal (m³/s)

C= coeficiente de escorrentía

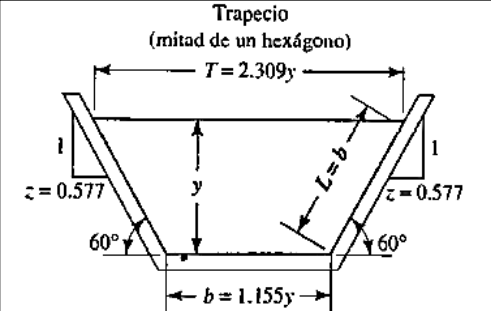
I= intensidad de lluvia (mm/h)

A=área tributaria de la cuenca (Ha)

$$Q = \frac{0,77 * (156,13) (1,14)}{360} = 0,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

El tipo de cuneta a utilizar es de forma trapezoidal teniendo en cuenta su máxima eficiencia.

Figura 62. Cuneta de máxima eficiencia

Sección	Área A	Perímetro mojado PM	Radio hidráulico R
	$1.73y^2$	$3.46y$	$y/2$

Fuente: MOTT, Robertt. *Mecánica de fluidos*. p. 42.

$$Q = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * So^{\frac{1}{2}}$$

Ecuaciones para cuneta trapezoidal máxima eficiencia, usar coeficiente rugosidad del concreto; $n = 0,014$

$$A = 1,73y^2; \quad Rh = \frac{y}{2}$$

$$Q = \frac{1}{n} * 1,73y^2 * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * So^{\frac{1}{2}}$$

$$0,38 = \frac{1}{0,014} * 1,73y^2 * \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{2}{3}} * 0,0386^{\frac{1}{2}}$$

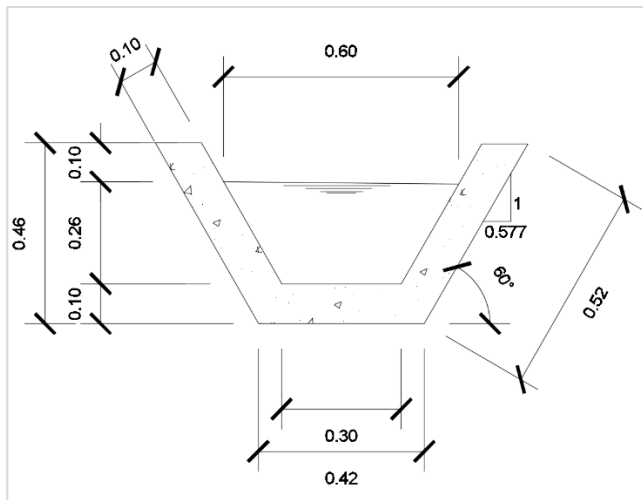
$$0,38 = 15,29y^{\frac{8}{3}}; \quad y = 0,24 \approx 0,25 \text{ m}$$

Se procede a calcular las dimensiones de interés.

$$T = 2,309y ; 2,309 * 0,25 = 0,58 \approx 0,60$$

$$B = 1,155y ; 1,155 * 0,25 = 0,29 \approx 0,3 \text{ m}$$

Figura 63. **Cuneta sección trapezoidal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2014.

Para evacuar el agua de las cunetas se buscarán los desfogues necesarios sin comprometer el terreno de los alrededores. Se realizó el cálculo para encontrar el tirante en cada tramo y coincidieron con la sección anterior quedando establecido sus dimensiones para todo el tramo carretero, a continuación, se hace un resumen detallado de las dimensiones propuestas.

Tabla LXVIII. Dimensiones de cuneta longitudinal

Tramo	Lado izquierdo								Coeficiente escorrentia				Total	C ponderado	Q (m ³ /s)									
									Área (m ²)	Est. Inicial	Est. Final	Longitud (m)				Cota Inicial	Cota final	Δ Altura (m)	tc (min)	I (mm/h)	Asfalto	Concreto (cuneta)	Vegetación	Banqueta (concreto)
																					0,86	0,88	0,46	0,88
1	14944	0+000	1+040	1040	1455	1432	23,00	17,45	108,72	7280	1560	3736	2368	14944	0,74	0,33								
2	6253	1+040	1+430	390	1432	1431	1,00	18,59	104,84	2730	585	1563,3	1374,75	6253	0,74	0,13								
3	8293	1+430	2+039	609	1431	1423,1	7,90	14,15	122,38	4263	913,5	2073,3	1043,25	8293	0,74	0,21								
4	11482	2+059	2+640	581	1423,1	1445,5	22,42	9,02	156,13	4067	871,5	2870,5	3673	11482	0,74	0,37								
5	28441	2+640	3+350	710	1445,5	1472,5	26,98	10,59	143,45	4970	1065	1422,1	20983,95	28441	0,83	0,95								
6	6605	3+350	3+710,2	360,2	1472,5	1495,9	23,37	5,12	206,15	2521,4	540,3	330,25	3213,05	6605	0,83	0,31								

Fuente: elaboración propia.

2.2.11.3. Drenaje transversal

Se utilizan para poder circular el agua pluvial, acumulado por medio de las cunetas, atravesando la carretera, sin obstrucción a su servicialidad, porque se realiza por medio de un sistema de alcantarillado, considerado como una estructura menor pero su costo tiene un gran impacto.

El drenaje transversal debe ser colado transversalmente a cada 200 metros, de separación máxima, pero debido a las condiciones físicas del terreno no se cumple con este parámetro porque no se puede realizar la evacuación en cualquier lugar y se debe de considerar según cantidad de escorrentía cuando sean sobrepasadas se debe de colocar a menor distancia, desfogando en zanjones naturales y en puntos bajos, en zonas donde sean propensas a inundación.

Para poder determinar el diámetro de tubería del drenaje transversal se utiliza el caudal crítico que es la sumatoria del tramo 5 y 6 $Q = 1,09 \text{ m}^3/\text{s}$, porque es el caudal que se acumula en este punto tramo 5 del lado izquierdo y este debe de cruzar al lado derecho para desfogar.

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

Donde:

ϕ = diámetro de tubería

Q = caudal de diseño = 0,88 m³/s

n = rugosidad de la tubería de pvc = 0,010

So = pendiente longitudinal de la tubería = 2 %

$$\phi = \left(\frac{1,09 * 4^{\frac{5}{3}} * 0,01}{0,02^{\frac{1}{2}} * \pi} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,59 \text{ m} \approx 24''$$

El diámetro necesario para evacuar el agua del carril contrario a donde será el desfogue es de 24" pero para garantizar que la tubería no trabaje a sección llena y no comprometer el sistema de drenaje se utilizará un tubo de PVC corrugado diámetro de 30", quedando la relación hidráulica de la siguiente manera.

$$A_{sec. \text{ llena } \phi=24''} = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0,59^2}{4} = 0,27 \text{ m}^2$$

$$A_{sec. \text{ llena } \phi=30''} = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0,762^2}{4} = 0,46 \text{ m}^2$$

La relación hidráulica trabajará a 59 % de la tubería PVC

$\phi = 30''$.

Para completar el sistema de drenaje transversal se colocará una caja receptora donde entrará el agua pluvial, hecha de concreto armado con un espesor de 0,20 cm y acero $\varnothing = \frac{1}{2}$ " @ 0,20 Grado 60 en ambos sentidos. Para el desfogue se colocará un cabezal de concreto armado de espesor de 0,20 cm y acero $\varnothing = \frac{1}{2}$ " @ 0,20 Grado 60 en ambos sentidos, los detalles se encuentran en el plano No. 26 de la ampliación de carretera.

2.2.12. Mantenimiento del camino

Son todas las operaciones que se realizan para poder controlar y mantener adecuadamente la correcta circulación vehicular de la carretera durante todo el año. Dentro de los trabajos a realizarse son bacheo, perfilado, limpieza del derecho de la vía, tuberías y obras de artes, colocación de señalización vertical y horizontal, remarcación de las líneas de vía. Cuando se realizan trabajos donde sea necesario el cese del tránsito se deberá de notificar según las Especificaciones Generales para Carreteras y Puentes, con tres días de anticipación por medios de dos diarios oficiales.

Mantenimiento rutinario o preventivo, se realizan periódicamente y permite mantener una correcta utilidad del camino a lo largo de su diseño dentro de las actividades que engloban son: limpieza de cuentas, alcantarillas, corte de ramas, chapeo de monte, bacheo menor y extracción de pequeños derrumbes. El mantenimiento de emergencia, son actividades que se realizan urgentemente, debido a consecuencia de sucesos de fuerza mayor, como lo son los desastres naturales, y que tiene el propósito de habilitar rápidamente la vía.

2.2.13. Presupuesto

Para todo proyecto es necesario tener presente el costo total que este tendrá, y se puede tener una visión amplia de los costos que son necesarios realizar, permite también el poder minimizar costos de operaciones y optimizar los recursos.

2.2.13.1. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios es un informe detallada de todos los gastos e insumos que son necesarios realizar, y tiene tres categorías bien definidas que son los materiales de construcción, la maquinaria y equipo, mano de obra, conociendo todos estos parámetros es posible tener un control adecuado de los costos de operación y con ello maximizar las ganancias.

2.2.13.2. Resumen de presupuesto

Para todo proyecto de ingeniería civil, es necesario contar con un resumen del presupuesto total de la obra en forma resumida, esto sirve para poder visualizar de inmediato los renglones de trabajo a ejecutar, y el precio que cuesta cada uno de ellos y tener muy presente el precio total de proyecto para tomar las decisiones correspondientes.

Tabla LXIX. Presupuesto ampliación de carretera

AMPLIACIÓN TRAMO CARRETERA Km 21 HACIA EL AMATE BÁRCENAS					
No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Limpieza, chapeo y destronque	1,84	Ha	Q 69 436,96	Q 127 764,00
2	Estudio de suelos (Límites de Atterberg, granulometría, valor soporte del suelo (CBR), Equivalente de arena, ensayo de compactación (Proctor),	1	Global	Q 3 524,85	Q 3 524,85
3	Levantamiento topográfico	3,50	km	Q 4 088,19	Q 14 308,65
4	Remoción de asfalto existente	25970,00	m2	Q 28,76	Q 746 859,01
5	Acarreo de asfalto removido	2597,00	m3	Q 12,10	Q 31 436,49
6	Demolición de cuneta, incluye acarreo de desperdicio	1650	ml	Q 82,28	Q 164 133,45
7	Excavación no clasificada	5046,36	m3	Q 77,57	Q 391 457,47
8	Excavación no clasificada desperdicio	18618,41	m3	Q 60,36	Q 1 123 748,56
9	Acarreo de material de desperdicio	18618,41	m3-km	Q 8,82	Q 164 133,45
10	Reacondicionamiento de la subrasante(e= 0.20 m)	49632,10	m2	Q 10,15	Q 503 745,37
11	Capa de Sub base granular , incluye homogenización, conformación y compactación de capa e = 0.31 m	15385,95	m3	Q 129,13	Q 1 986 796,91
12	Capa de base granular, incluye homogenización, conformación y compactación de capa e = 0.205 m	10174,58	m3	Q 213,83	Q 2 175 639,31
13	Suministro, transporte y aplicación de imprimación	9926,42	gal	Q 46,08	Q 457 360,60
14	Suministro, transporte y aplicación de liga	4963,21	gal	Q 45,05	Q 223 606,98
15	Suministro, transporte y aplicación de mezcla asfáltica en caliente e= 0.10 m	12556,50	Ton m	Q 1 253,61	Q 15 740 991,39
16	Drenaje longitudinal	7220,40	ml	Q 106,48	Q 768 840,80
17	Excavación para drenaje transversal	806,40	m3	Q 36,19	Q 29 183,49
18	Suministro e instalación de tubería PVC corrugada Ø= 30"	72,00	ml	Q 2 033,85	Q 146 437,20
19	Cabezal y caja receptora	28,00	m3	Q 4 561,70	Q 127 727,71
TOTAL PROYECTO					Q 24 927 695,68

Fuente: elaboración propia.

2.2.14. Cronograma de ejecución física y financiera

Un cronograma de ejecución física es un respaldo del tiempo que se llevará cada actividad de trabajo, estos tiempos se proponen en base a experiencias y registro de proyectos terminados y el cronograma financiero permite el conocer la cantidad de flujo de dinero que es necesario obtener para que el proyecto pueda desarrollar con la toda facilidad, así como fue planeado.

Tabla LXX. Cronograma de ejecución física y financiera

AMPLIACIÓN TRAMO CARRETERO Km 21 HACIA EL AMATE BÁRCENAS																			
No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4			
				COSTO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3
1	Limpieza, chapeo y destronque	m2	1,84																
			Q 127 764,00																
2	Estudio de suelos	Global	1,00																
			Q 3 524,85																
3	Levantamiento topográfico	km	3,50																
			Q 14 308,65																
4	Remoción de asfalto existente	m2	25970,00																
			Q 746 859,01																
5	Acarreo de asfalto removido	m3	2597,00																
			Q 31 436,49																
6	Demolición de cuneta, incluye acarreo de desperdicio	m3	18618,41																
			Q 164 133,45																
7	Excavación no clasificada	m3	5046,36																
			Q 391 457,47																
8	Excavación no clasificada desperdicio	m3	18618,41																
			Q 1 123 748,56																
9	Acarreo de material de desperdicio	m3	18618,41																
			Q 164 133,45																
10	Reacondicionamiento de la subrasante(e= 0.20 m)	m2	49632,10																
			Q 503 745,37																
11	Capa de Sub base granular , incluye homogenización, conformación y compactación de capa e = 0.31 m	m3	15385,95																
			Q 1 986 796,91																
12	Capa de base granular, incluye homogenización, conformación y compactación de capa e = 0.205 m	m3	10174,58																
			Q 2 175 639,31																
13	Suministro, transporte y aplicación de imprimación	gal	9926,42																
			Q 457 360,60																
14	Suministro, transporte y aplicación de liga	gal	4963,21																
			Q 223 606,98																
15	Suministro, transporte y aplicación de mezcla asfáltica en caliente e= 0.10 m	Ton m	12556,50																
			Q 15 740 991,39																
16	Drenaje longitudinal	ml	7220,40																
			Q 768 840,80																
17	Excavación para drenaje transversal	m3	806,40																
			Q 29 183,49																
18	Suministro e instalación de tubería PVC corrugada Ø= 30"	ml	72,00																
			Q 146 437,20																
19	Cabezal y caja receptora	m3	28,00																
			Q 127 727,71																

Fuente: elaboración propia.

2.2.15. Evaluación de impacto ambiental

Es un procedimiento jurídico-administrativo que recolecta información para analizar y predecir eventos que se puedan desarrollar en un proyecto y con ello

lograr anticiparse, corregir y prevenir posibles efectos directos e indirectos que la ejecución de una determinada obra o proyecto cause sobre el medio ambiente.

En la Ley de protección y mejoramiento del medio ambiente, en su artículo 8, establece que todo proyecto, obra, industria, o cualquier otra actividad que por sus características puede provocar deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente o puede introducir cambios significativos al paisaje y los recursos culturales del patrimonio de la nación, será necesario antes de su ejecución un estudio de impacto ambiental, realizado por expertos en la materia, y si el funcionario o ente particular obviara estas condiciones será sancionado con una multa de Q 5 000,00 a 100 000,00 y si no cumpliera durante de seis meses después de ser multado se procederá al cese del negocio.

Para cualquier tipo de proyecto de ingeniería civil, es necesario realizar una evaluación de impacto ambiental, porque durante todo el desarrollo del proyecto se tendrá la necesidad de modificar el estado natural del ambiente.

En ampliación de la carretera, el trazo del alineamiento horizontal modificará el paisaje y con ello incluye otros factores como, el ruido producido por la maquinaria, las vibraciones de los equipos, contaminación del aire debido al dióxido de carbono de los equipos, cambio de clima por medio de la deforestación provocando complicaciones para la fauna.

Modificación en la topografía natural cuando se realizan movimientos de tierras, cambio de dirección de aguas pluviales, colocación de material de desperdicio en lugar correcto, la contaminación visual producida por colocación de caseta en lugar inapropiados y para contrarrestar todas estas situaciones se debe de contar con un plan de contingencia que mitigue todos los sucesos desfavorables.

Para lograr la ubicación de un campamento, se debe de tomar en cuenta las siguientes consideraciones según las Especificaciones Generales para Construcción de Carretera y Puentes, evitar cortar árboles, no realizar movimientos de tierras buscar área plana, no ubicarse cerca de una fuente hídrica para no producir contaminación, no colocarse en un área boscosa para no perjudicar la flora y fauna, tomar en cuenta el alrededor para no afectar el paisaje y que no afecta finalmente a las viviendas y comunidades vecinas.

Se deberá realizar una limpieza del derecho de vía al finalizar tramos, retirando completamente todo equipo, material que obstaculice ya se de forma visual o física y se realizarán reparaciones a las entradas de viviendas que fueron dañadas durante la ejecución de la obra.

Durante la ejecución de los trabajos a realizarse en la ampliación del tramo carretero, no se afectará a la flora y fauna porque el área de los alrededores tiene pastizales, no se cortarán árboles, y siguiendo hacia adelante del caminamiento del proyecto, se llegará a una zona urbana donde, existen quineles y estos serán removido completamente para darle una mayor área de transitabilidad para los vehículos y personas de la región, y los otros factores de incomodidad se minimizarán de acuerdo a la demanda ambiental.

CONCLUSIONES

1. Se efectuó el diseño de un puente vehicular ubicado sobre el río Platanitos, Bárcenas, Villa Nueva, obteniendo una longitud de 20 m, con un ancho de calzada de 7 m y con banquetas peatonales en sus costados de 1 m de ancho, el tirante crítico obtenido es de 1,65 m y la altura libre sobre el nivel crítico hacia la parte inferior de la superestructura es de 3,46 m, todos estos parámetros basados en la norma AASHTO LRFD.
2. El diseño ampliación del tramo carretero que conduce del Km 21 CA-9 Sur hacia el Amate, Bárcenas, Villa Nueva, cuenta con una longitud de 3 710,20 m, con un ancho de calzada de 14 m, el tipo de pavimento utilizado es tipo flexible basado en la norma AASHTO 93, sus secciones típicas varían en función de la delimitación de infraestructura existente.
3. Para todo proyecto de ingeniería es necesario crear una serie de documentos que son parte importante para desarrollar de una formar ordenada y precisa la secuencia con la se ejecutará, es por ello que en la presente se incorpora memoria de cálculos, con sus respectivos planos, presupuestos, cronogramas de ejecución y su estudio de impacto ambiental para cada uno de los proyectos.
4. Se realizó una investigación, obteniendo las características importantes del municipio de Villa Nueva, el cual posee una extensión territorial de 114 kilómetros cuadrados, sus diversas rutas les permiten la fácil interconexión a los municipios colindantes, y en ella atraviesa la ruta CA-9 Sur, carretera de primer orden que favorece el desarrollo del municipio.

RECOMENDACIONES

1. Proteger la subestructura del puente, creando obras de protección (gaviones), tanto aguas arriba como en el perímetro del escribo, para conducir correctamente el caudal producido por las crecidas máximas, son parte de los criterios de la AASHTO LRFD.
2. Garantizar la vida útil de la ampliación del tramo carretero es importante, esto se logra con el continuo chequeo de su sistema de drenaje pluvial, ya que debe ser eficiente, verificando que sus sistemas de drenaje pluvial (drenaje transversal) no se encuentren tapados, para evitar que la humedad penetre en la cinta asfáltica y puede llegar a las otras capas del pavimento.
3. Mantener el dominio del proyecto, con informes que proyecten la secuencia adecuada de su ejecución, a través de sus precios unitarios, ya que por medio de este se pueden adquirir y verificar que los materiales cuenten con el control de calidad requerido para el desarrollo del mismo, poder interpretar correctamente los planos y medir tiempos conforme los cronogramas proyectados, son los parámetros que indican la eficiencia en su ejecución.
4. Establecer nuevas rutas que ayuden a descongestionar el casco urbano es importante para el desarrollo del municipio, ya que en la investigación monográfica se puede constatar que existe zonas de comercios, como zonas industriales, y al brindar este tipo de infraestructura ayuda a mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2017*. EE.UU.: American Association of State Highway and Transportation Officials. 2017. 1781 p.
2. AGIES. *NSE 2. Demandas estructurales y condiciones de sitio 2010*. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales. 2010. 72 p.
3. _____. *Demandas estructurales y condiciones de sitio 2018*. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales. 2018. 117 p.
4. American Concrete Institute. *318S-19 Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario*. Estados Unidos: ACI, 2019. 495 p.
5. BRAJADA, Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. México: Thomson, 2001. 743 p.
6. CÁRDENAS GRISALES, James. *Diseño geométrico de carreteras*. Bogotá, Colombia: Ecoe Ediciones, 2002. 409 p.
7. CASANOVA MATERA, Leonardo. *Topografía plana*. Venezuela: Taller de Publicaciones de Ingeniería, ULA. 2002. 283 p.

8. CHAMO CARDONA, Enio Mauricio. *Diseño de la red de alcantarillado sanitario, Aldea Tierra Blanca y diseño de puente vehicular, caserío El Callejón, municipio de Guastatoya departamento de El Progreso.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2011. 185 p.
9. CHOW, Ven Te. *Hidrología Aplicada.* Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A., 1994. 584 p.
10. CIV. Acuerdo gubernativo 379-2010. *Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores y sus combinaciones.* Guatemala: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. 2010. 20 p.
11. DEL VALLE CASTILLO, Aura Denise. *Diseño de puente vehicular en la aldea las lagunas y diseño de drenaje sanitario para la colonia los pinos, municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2010. 151 p.
12. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes.* Guatemala: 2001. 807 p.
13. Instituto Geográfico Nacional. *Mapa cartográfico ciudad de Guatemala: Escala 1:50 000.* Guatemala: ING. 2018. s/p.

14. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. *Informe de intensidad de lluvia en Guatemala*. Guatemala: INSIVUMEH, 2003. 12 p.
15. MOTT, Robert. *Mecánica de fluidos*. 6a ed. México: PEARSON Practice-Hall. 2006. 644 p.
16. Municipalidad de Villa Nueva. *Monografía y datos generales*. [en línea]. <<http://www.villanueva.gob.gt>>. [Consulta: 2 de agosto 2017].
17. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*. 5a ed. Perú: Derechos Reservados, 2012. 336 p.
18. SIECA. *Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos*. Guatemala: MEM, 2002. 289 p.
19. Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología. *Manual completo de diseño de pavimentos*. Bolivia: UMSS. 2003. 185 p.
20. VALLADARES, Jorge Félix. *Guía teórica-práctica del curso Vías Terrestres 1*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala. 2001. 159 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. Curvas horizontales de alineamiento 1

ALINEAMIENTO 1 CURVAS HORIZONTALES																			
No. Curva	Vel diseño (km/h)	PC	PT	AZ ENTRADA	AZ SALIDA	DEFLEXION	DEFLEXIION (Δ)	R (m)	G CURVATURA (RAD)	G CURVATURA (GRADOS)	TANGENTE (m)	LC (m)	St (m)	E (m)	OM (m)	CM (m)	Sa	e (%)	Ls (m)
1	40	0+248,71m	0+357,63m	342°14'52"	353°34'51"	11°18'59"	11,3164	551,44	2,0780	2°44'0"	248,71	108,92	54,63	2,70	2,69	108,74	AN 2,00	23	23
2	40	0+488,19m	0+669,42m	353°34'51"	356°10'32"	2°35'41"	2,5947	4,002,06	0,2863	0°17'10"	130,565	181,26	90,64	1,03	1,03	181,22	AN 2,00	23	23
3	40	0+894,74m	0+971,67m	356°10'32"	358°56'28"	2°45'56"	2,7656	1,593,83	0,7190	0°43'8"	225,318	76,93	38,47	0,46	0,46	76,92	AN 2,00	23	23
4	40	1+094,13m	1+286,04m	358°56'28"	2°26'43"	3°30'15"	3,5042	3,137,64	0,3652	0°21'54"	122,464	191,90	95,98	1,47	1,47	191,87	AN 2,00	23	23
5	40	1+337,69m	1+417,35m	2°26'43"	10°54'54"	8°28'11"	8,4697	638,89	2,1284	2°7'35"	51,65	79,66	39,90	1,48	1,47	79,59	AN 2,00	23	23
6	40	1+499,96m	1+524,00m	10°54'54"	5°57'37"	4°57'17"	4,9547	278,03	4,1216	4°7'17"	82,605	24,04	12,03	0,26	0,26	24,04	AN 2,40	23	23
7	40	1+684,29m	1+796,09m	5°57'37"	355°33'26"	10°24'11"	10,4031	615,70	1,8612	1°51'40"	160,292	111,79	56,05	2,55	2,54	111,64	AN 2,00	34	34
8	40	1+904,28m	1+922,72m	355°33'26"	2°36'05"	7°02'39"	7,0442	150,00	7,6394	7°38'21"	108,193	18,44	9,23	0,28	0,28	18,43	AN 3,00	24	24
9	40	2+000,20m	2+030,06m	2°36'05"	29°11'28"	26°35'23"	26,5897	64,32	17,8159	17°48'57"	77,485	29,85	15,20	1,77	1,72	29,58	0,7	4,00	45
10	40	2+065,60m	2+140,60m	29°11'28"	53°11'50"	24°00'22"	24,0061	131,26	8,7301	8°43'48"	55,546	55,00	27,91	2,93	2,87	54,59	AN 3,20	25	25
11	40	2+246,45m	2+358,62m	53°11'50"	357°18'15"	55°9'35"	55,8931	114,99	9,9654	9°57'55"	105,846	112,17	61,00	15,18	13,41	107,78	AN 3,20	28	28
12	40	2+522,87m	2+558,48m	357°18'15"	344°48'27"	12°29'48"	12,4967	163,29	7,0177	7°1'3"	164,245	36,61	17,88	0,98	0,97	36,54	AN 3,00	24	24
13	40	2+943,46m	2+951,20m	344°48'27"	341°51'00"	2°57'27"	2,9575	150,00	7,6394	7°38'21"	384,975	7,74	3,87	0,05	0,05	7,74	AN 3,00	24	24
14	40	3+060,69m	3+117,78m	341°51'00"	346°59'51"	5°08'51"	5,1475	635,40	1,8035	1°48'12"	109,489	57,08	28,56	0,64	0,64	57,07	AN 2,00	23	23
15	40	3+155,51m	3+232,54m	346°59'51"	319°00'50"	27°59'01"	27,9836	157,72	7,6394	7°15'55"	37,729	77,03	39,30	4,82	4,68	76,27	AN 3,00	24	24
16	40	3+365,88m	3+430,44m	319°00'50"	324°34'33"	5°33'43"	5,5619	150,00	7,6394	7°38'21"	133,347	14,56	7,29	0,18	0,18	14,56	AN 3,00	24	24
17	40	3+447,64m	3+455,22m	324°34'33"	327°08'20"	2°33'47"	2,5631	169,52	6,7598	6°45'35"	67,196	7,58	3,79	0,04	0,04	7,58	AN 2,80	23	23
18	40	3+492,48m	3+518,07m	327°08'20"	334°37'53"	7°29'33"	7,4925	195,70	6,5555	5°51'19"	37,256	25,59	12,81	0,42	0,42	25,57	AN 2,80	23	23
19	40	3+560,18m	3+566,69m	334°37'53"	332°49'33"	1°48'20"	1,8056	200,00	6,5508	5°33'2"	42,112	6,51	3,25	0,03	0,03	6,51	AN 2,80	23	23
20	40	3+621,58m	3+708,64m	332°49'33"	0°32'18"	27°42'45"	27,7125	180,00	6,3662	6°21'58"	54,891	87,06	44,40	5,40	5,24	86,22	AN 2,80	23	23

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2.

Curvas horizontales alineamiento 2

		ALINEAMIENTO 2 CURVAS HORIZONTALES											
0	No. Curva												
40	Vel diseño (km/h)												
2+650.22	PC	ALINEAMIENTO 1											
0+098.75	PT	ALINEAMIENTO 1											
2+951.20	AZ ENTRADA	25°09'22"											
	AZ SALIDA	301°08'01"											
	DEFLEXION	84°01'21"											
	DEFLEXIÓN (Δ)	84.0225											
	R (m)	122.2											
	G CURVATURA (RAD)	9.3774											
	G CURVATURA (GRADOS)	9°22'38"											
	TANGENTE (m)	98.75											
	LC (m)	179.2											
	St (m)	110.07											
	E (m)	42.27											
	OM (m)	31.4											
	CM (m)	163.57											
	Sa	AN 3.2											
	e (%)												
	Ls (m)	28											

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Curvas verticales alineamiento 1

ALINEAMIENTO 1 CURVAS VERTICALES																		
No. Curva	Vel (km/h)	PCV	PIV	PTV	Pendiente entrada	Pendiente salida	A	Tipo de curva	LCV de diseño (proyecto)	K NORMA AASHTO	K (LCV/A)	Seguridad LCV K * A	Apariencia LCV/A ≥ 30	COMODIDAD LCV/A ≥ v ² /395	DRENAJE LCV/A ≤ 43	OM	Elevación PIV	Elevación Rasante
1	40	0+048,74	0+078,00	0+107,26	1,01	2,96	1,95	CONCAVA	68,5	6	30,01	11,70	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,14	1 452,16	1 452,31
2	40	0+132,55	0+194,00	0+255,45	2,96	-3,19	6,15	CONVEXA	123	4	19,98	24,60	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,94	1 455,59	1 454,65
3	40	0+268,83	0+299,98	0+331,13	-3,19	-3,22	0,03	CONVEXA	62,3	4	2077	0,12	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,00	1 452,21	1 452,21
4	40	0+418,33	0+472,03	0+525,72	-3,22	-5,01	1,79	CONVEXA	107	4	59,99	7,16	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,24	1 446,67	1 446,43
5	40	0+632,27	0+665,61	0+698,96	-5,01	-1,98	3,03	CONCAVA	66,7	6	22,01	18,18	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,25	1 436,98	1 437,23
6	40	0+770,14	0+790,00	0+809,86	-1,98	-0,98	1,00	CONCAVA	39,7	6	39,73	6,00	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,05	1 434,52	1 434,56
7	40	1+198,78	1+238,95	1+279,12	-0,98	0,25	1,23	CONCAVA	80,3	6	65,32	7,38	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,12	1 430,09	1 430,22
8	40	1+367,36	1+392,64	1+417,91	0,25	2,36	2,11	CONCAVA	50,5	6	23,95	12,66	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,13	1 430,48	1 430,61
9	40	1+512,37	1+544,97	1+577,56	2,36	0,73	1,63	CONVEXA	65,2	4	39,99	6,52	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,13	1 434,07	1 433,94
10	40	1+818,22	1+875,62	1+933,03	0,73	-10,75	11,48	CONVEXA	115	4	10	45,92	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	1,65	1 436,47	1 434,83
11	40	1+973,12	2+000,00	2+026,88	-10,75	0,00	10,75	CONCAVA	53,8	6	5	64,50	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,72	1 423,10	1 423,82
12	40	2+082,60	2+108,00	2+133,40	0,00	6,44	6,44	CONCAVA	50,8	6	7,89	38,64	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,41	1 423,10	1 423,51
13	40	2+220,90	2+274,78	2+326,66	6,44	3,74	2,70	CONVEXA	108	4	39,91	10,80	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,36	1 433,84	1 433,47
14	40	2+381,20	2+396,43	2+431,66	3,74	4,01	0,27	CONCAVA	70,5	6	261	1,62	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,02	1 442,07	1 441,91
15	40	2+454,59	2+488,05	2+521,51	4,01	2,10	1,91	CONVEXA	66,9	4	35,04	7,64	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,16	1 442,07	1 441,91
16	40	2+549,98	2+620,00	2+690,02	2,10	3,50	1,40	CONCAVA	140	6	100	8,40	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,25	1 444,84	1 445,08
17	40	2+789,25	2+852,00	2+914,75	3,50	4,15	0,65	CONCAVA	126	6	193,1	3,90	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,10	1 452,96	1 453,06
18	40	3+077,45	3+128,93	3+180,41	4,15	3,96	0,19	CONVEXA	103	4	54,19	0,76	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,02	1 464,44	1 464,42
19	40	3+287,28	3+325,99	3+364,71	3,96	2,93	1,03	CONVEXA	77,4	4	75,18	4,12	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	0,10	1 472,24	1 472,14
20	40	3+392,97	3+445,04	3+497,12	2,93	7,09	4,16	CONCAVA	104	6	25,03	24,96	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,04	1 475,73	1 476,27
21	40	3+533,70	3+543,05	3+552,42	7,09	5,22	1,87	CONCAVA	18,7	4	10,01	7,48	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,54	1 482,68	1 482,64
22	40	3+602,68	3+621,56	3+640,44	5,22	11,52	6,30	CONCAVA	37,8	6	5,99	37,80	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,30	1 486,78	1 487,08
23	40	3+661,85	3+680,87	3+699,97	11,52	7,70	3,82	CONVEXA	38,1	4	9,98	15,28	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	0,18	1 493,61	1 493,43

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4.

Curvas verticales alineamiento 2

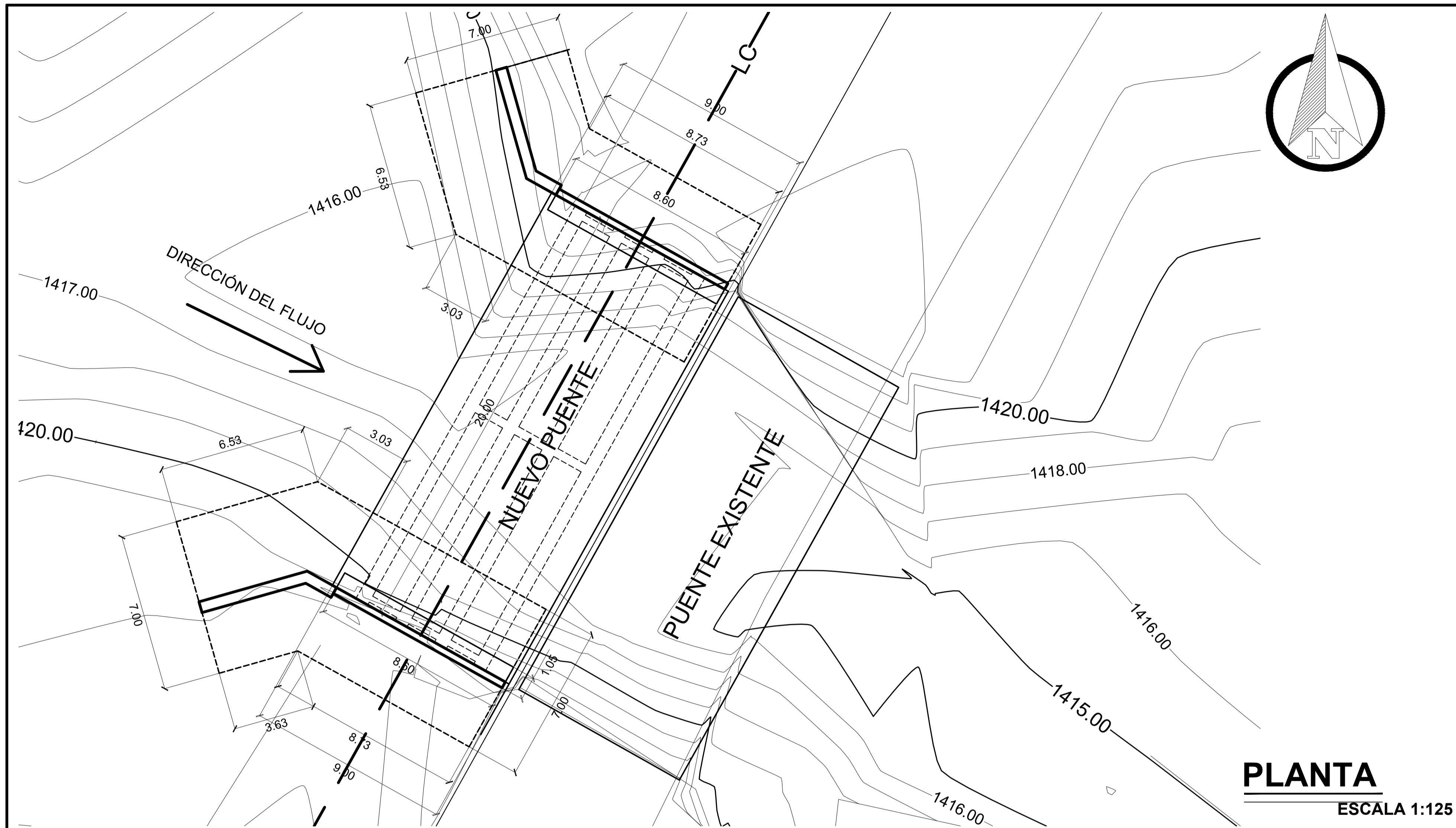
		ALINEAMIENTO 2 CURVAS VERTICALES	
1	No. Curva	1	
40	Vel (km/h)	40	
0+279,93	PCV	0+152,84	
0+292,03	PIV	0+167,18	
0+304,12	PTV	0+181,52	
4,54	Pendiente entrada	2,43	
1,9	Pendiente salida	4,54	
2,64	A	2,11	
CONVEXA	Tipo de curva	CONCAVA	
24,2	LCV de diseño	28,7	
4	K NORMA AASHTO	6	
9,16	K (LCV/A)	13,59	
10,56	Seguridad LCV = K * A	12,66	
NO CUMPLE	Apariencia LCV/A ≥ 30	NO CUMPLE	
CUMPLE	COMODIDAD LCV/A ≥ v ² / 395	CUMPLE	
CUMPLE	DRENAJE LCV/A ≤ 43	CUMPLE	
0,08	OM	0,08	
1 455,70	Elevación PIV	1 450,03	
1 455,62	Elevación Rasante	1 450,11	

Fuente: elaboración propia.

Apendice 5. **Planos de diseño de puente vehicular, río Platanitos, Bárcenas, Villa Nueva**

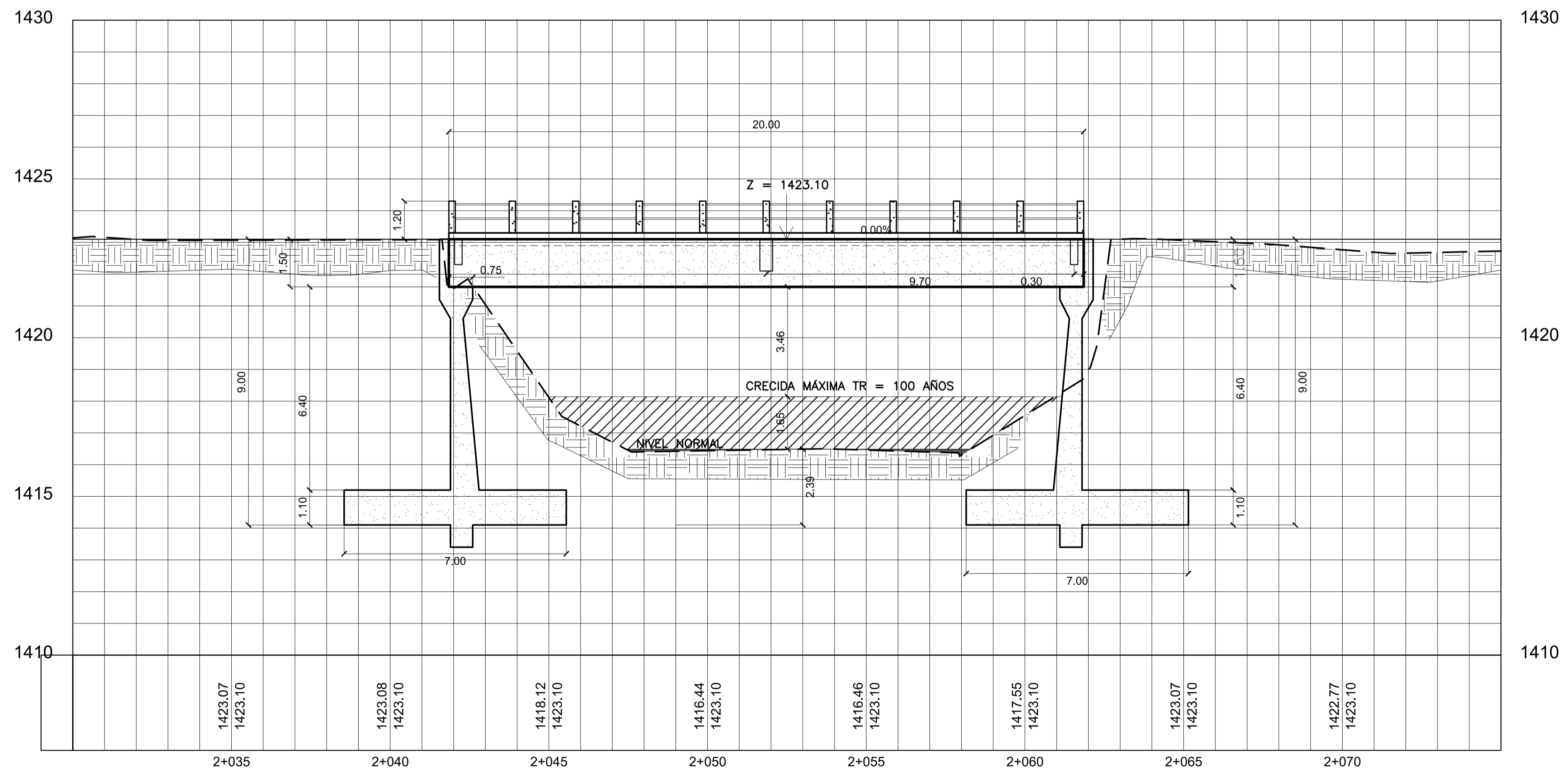
- Plano 1: planta general
- Plano 2: planta y sección transversal
- Plano 3: detalles de vigas
- Plano 4: diafragmas
- Plano 5: estribo planta y perfil
- Plano 4: detalle de armadura y apoyos

Fuente: elaboración propia.

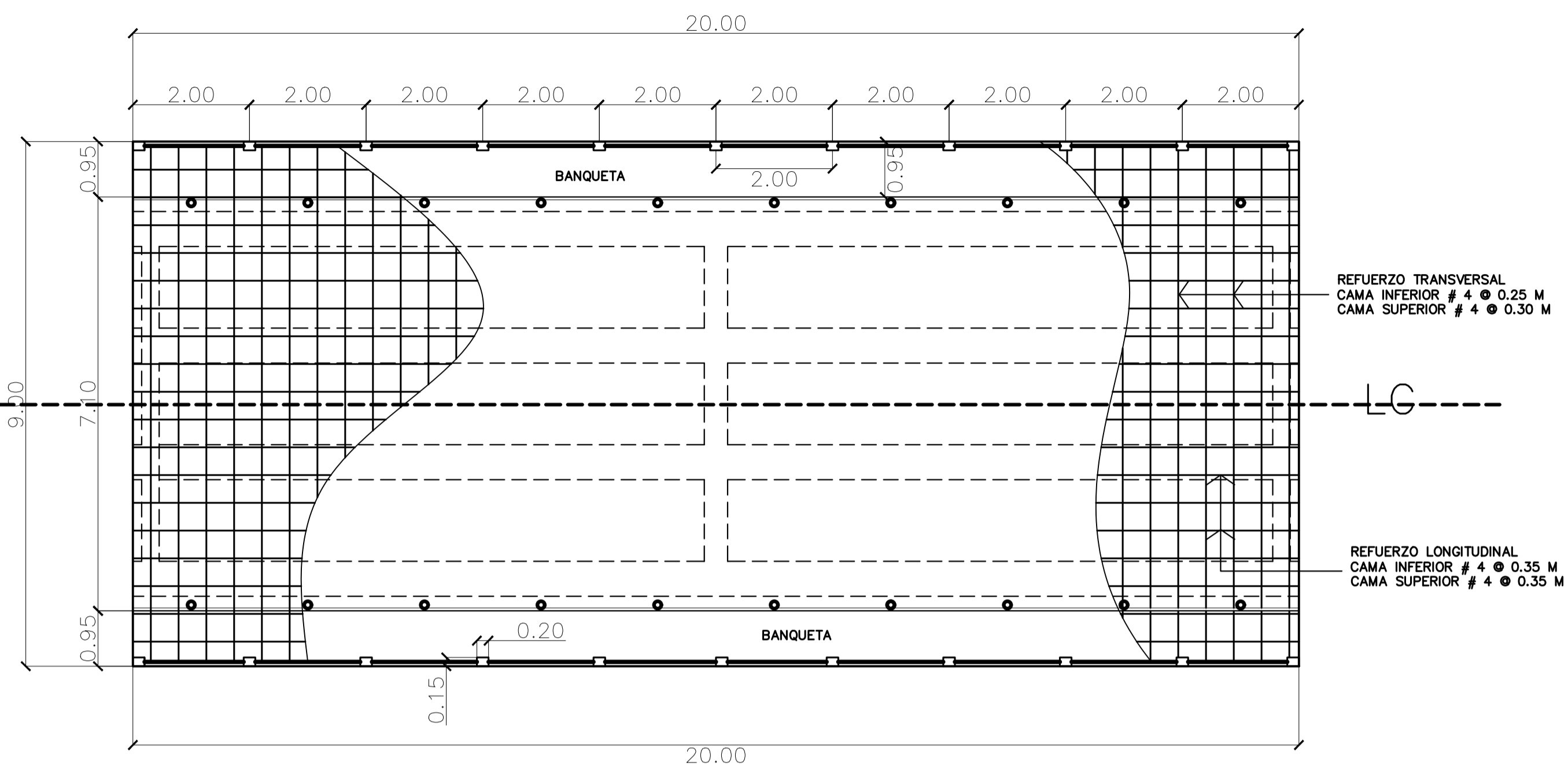


ESPECIFICACIONES

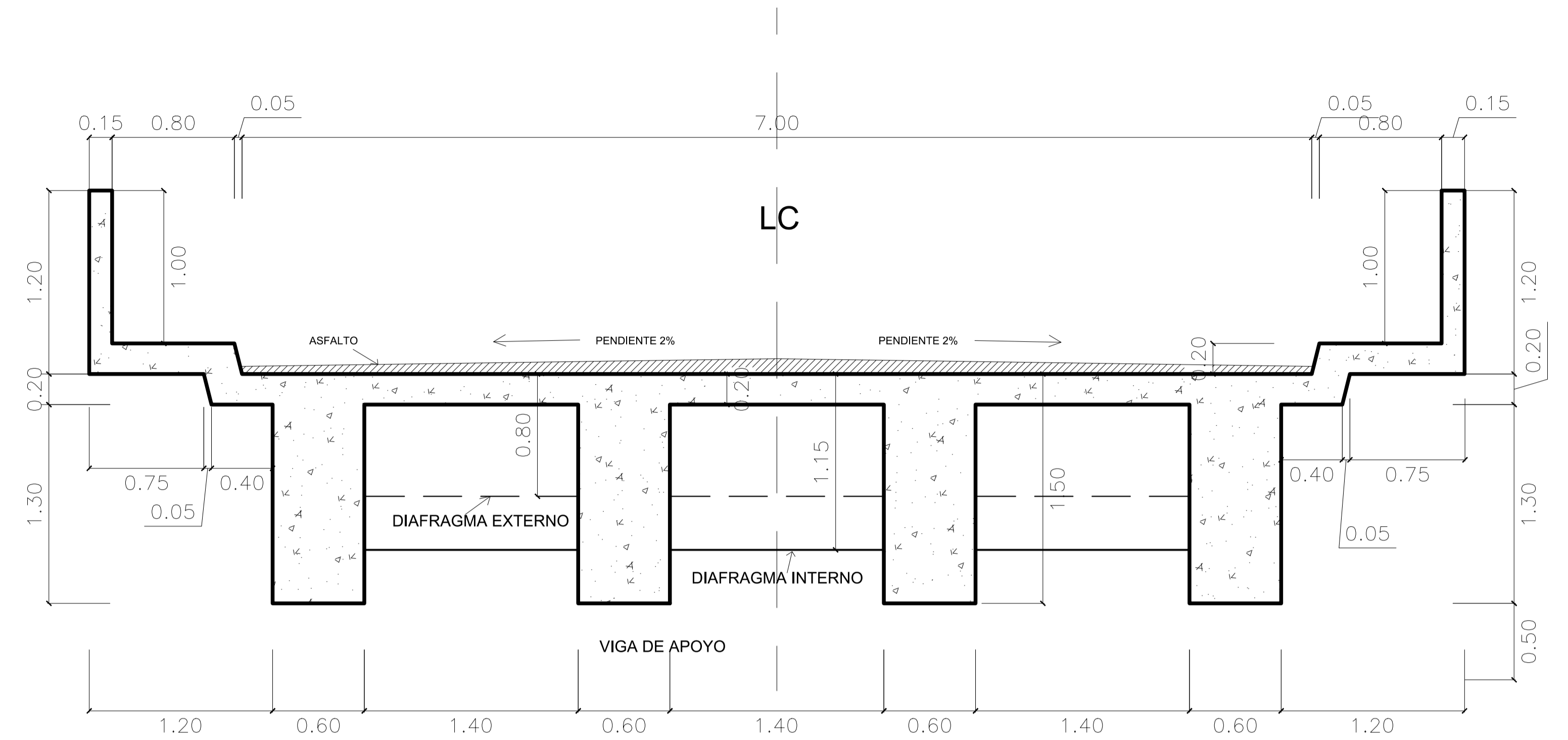
- DISEÑO:**
 - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO LRFD 2017)
 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI318-19)
 - CARGA VIVA**
 - HL-93 AASHTO LRFD 2017, 3.6.1.2.2
 - CONCRETO**
 - EL CONCRETO A UTILIZARSE EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERÁ DE RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DÍAS DE $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4,000 psi).
 - LOS AGREGADOS DEBEN CUMPLIR CON ASTM C33M
 - EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO NO DEBE SER SUPERIOR A: ACI318-19, 26.4.2.1
 - A) $\frac{1}{4}$ DE LA MENOR SEPARACIÓN ENTRE LOS LADOS DEL ENCOFRADO
 - B) $\frac{1}{4}$ DE LA ALTURA DE LA LOSA
 - C) $\frac{1}{4}$ DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE BARRAS O PAQUETES DE BARRAS
- MUESTREO DE ENSAYOS PARA CONCRETO FRESCO ACI318-19, 26.12.2.1
- AL MENOS UNA VEZ AL DÍA
 - AL MENOS UNA VEZ CADA 110 M³
 - AL MENOS UNA VEZ CADA 460 M² DE SUPERFICIE DE LOSA O MURO
- EL CURADO DEL CONCRETO DEBE MANTENER POR 7 DÍA COMO MÍNIMO ACI318-19, 26.5.3.2
- ACERO DE REFUERZO**
 - EL ACERO DE REFUERZO A UTILIZARSE SERÁ CORRUGADO CON UNA RESISTENCIA $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = 60000 \text{ psi}$) ASTM A615
 - PARA REFUERZO EN PARALELO LA DISTANCIA MÍNIMA ENTRA BARRAS LONGITUDINALES NO DEBE SER MENOR A 25 MM ACI318-19, 25.2.2
 - EL DIAMETRO INTERNO MÍNIMO DOBLA PARA ESTRIBOS No. 4 ($\frac{1}{2}$ "), NO DEBE SER MENOR QUE 4 db Y PARA SU LONGITUD DE GANCHO ESTANDAR NO MENOR A 6 db. ACI318-19, TABLA 25.3.2
 - EL PRIMER ESTRIBO DE CONFINAMIENTO DEBE ESTAR COLOCADO A 5 CM, ACI318-19; 18.6.4.4
 - TODO REFUERZO DEBE DOBLARSE EN FRIO ANTES DE SU COLOCACIÓN ACI318-19, 26.6.3.2
 - EL ACERO DEBE ESTAR LIMPIO DE ESCAMAS, PICADURA O ÓXIDO EXCESIVO, ACEITE U OTROS RECUBRIMIENTOS QUE AFECTEN LA ADHERENCIA. ACI318-19, 26.6.1.2
 - RECUBRIMIENTO**
 - EL RECUBRIMIENTO PARA LOSA ES DE 5 CM PARTE SUPERIOR, PARA VIGAS ES DE 4 CM, PARA ELEMENTOS SOMETIDO A EXPOSICIÓN DE SUELO ES DE 7.5 CM. ACI318-19, TABLA 20.5.1.3.2
 - NEOPRENO**
 - LA ALMOHADILLA ES SEMIRECUBIERTA CON UNA DUREZA SHORE A 60 MÓDULO DE CORTE 6.12 Y 17.84 KG/CM² A 23°C AASHTO LRFD 2017, ART. 14.7.6.2.
 - LAS ALMOHADILLAS AL BORDE DE APOYO ADYACENTE A BORDES NO REFORZADOS DEBEN DESPLAZARSE HACIA ATRAS UN MÍNIMO DE 13 MM DESDE LA CARA DE APOYO. ACI318-19, 16.2.6.3
 - VARIOS**
 - LOS ESTRIBOS SERAN DE TIPO MURO EN VOLADIZO, DE CONCRETO ARMADO.
 - LA CAIDA DE AGUA PLUVIAL EN EL TABLERO SE COLOCARAN TUBERÍA PVC DE 4" PARA DRENAR AGUA DE LLUVIA.



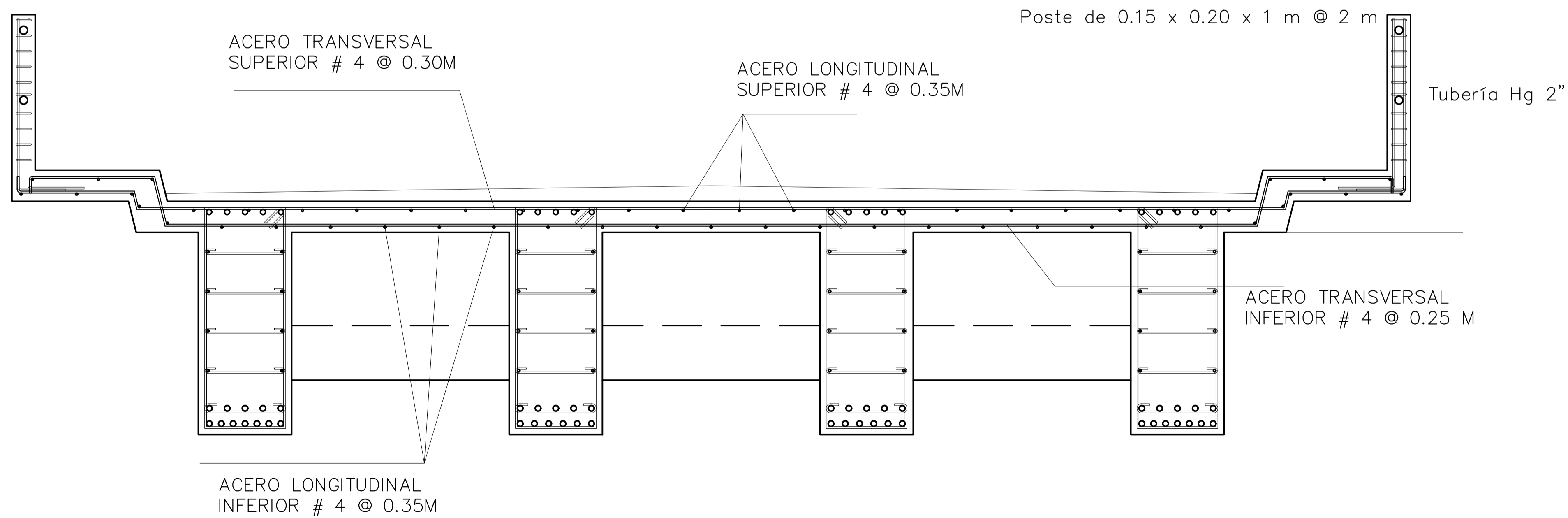
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>	<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA</p>		
	<p>EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA</p>		
	<p>PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RÍO PLATANITOS BÁRCENAS.</p>		
<p>CALCULÓ: JUAN BARRERO</p>	<p>CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>HOJA: 01</p>
<p>DISEÑO: JUAN BARRERO</p>	<p>ING. SILVIO RODRÍGUEZ</p>	<p>ZONA: 2 Y 3</p>	<p>DE: 06</p>
<p>JUAN PABLO BARRERO MANUEL CARNÉ: 201021117</p>		<p>FECHA: MAYO 2021</p>	




PLANTA ARMADO DE LOSA
ESCALA 1:75

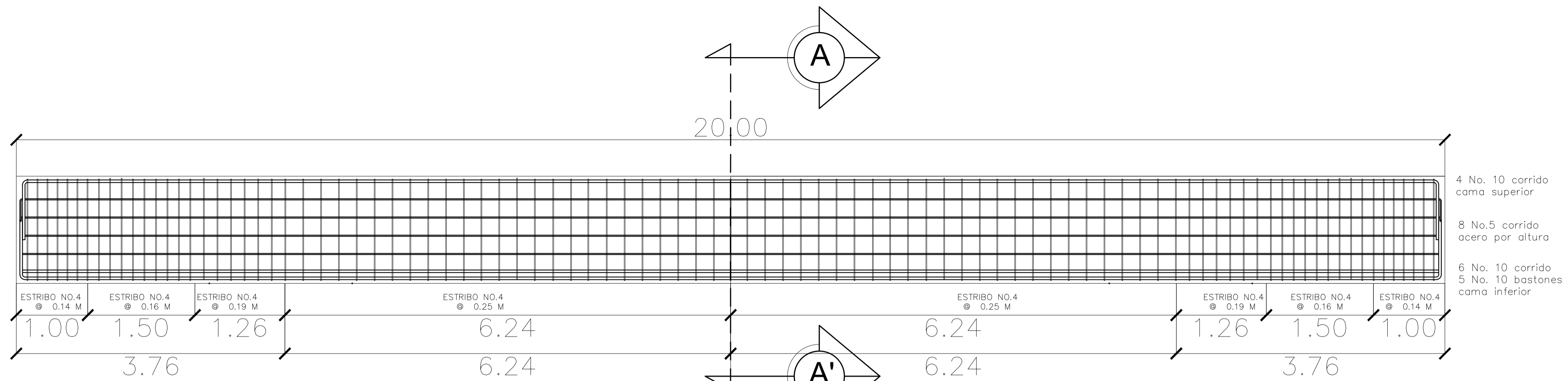


SECCIÓN ACOTADA
ESCALA 1:25



SECCIÓN TRANSVERSAL ARMADO DE LOSA
ESCALA 1:20

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA		
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RÍO PLATANITOS BÁRCENAS.		
CALCULÓ: JUAN BURRERO	CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE LOSA	ESCALA: INDICADA	HOJA: 02
DISEÑO: JUAN BURRERO		ZONA: 2 Y 3	
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	JUAN PABLO BURRERO MANUEL CARNÉ: 201021117	FECHA: MAYO 2021	DE: 06



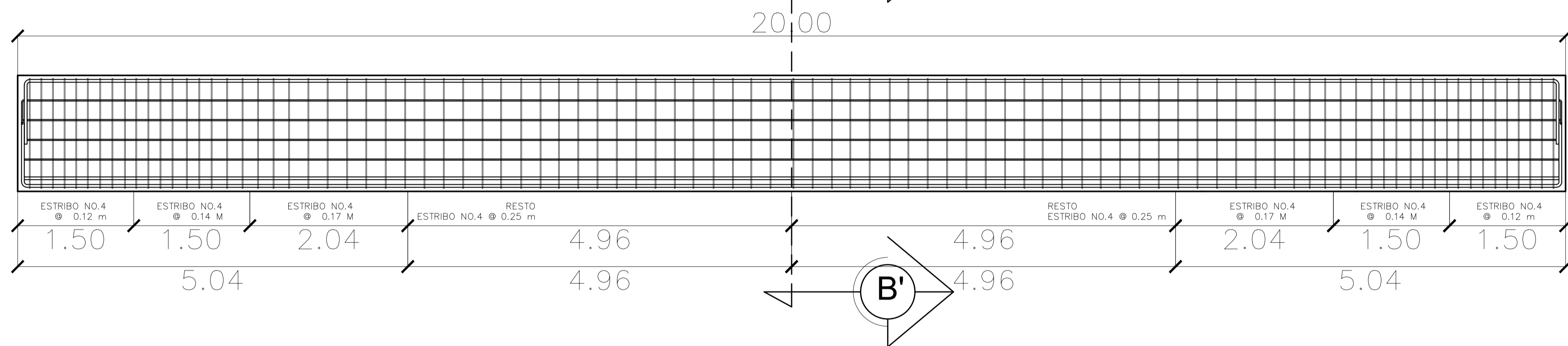
4 No. 10 corrido
cama superior

8 No.5 corrido
acero por altura

6 No. 10 corrido
5 No. 10 bastones
cama inferior

PERFIL VIGA INTERIOR

ESCALA 1:40



4 No. 10 corrido
cama superior

8 No.5 corrido
acero por altura

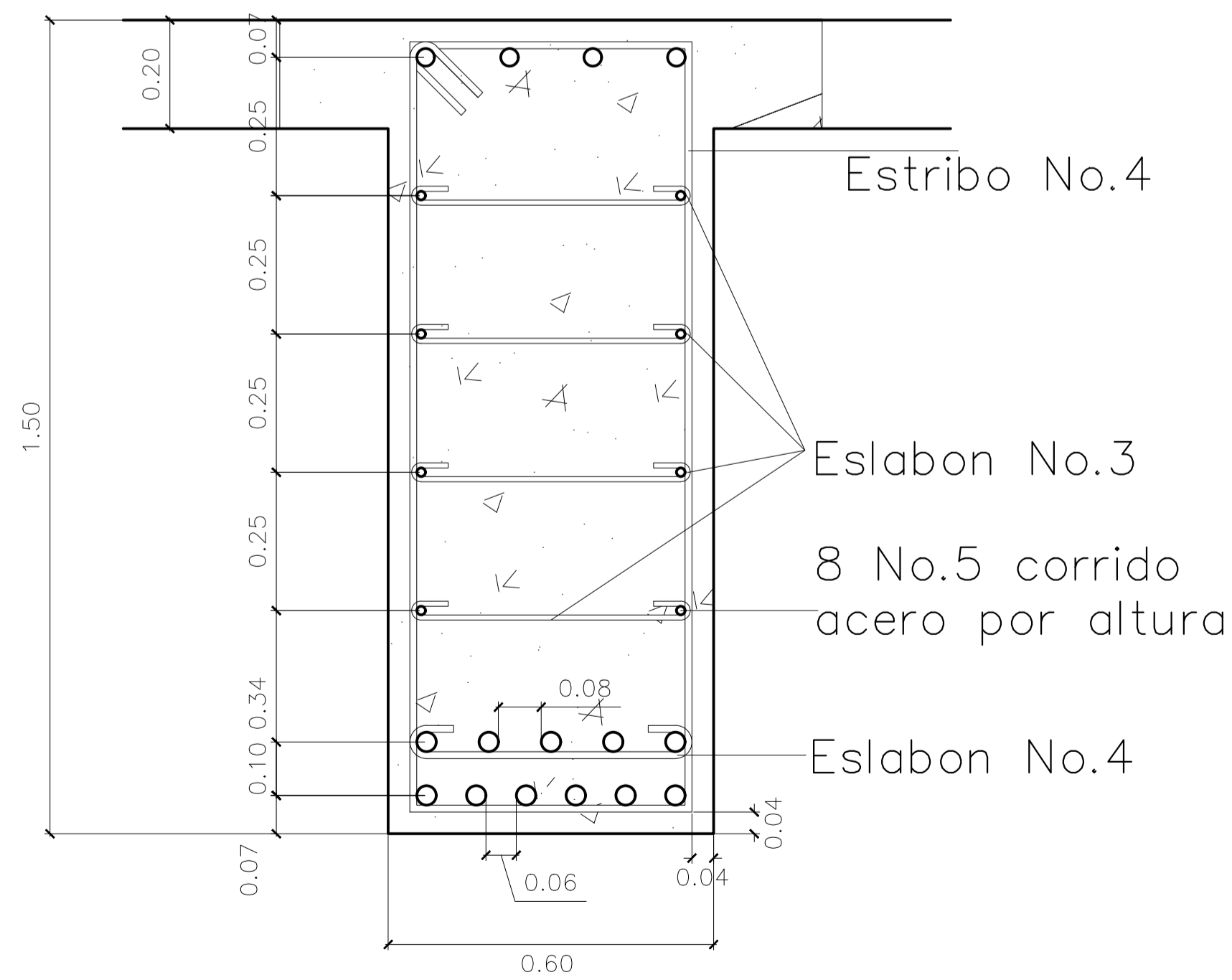
6 No. 10 corrido
6 No. 10 bastones
cama inferior

PERFIL VIGA EXTERIOR

ESCALA 1:50

4 No. 10 corrido
cama superior

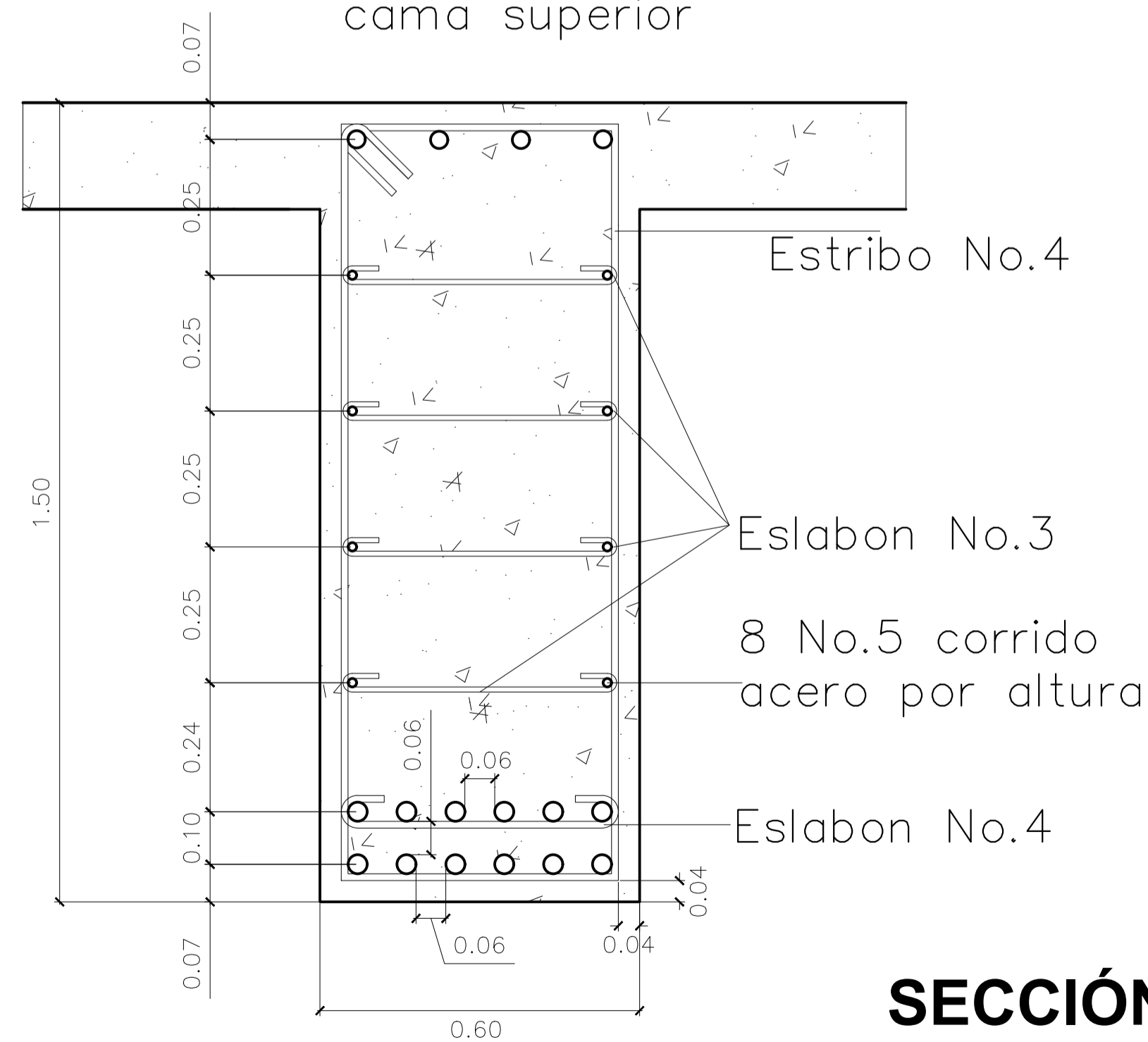
4 No. 10 corrido
cama superior



cama inferior
6 No. 10 corrido
5 No. 10 bastones

**SECCIÓN A-A'
VIGA INTERIOR**

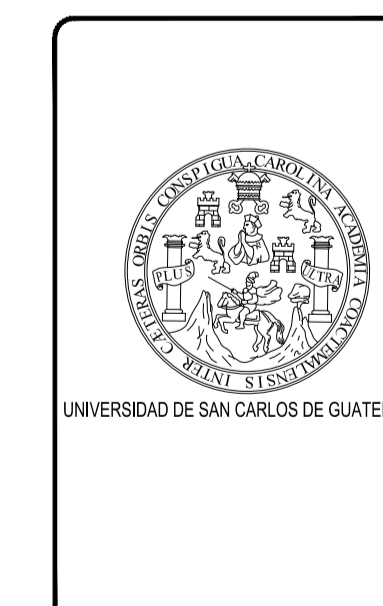
ESCALA 1:20



6 No. 10 corrido
6 No. 10 bastones
cama inferior

**SECCIÓN A-A'
VIGA EXTERIOR**

ESCALA 1:20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RÍO PLATANITOS
BÁRCENAS.

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
VIGA INTERNA Y
EXTERNA

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

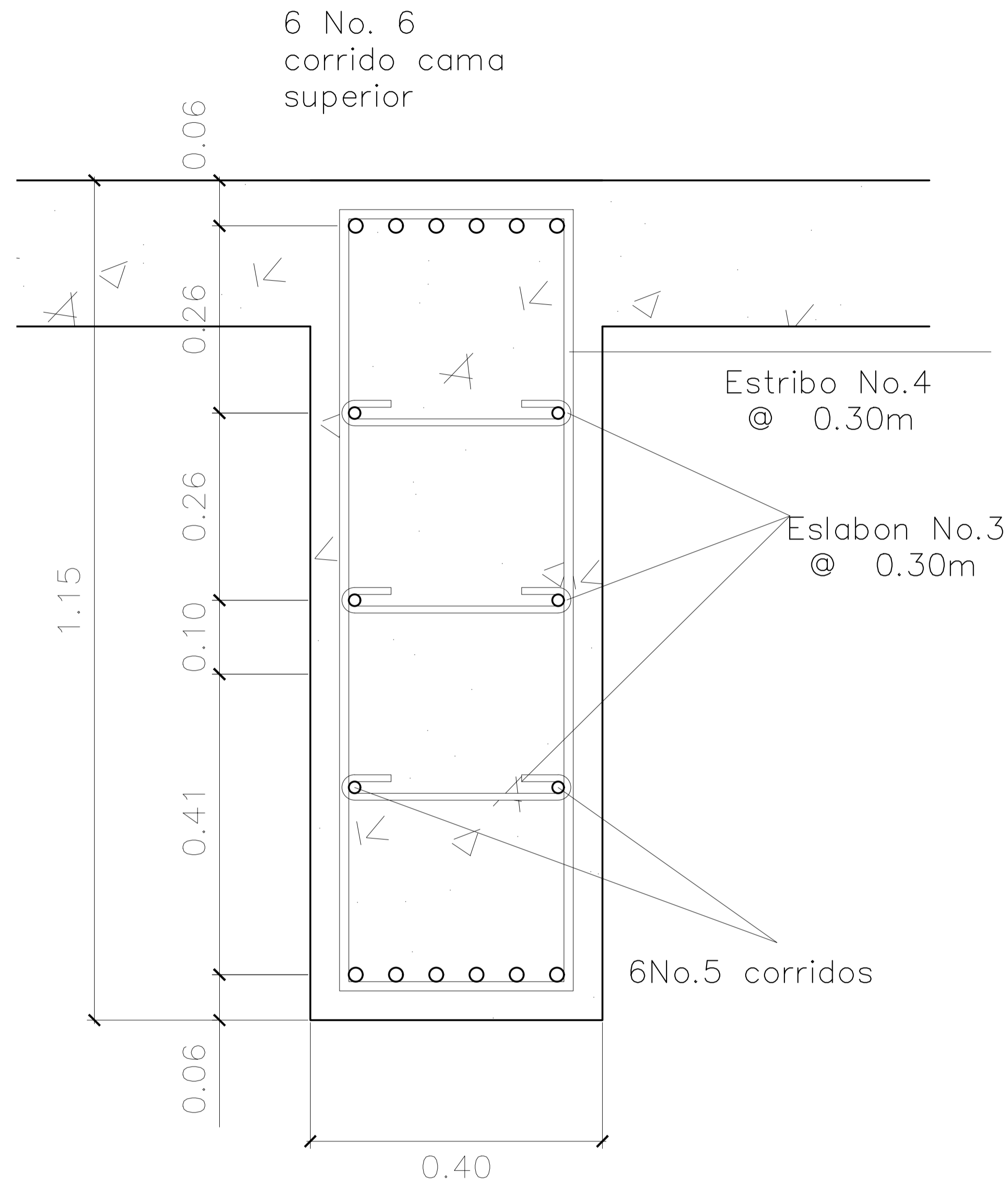
FECHA:
MAYO
2021

HOJA:

03

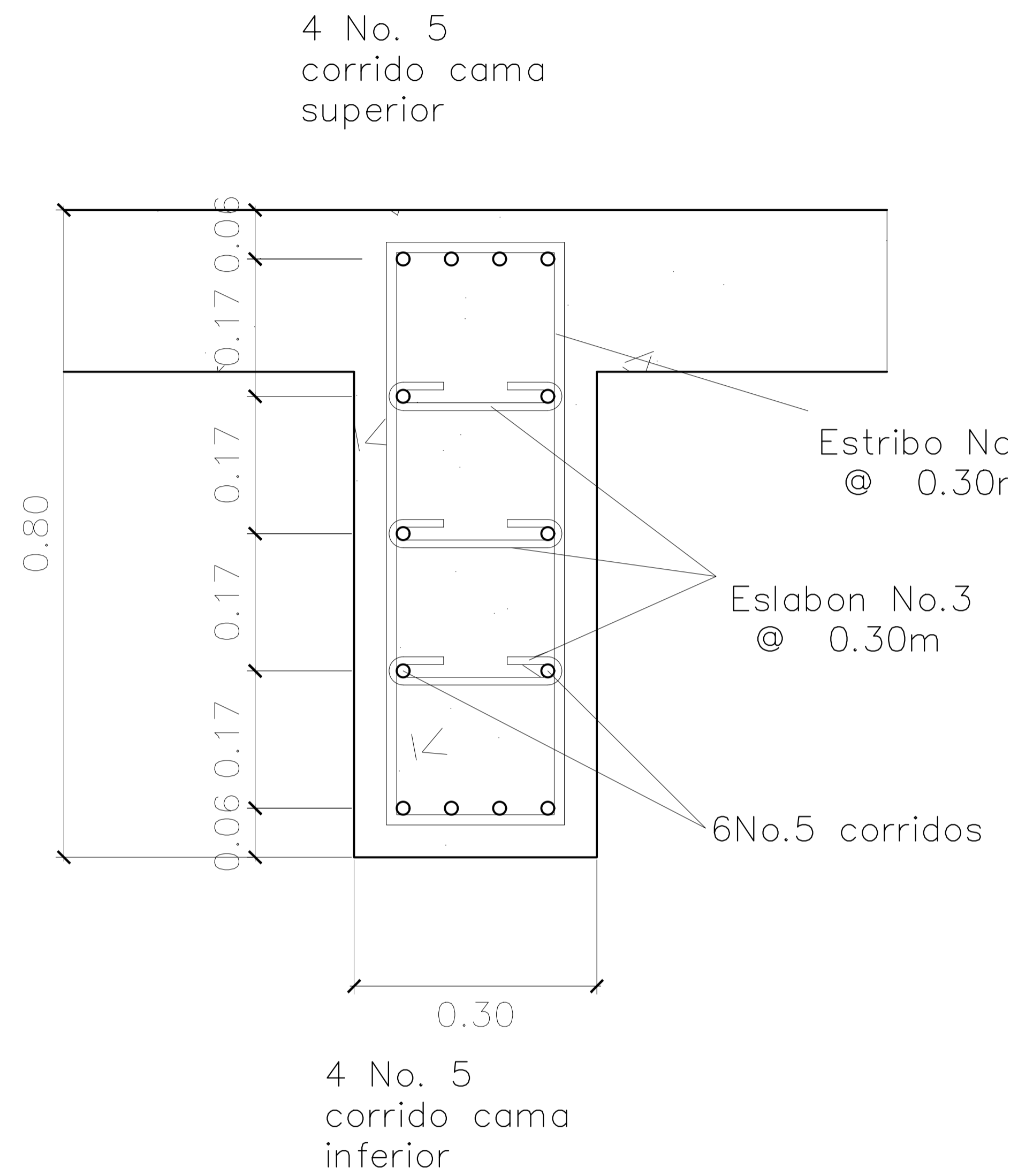
DE:

06



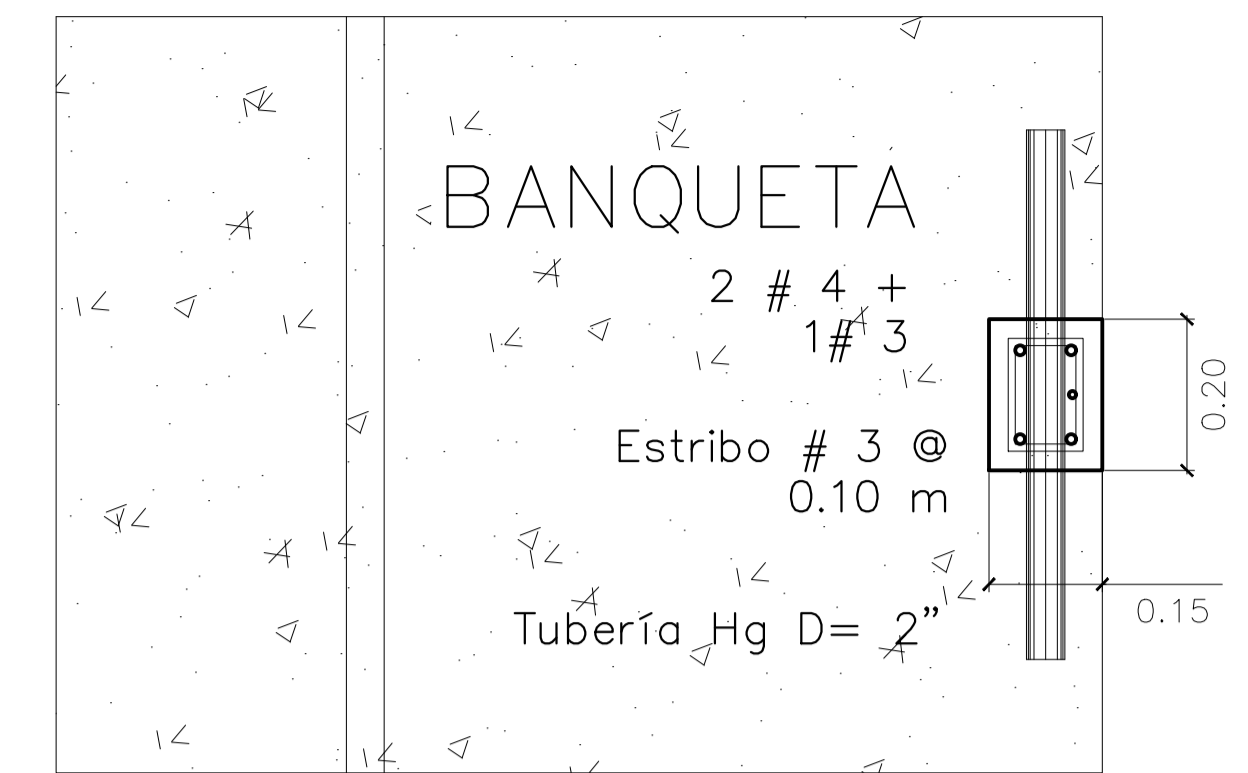
DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:10



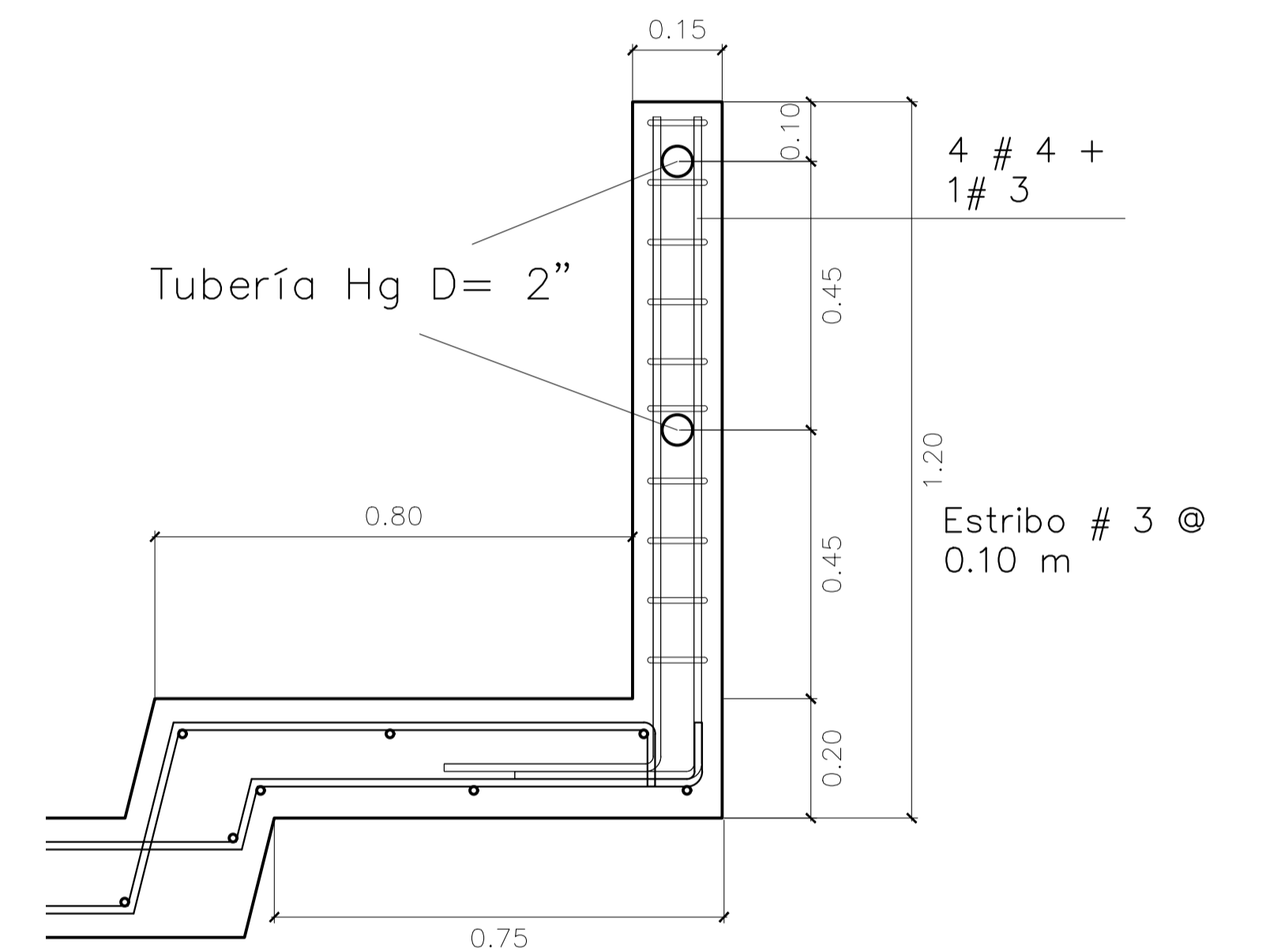
DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1:10




PLANTA BARANDAL

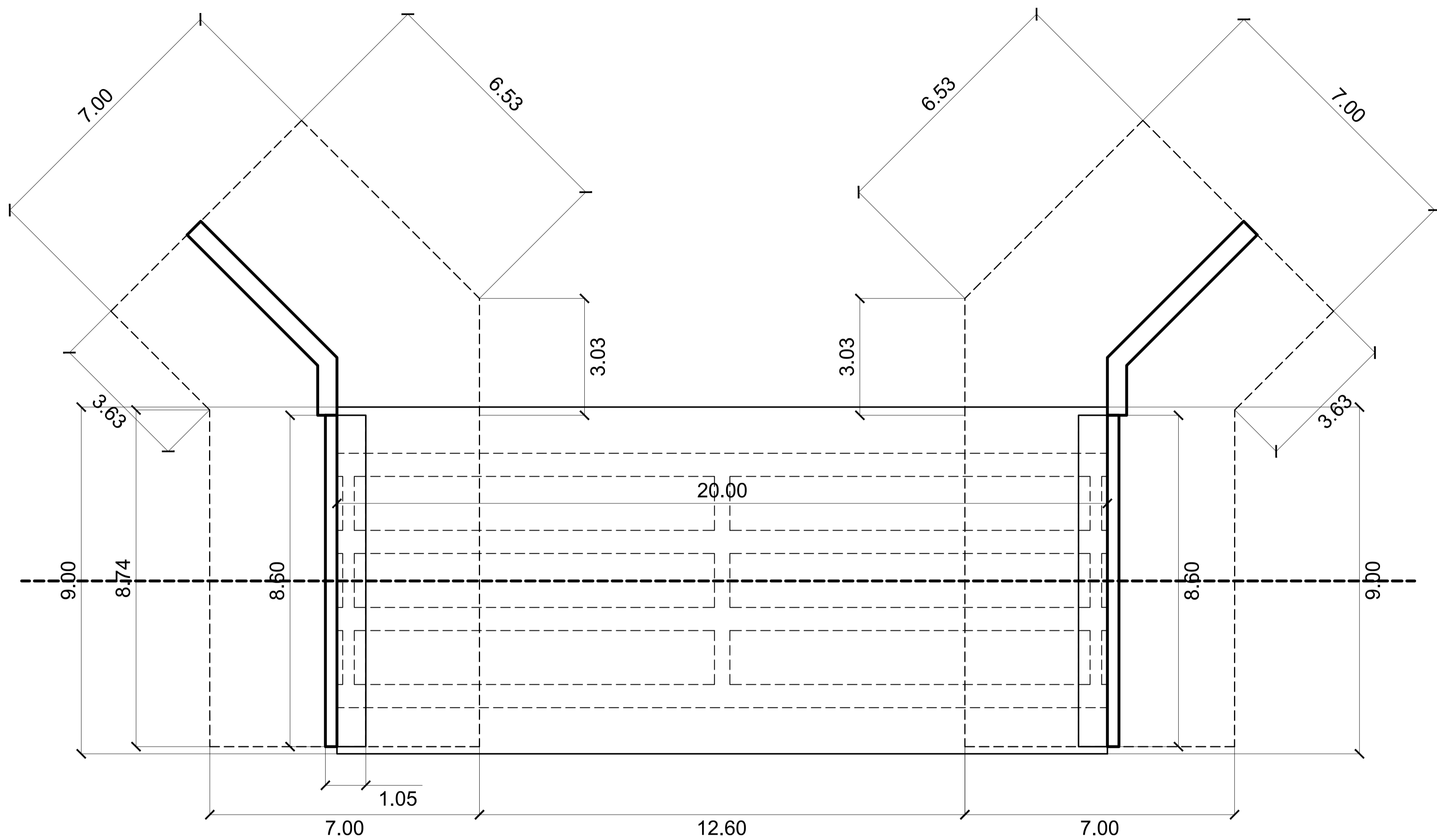
ESCALA 1:10



POSTE DE BARANDAL @ 2.00 m

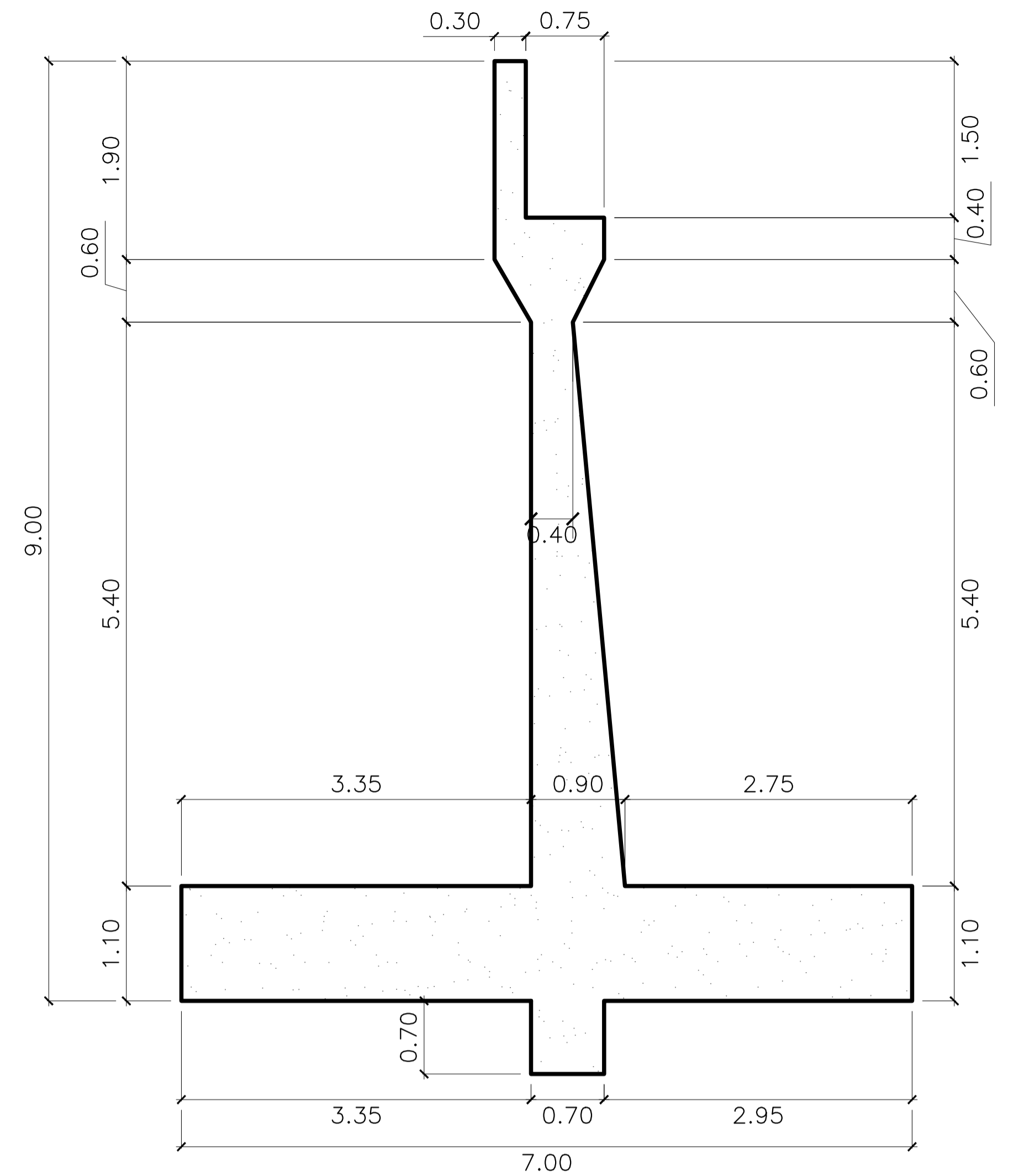
ESCALA 1:10

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA		
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RÍO PLATANITOS BÁRCENAS.		
CALCULÓ: JUAN BARRERO	CONTENIDO: DIAGRAMA INTERNA Y EXTERNA	ESCALA: INDICADA	HOJA: 04
DISEÑO: JUAN BARRERO		ZONA: 2 Y 3	DE: 06
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	JUAN PABLO BARRERO MANUEL CARNÉ: 201021117	FECHA: MAYO 2021	DE: 06



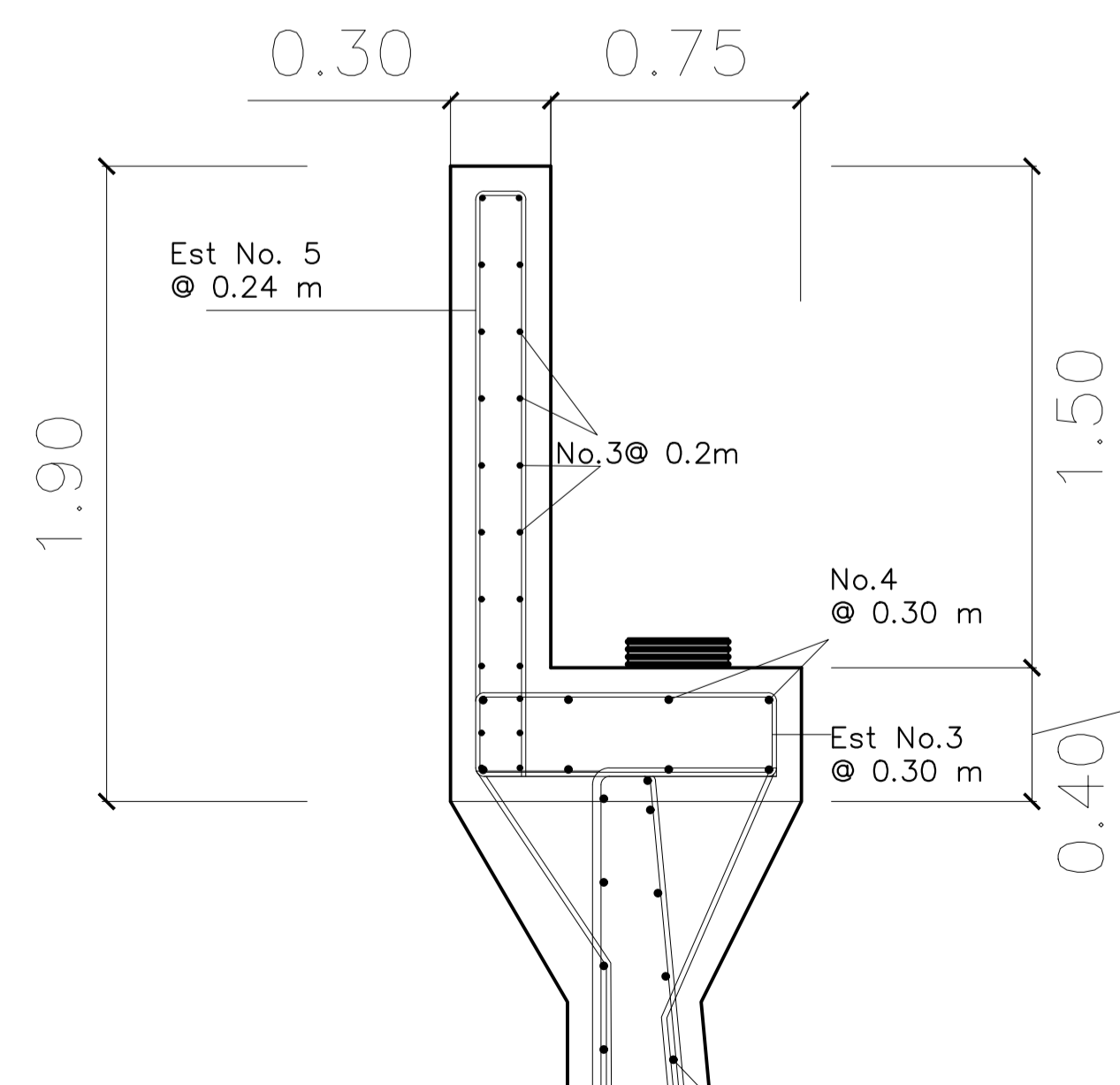
PLANTA ESTRIBO

ESCALA 1:75




PERFIL DE ESTRIBO

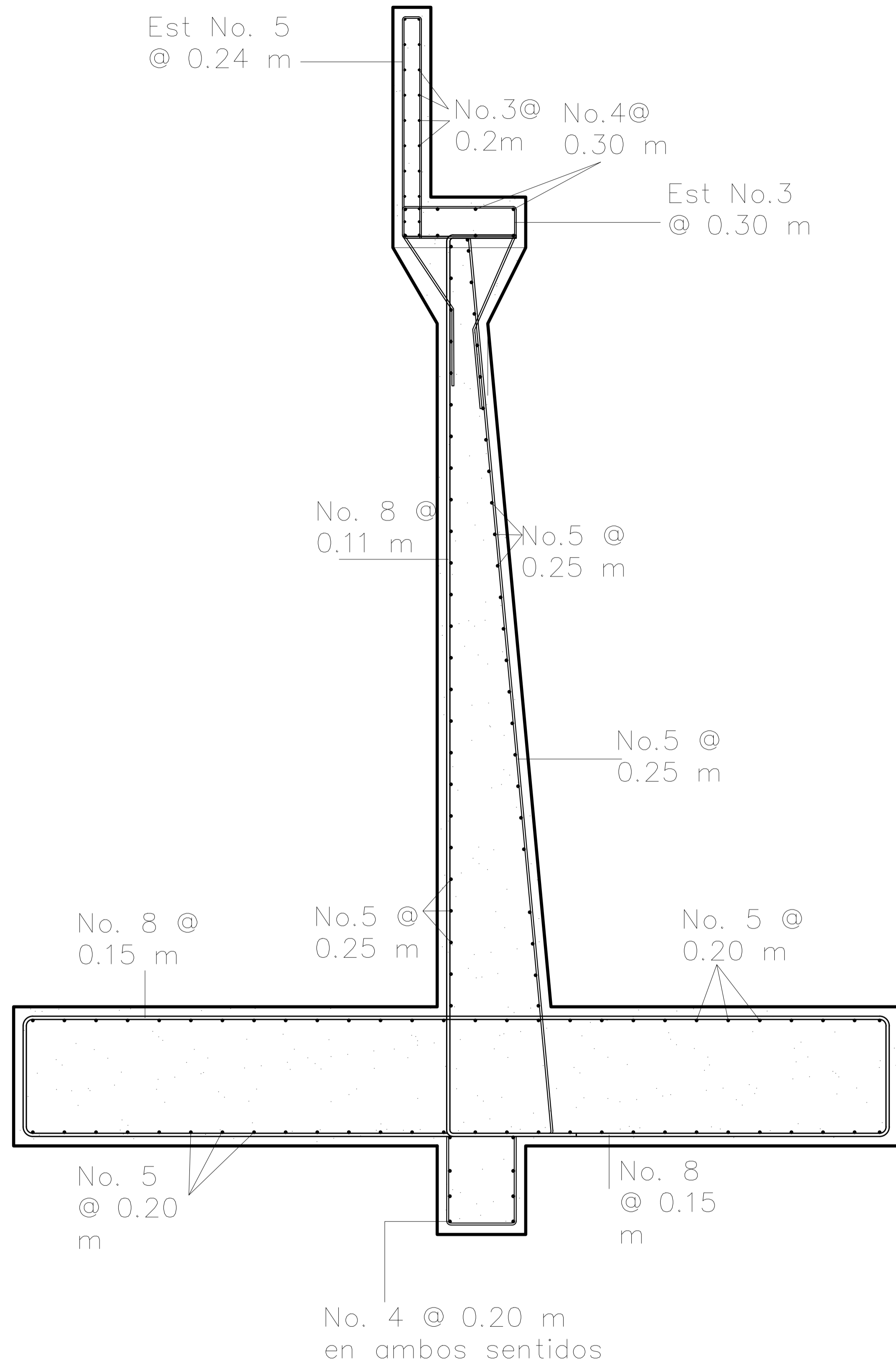
ESCALA 1:40



CORTINA + VIGA DE APOYO

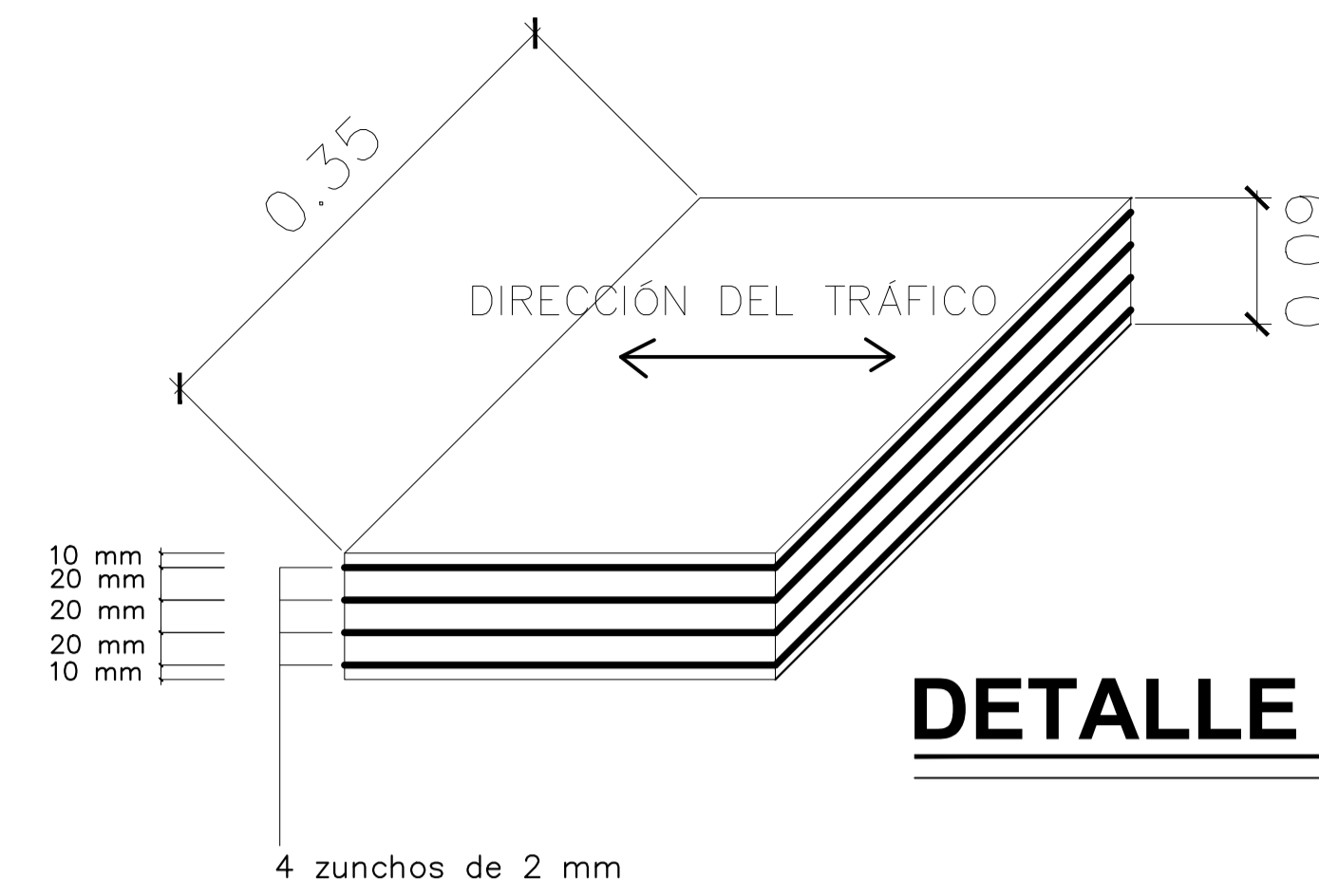
ESCALA 1:20

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA		
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RÍO PLATANITOS BÁRCENAS.		
CALCULÓ: JUAN BARRERO	CONTENIDO: SUBESTRUCTURA Y DETALLES	ESCALA: INDICADA	HOJA: 05
DISEÑO: JUAN BARRERO		ZONA: 2 Y 3	
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	JUAN PABLO BARRERO MANUEL CARNÉ: 201021117	FECHA: MAYO 2021	DE: 06



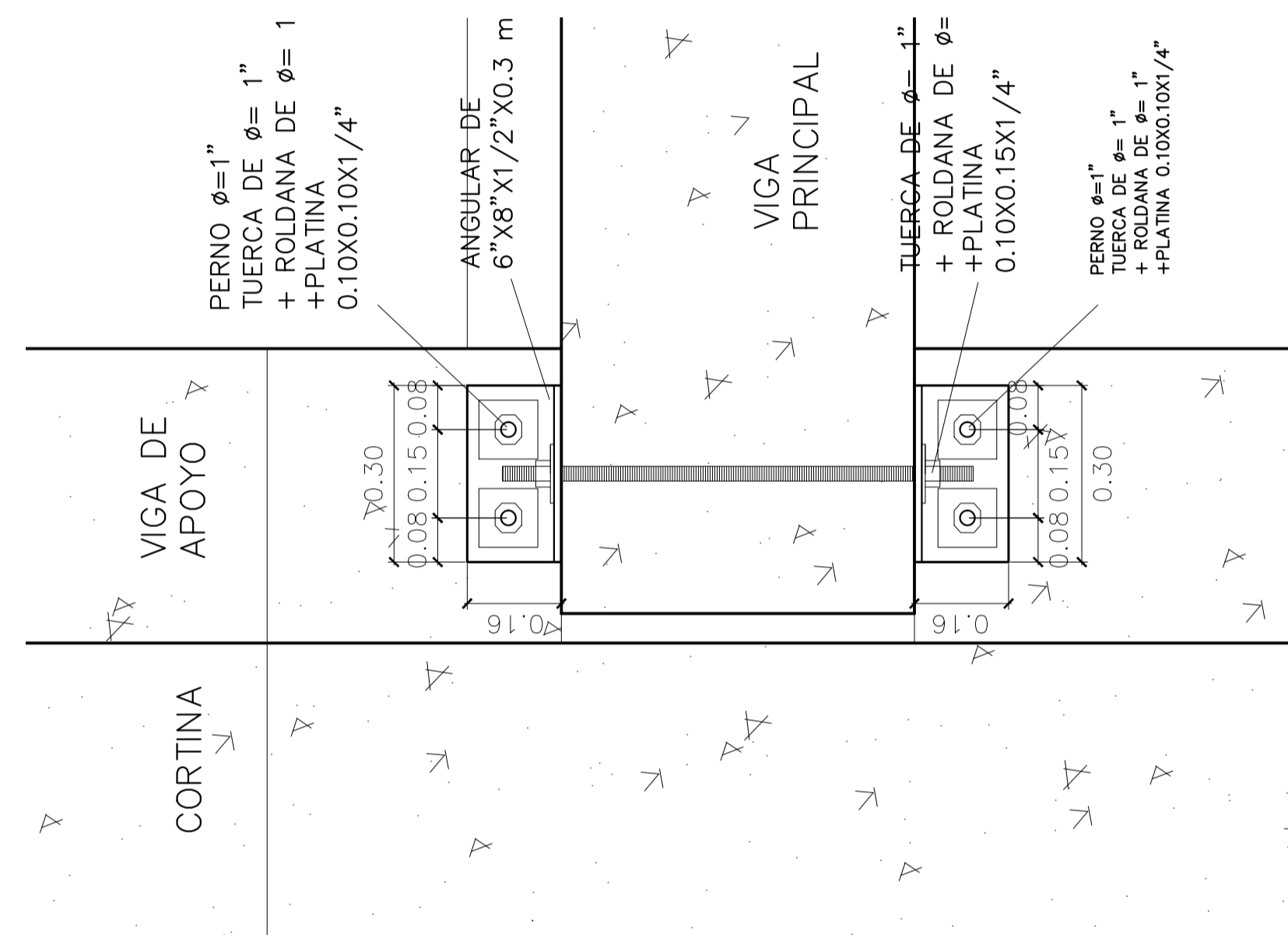
**ESTRIBO
DETALLE DE ARMADURA**

ESCALA 1:25



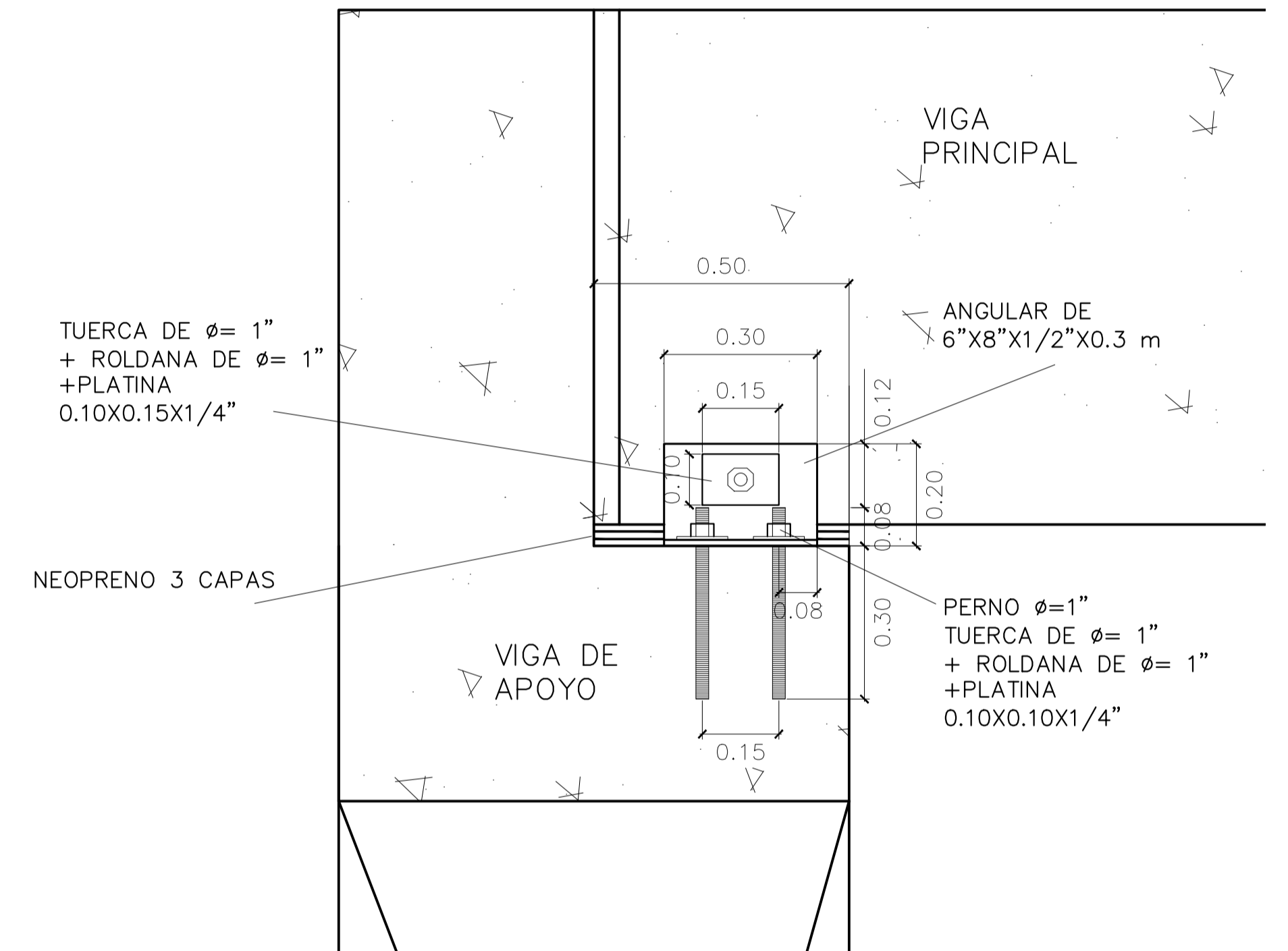
DETALLE DE NEOPRENO

ESCALA 1:5



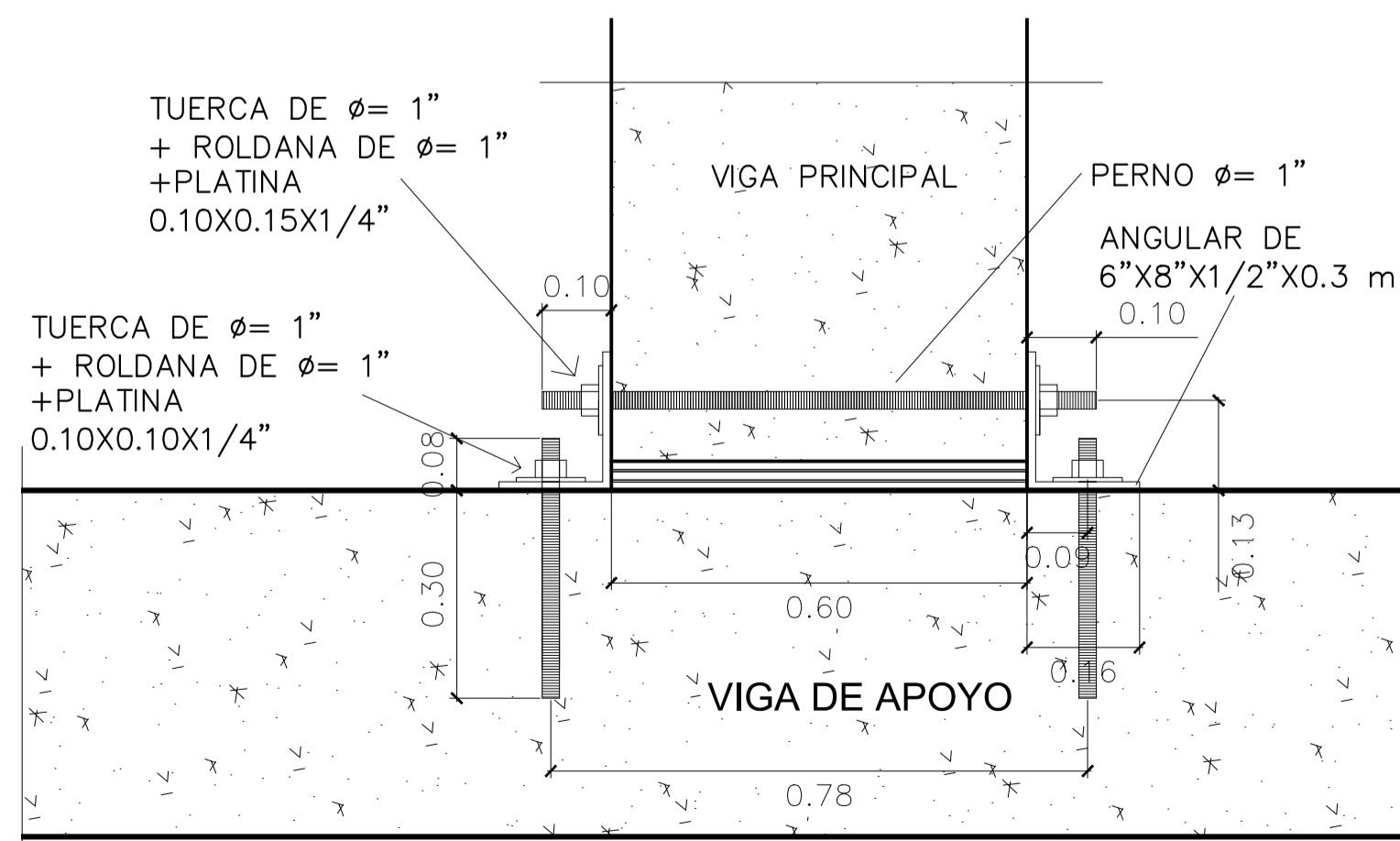
PLANTA FIJACIÓN DE APOYO

ESCALA 1:10



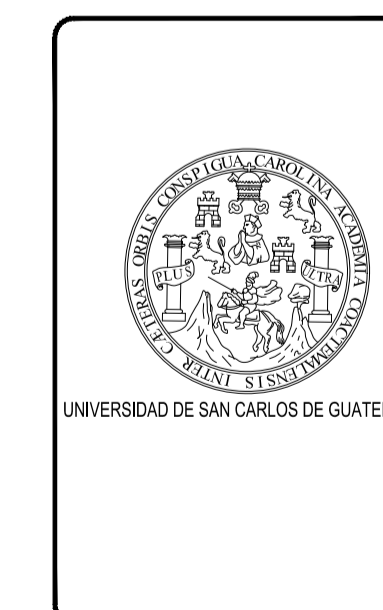
PERFIL FIJACIÓN DE APOYO

ESCALA 1:10



VISTA FRONTAL FIJACIÓN DE APOYO

ESCALA 1:10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, RÍO PLATANITOS
BÁRCENAS.

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SUBESTRUCTURA
Y DETALLES

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
MAYO
2021

HOJA:

06

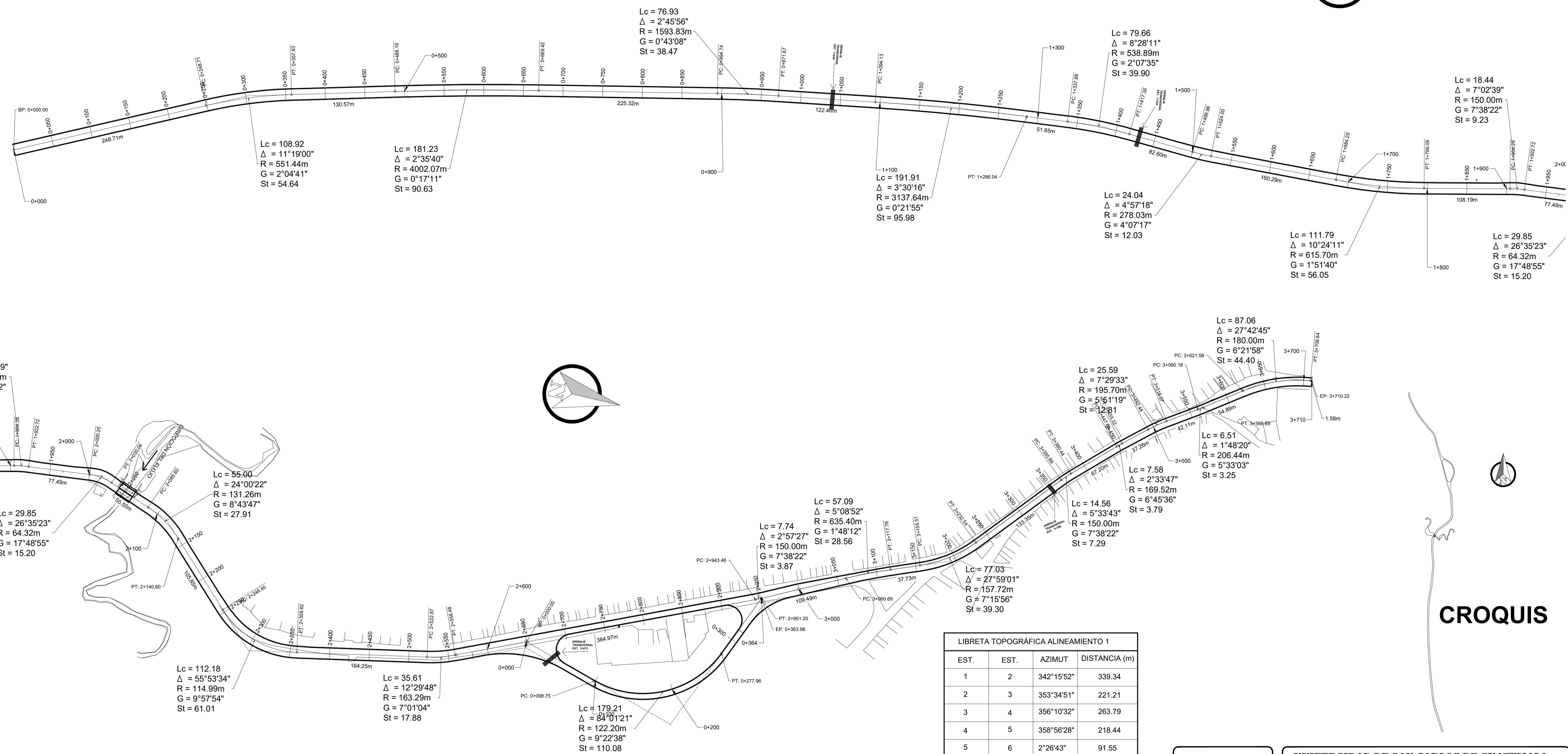
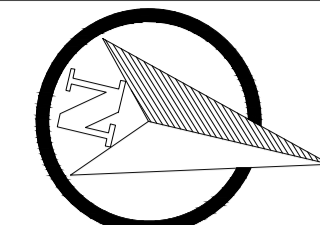
DE:

06

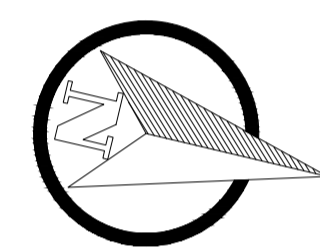
Apendice 6. **Planos de ampliación de tramo carretero hacia el Amate
Bárcenas, Villa Nueva, Guatemala**

- Plano 1: planta general
- Plano 2 al 9: planta y perfil de alineamiento 1
- Plano 10: planta y perfil de alineamiento 2
- Plano 11 al 17: secciones transversales de alineamiento 1
- Plano 18: secciones transversales de alienamiento 2
- Plano 19: tabla de volúmenes de alineamiento 1
- Plano 20: tabla de volúmenes de alineamiento 2
- Plano 21: detalles de típicas
- Plano 22: detalle de drenaje transversal

Fuente: elaboración propia.



44
2'39"
00m
3'22"
3



CROQUIS

PLANTA GENERAL

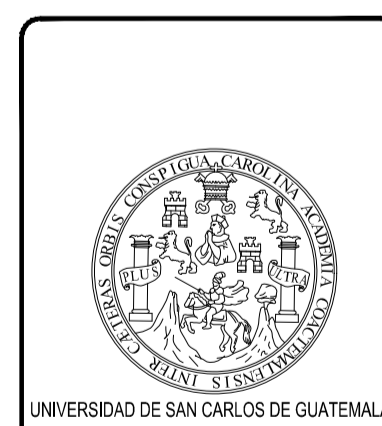
ESCALA 1:2500

LIBRETA TOPOGRÁFICA ALINEAMIENTO 2

EST.	EST.	AZIMUT	DISTANCIA (m)
2+650.22	A	25°09'22"	208.82
A	2+951.20	301°08'01"	196.08

LIBRETA TOPOGRÁFICA ALINEAMIENTO 1

EST.	EST.	AZIMUT	DISTANCIA (m)
1	2	342°15'52"	339.34
2	3	353°34'51"	221.21
3	4	356°10'32"	263.79
4	5	358°56'28"	218.44
5	6	2°26'43"	91.55
6	7	10°54'54"	94.63
7	8	5°57'37"	216.34
8	9	355°33'26"	117.42
9	10	2°36'05"	92.68
10	11	29°11'28"	83.46
11	12	53°11'50"	166.85
12	13	357°18'15"	182.12
13	14	344°48'27"	388.85
14	15	341°51'00"	138.05
15	16	346°59'51"	63.48
16	17	319°00'50"	140.64
17	18	324°34'33"	70.99
18	19	327°08'20"	50.07
19	20	334°37'53"	45.36
20	21	332°49'33"	99.29
21	22	00°32'18"	45.98



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULO:
JUAN BARRERO

CONTENIDO:
PLANTA GENERAL

ESCALA:
INDICADA

HOJA:

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ZONA:
2 Y 3

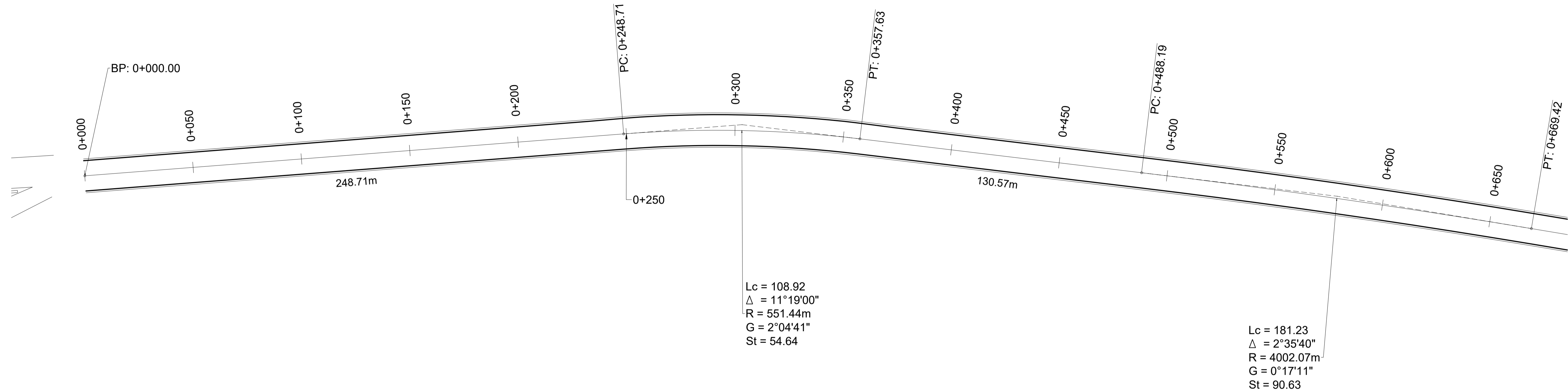
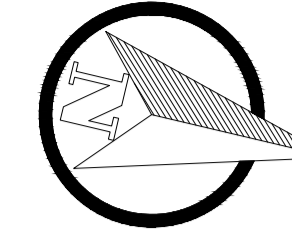
01

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

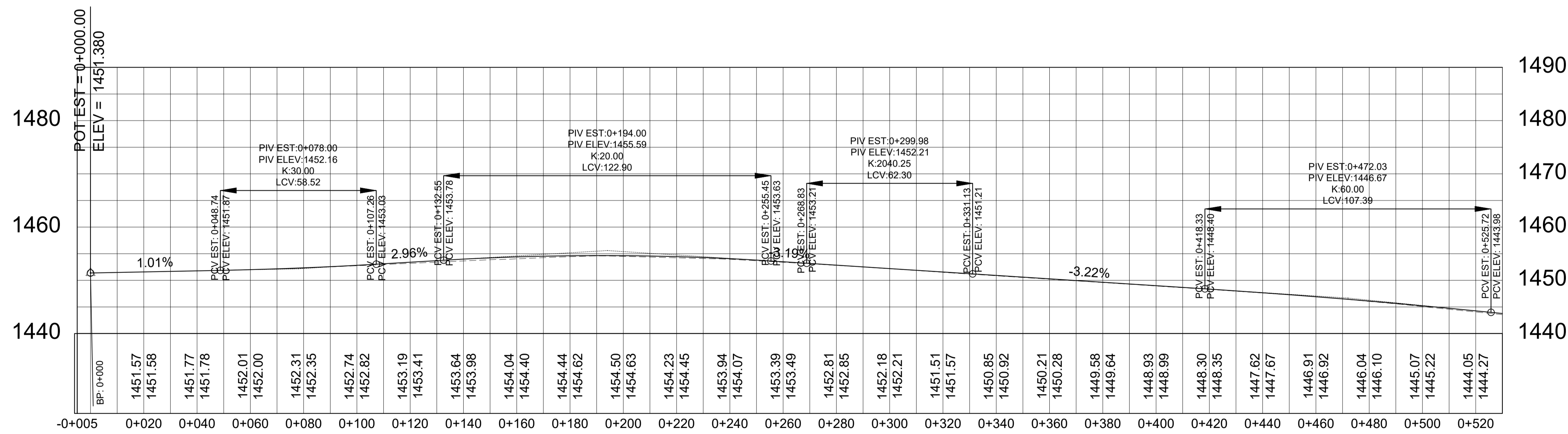
FECHA:
ENERO 2022

DE:
27



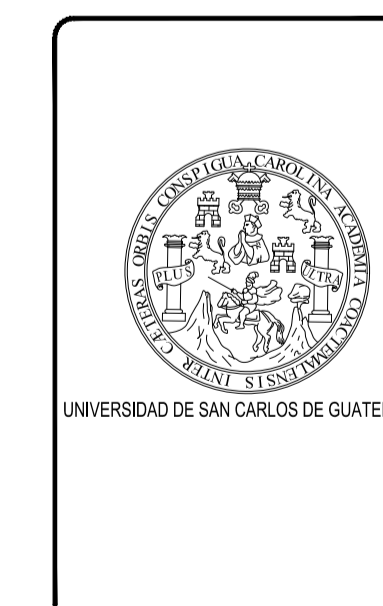
PLANTA EST. 0+000 A 0+500

ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 0+000 A 0+500

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:

PLANTA PERFIL

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

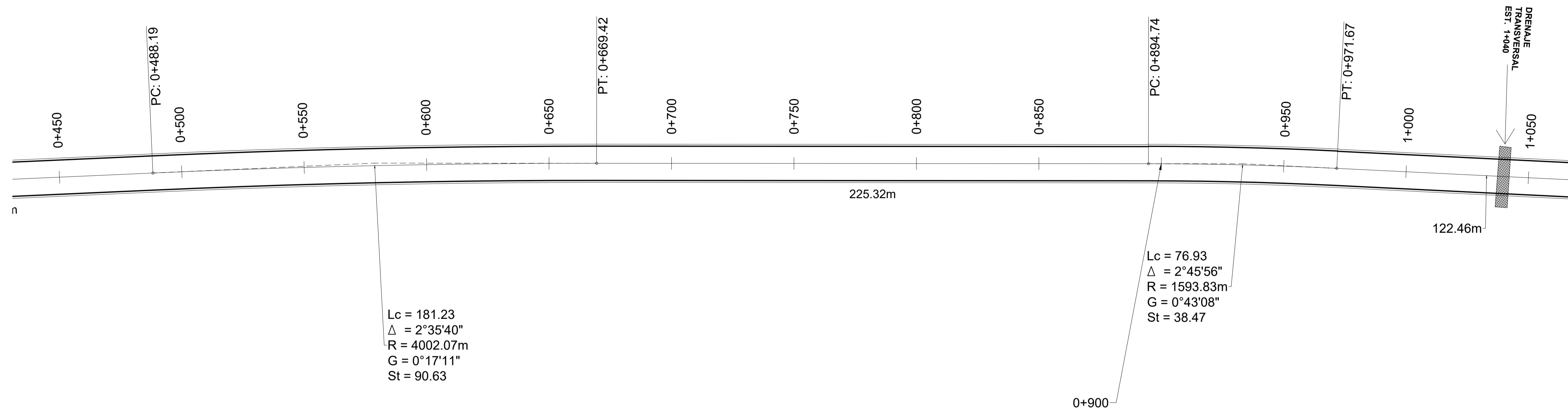
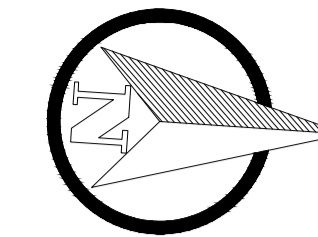
ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

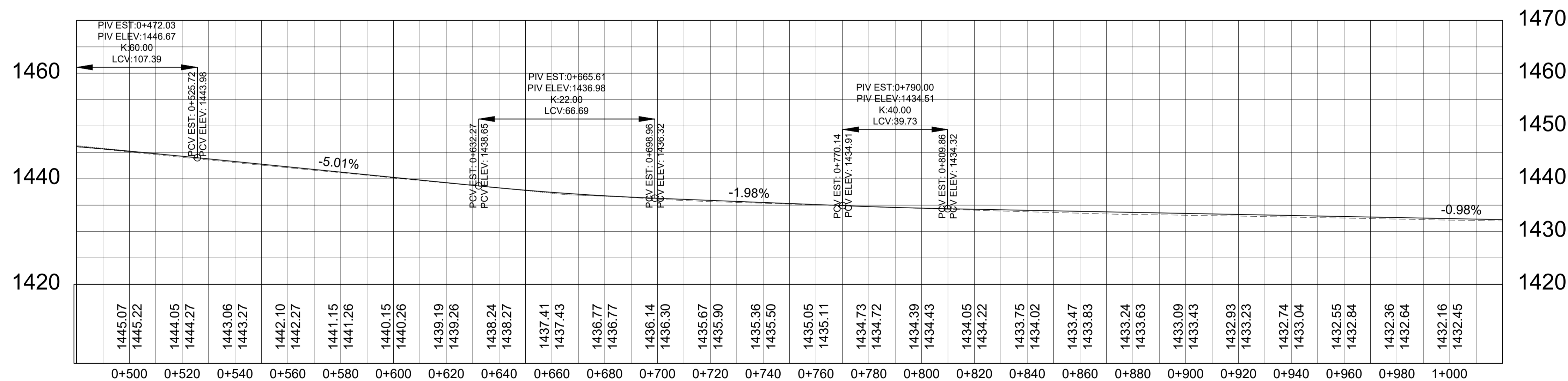
02

DE:
27



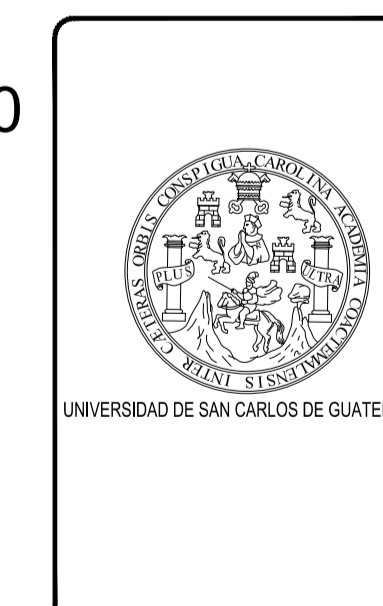
PLANTA EST. 0+500 A 1+000

ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 0+500 A 1+000

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑÓ:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

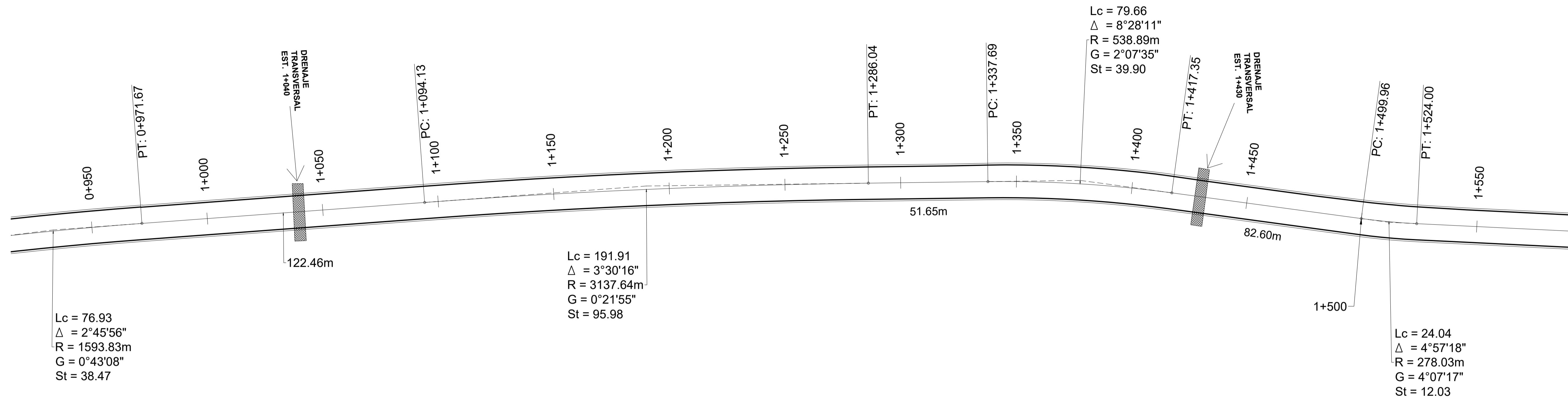
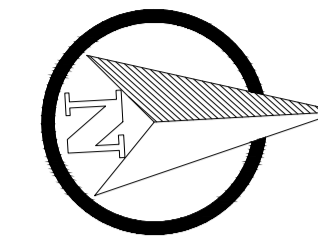
FECHA:
ENERO 2022

HOJA:

03

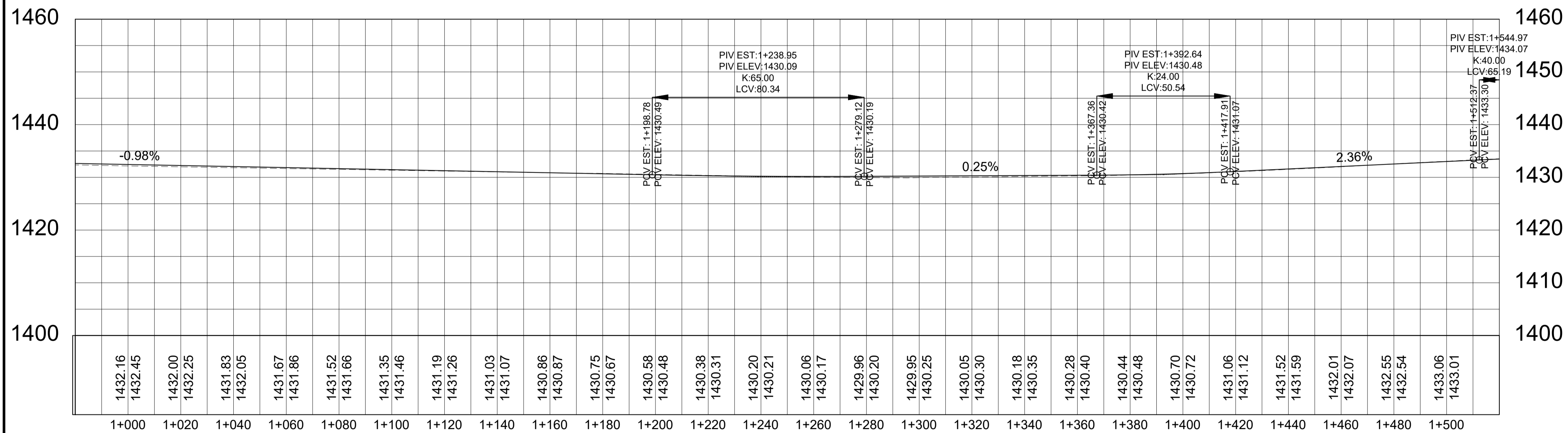
DE:

27



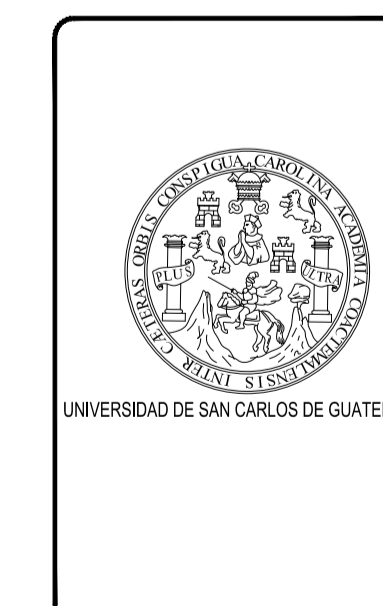
PLANTA EST. 1+000 A 1+500

ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 1+000 A 1+500

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

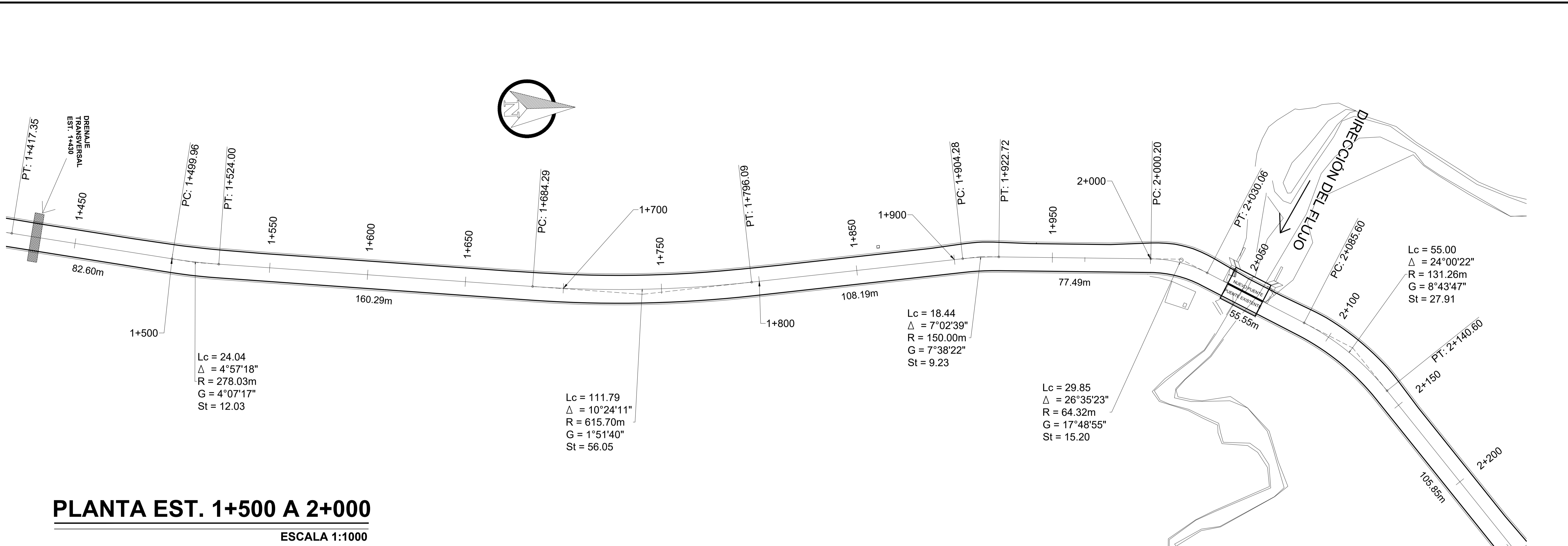
ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESCALA: INDICADA
ZONA: 2 Y 3

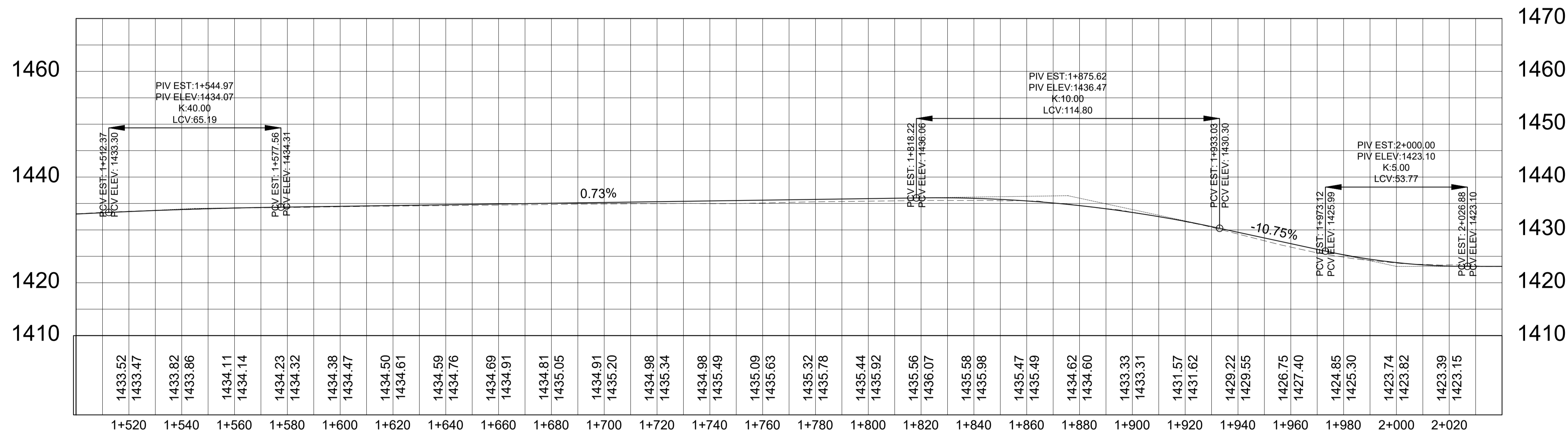
FECHA: ENERO 2022
DE: 27

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117



PLANTA EST. 1+500 A 2+000

ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 1+500 A 2+000

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESCALA:
INDICADA

HOJA:
05

DISEÑO:
JUAN BARRERO

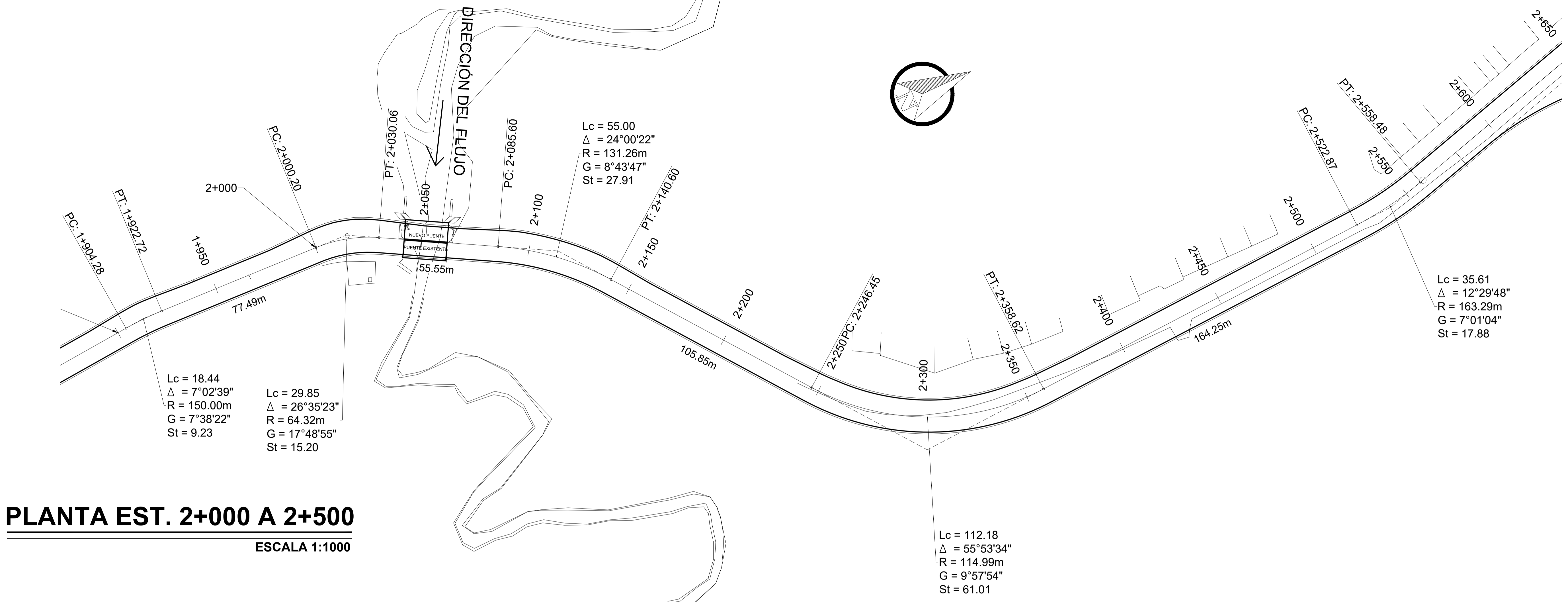
ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO 2022

DE:
27

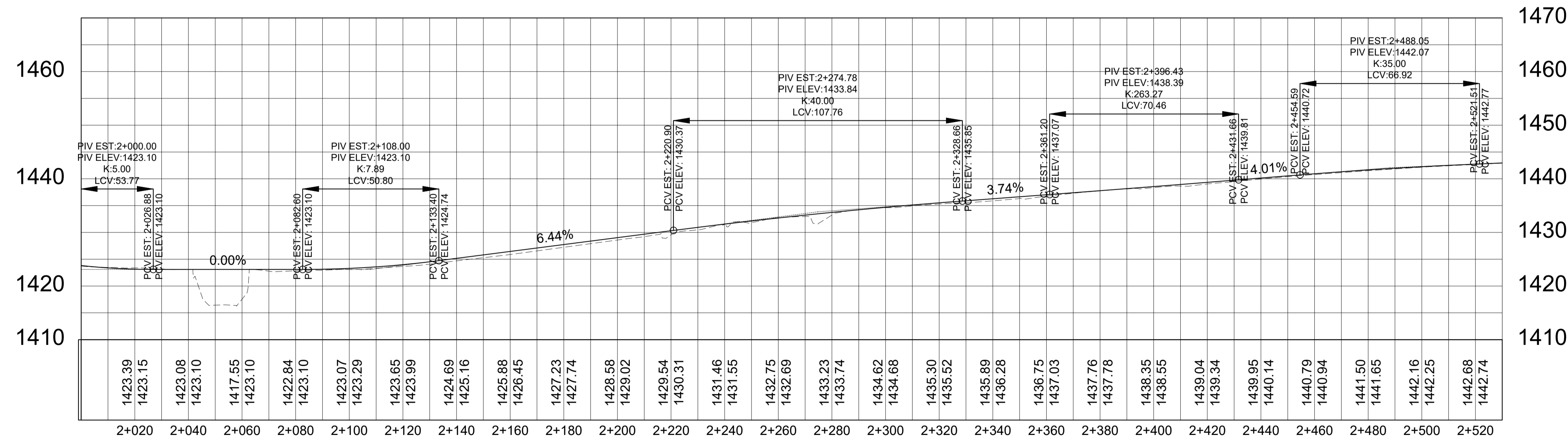
ING. SILVIO RODRÍGUEZ

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117




PLANTA EST. 2+000 A 2+500

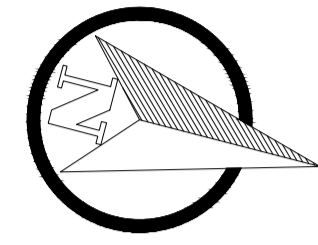
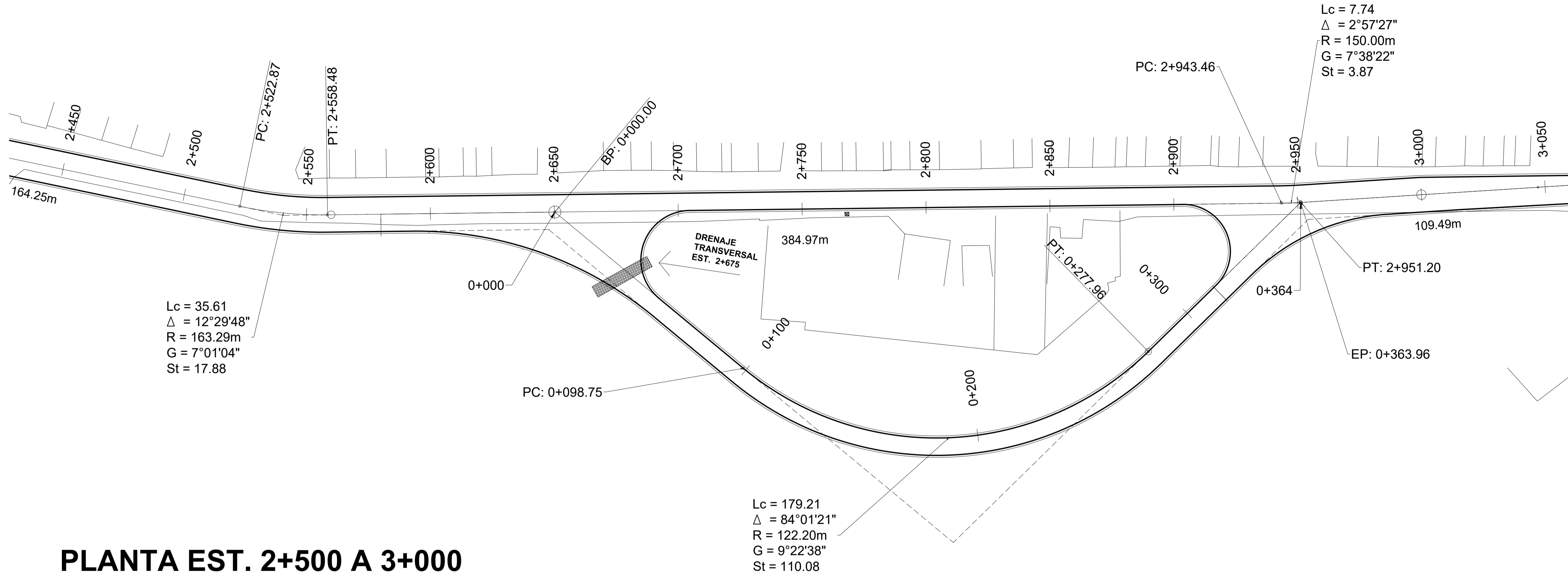
ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 2+000 A 2+500

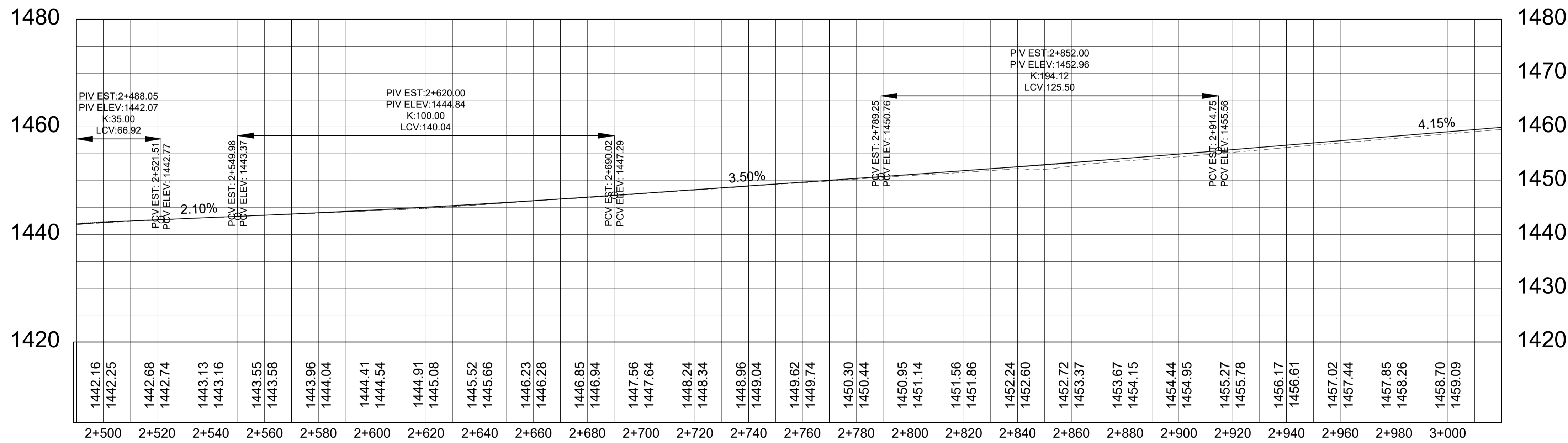
ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA	
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA	
	PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS	
CALCULÓ: JUAN BARRERO	CONTENIDO: PLANTA PERFIL	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: JUAN BARRERO		ZONA: 2 Y 3
		FECHA: ENERO 2022
	ING. SILVIO RODRÍGUEZ	DE: 27



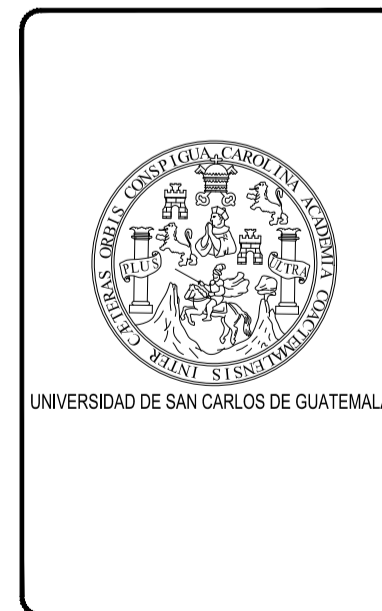
PLANTA EST. 2+500 A 3+000

ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 2+500 A 3+000

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

ESCALA:
INDICADA

HOJA:

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ZONA:
2 Y 3

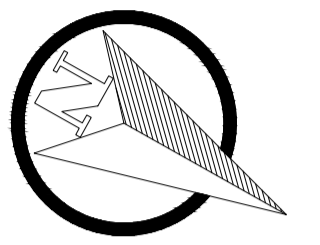
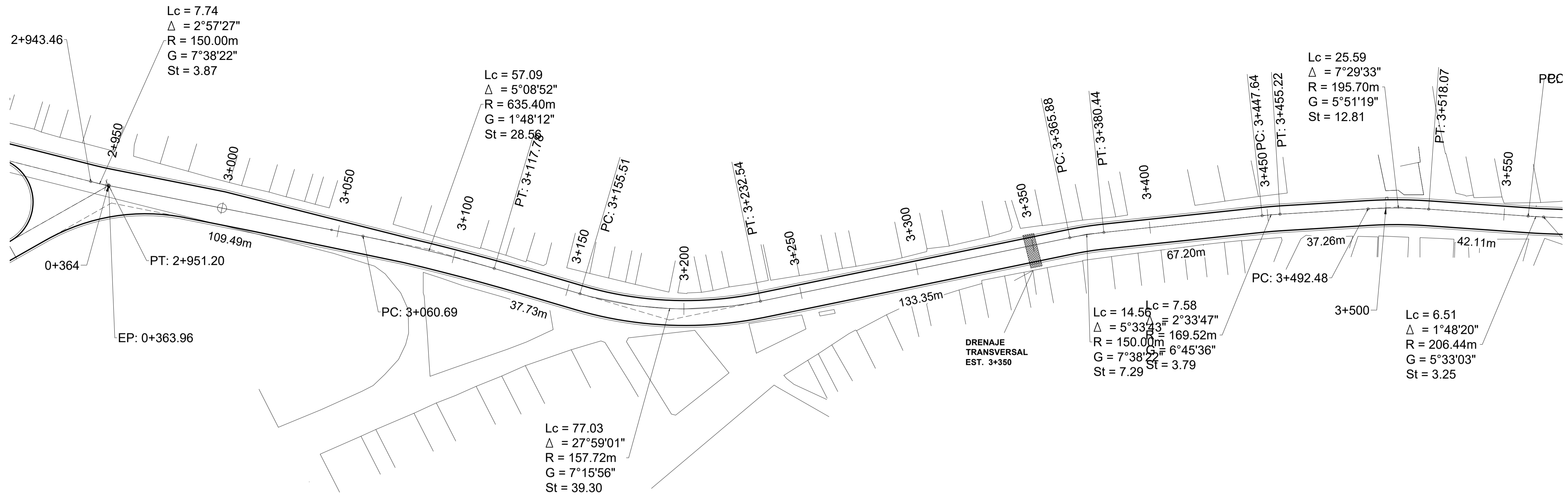
07

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

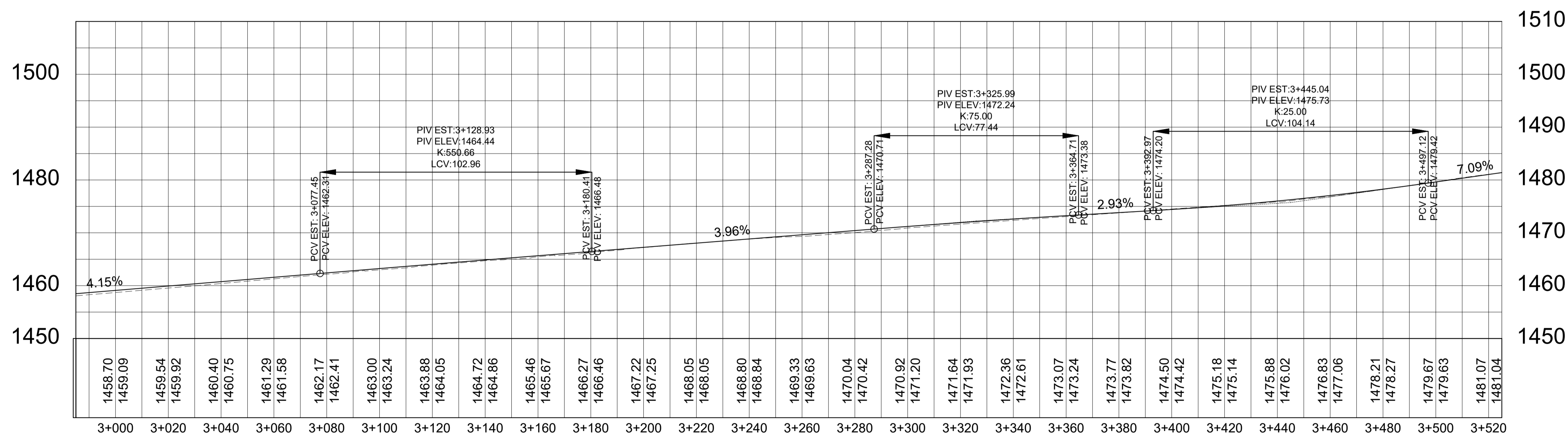
FECHA:
ENERO
2022

DE:
27



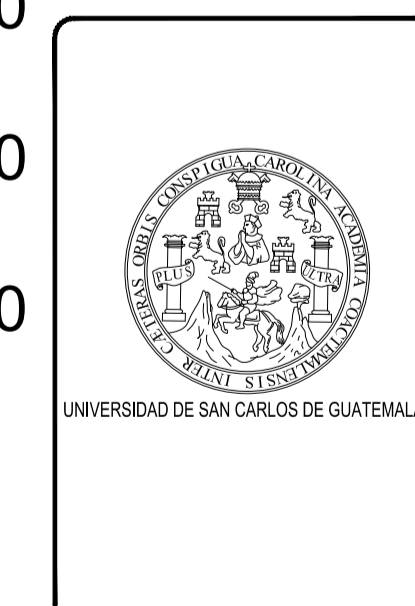
PLANTA EST. 3+000 A 3+500

ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 3+000 A 3+500

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

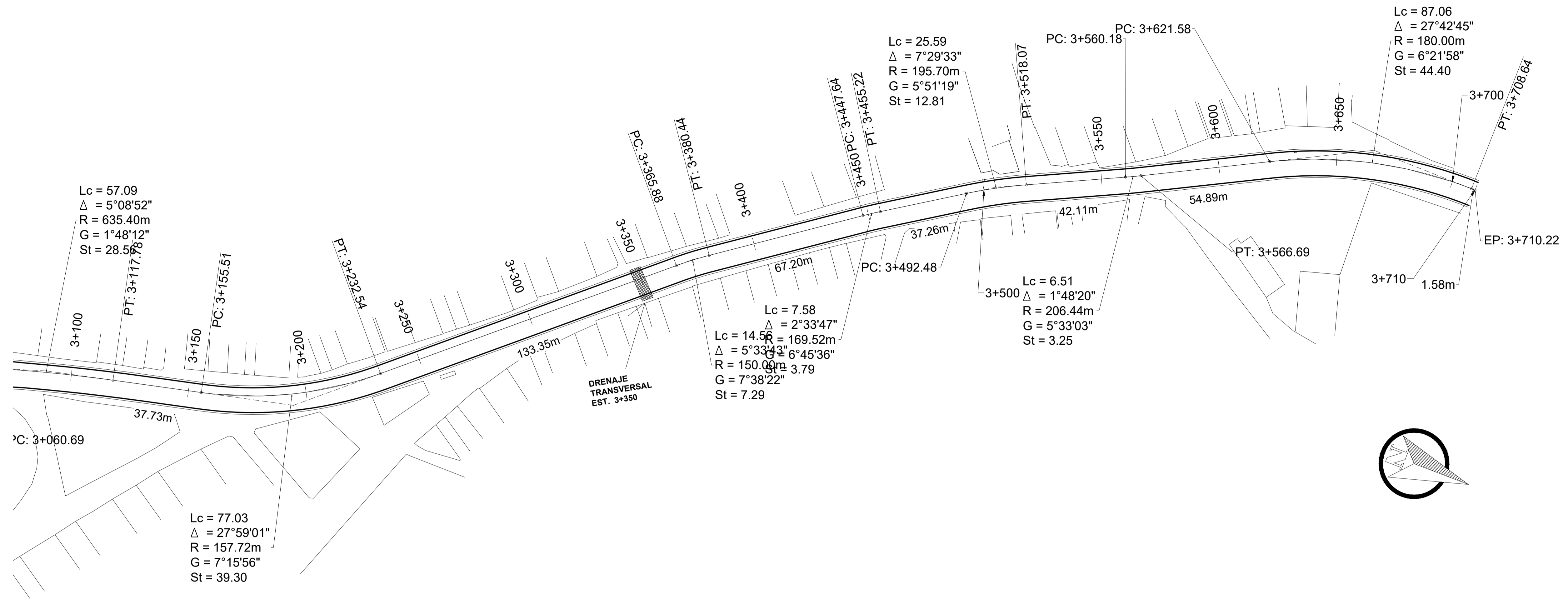
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

08

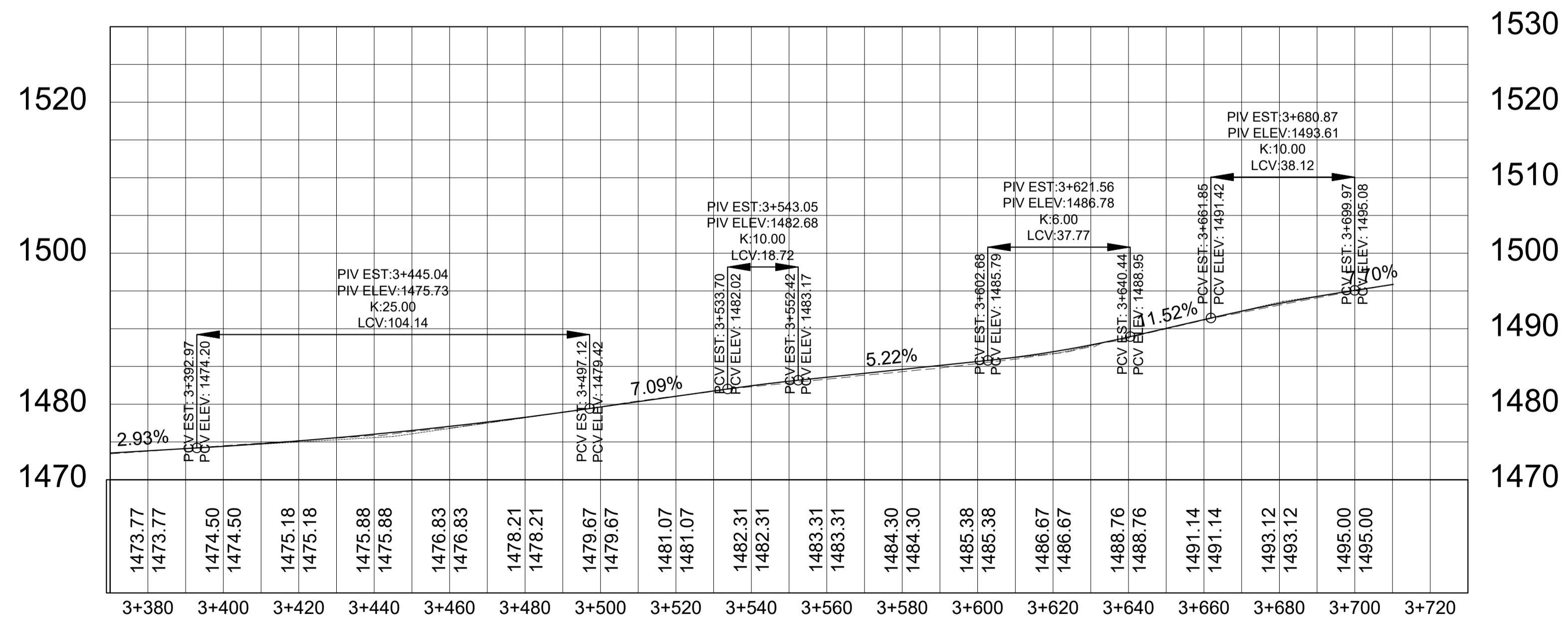
DE:

27




PLANTA EST. 3+500 A 3+710.20

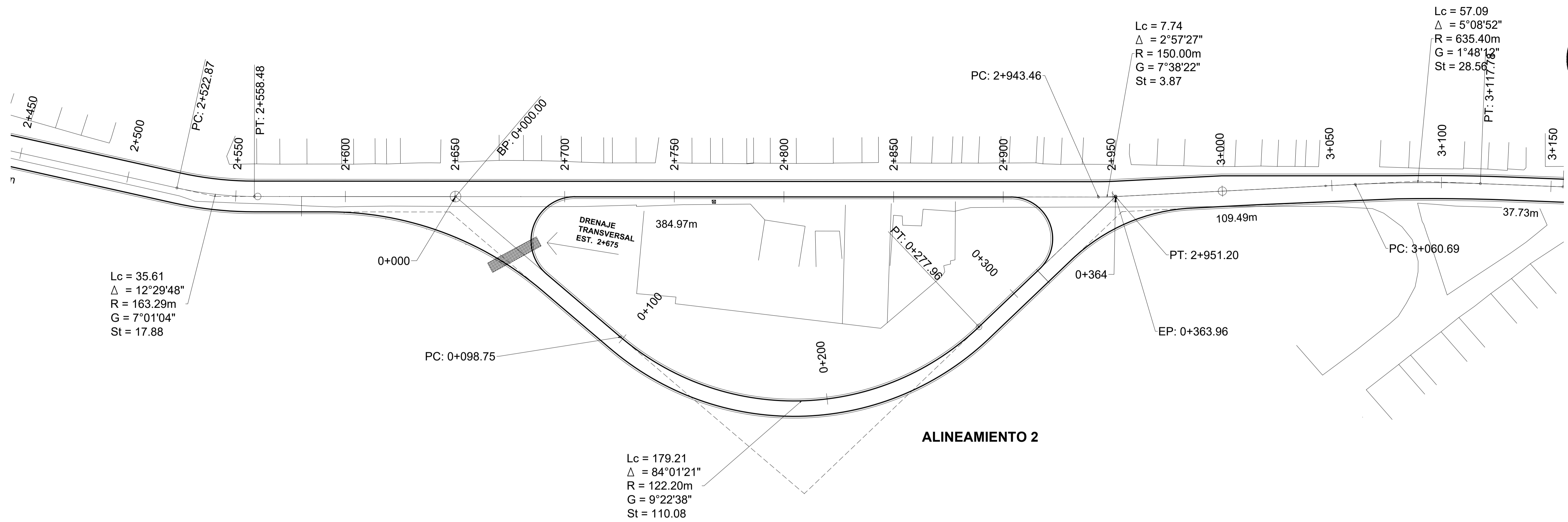
ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 3+500 A 3+710.20

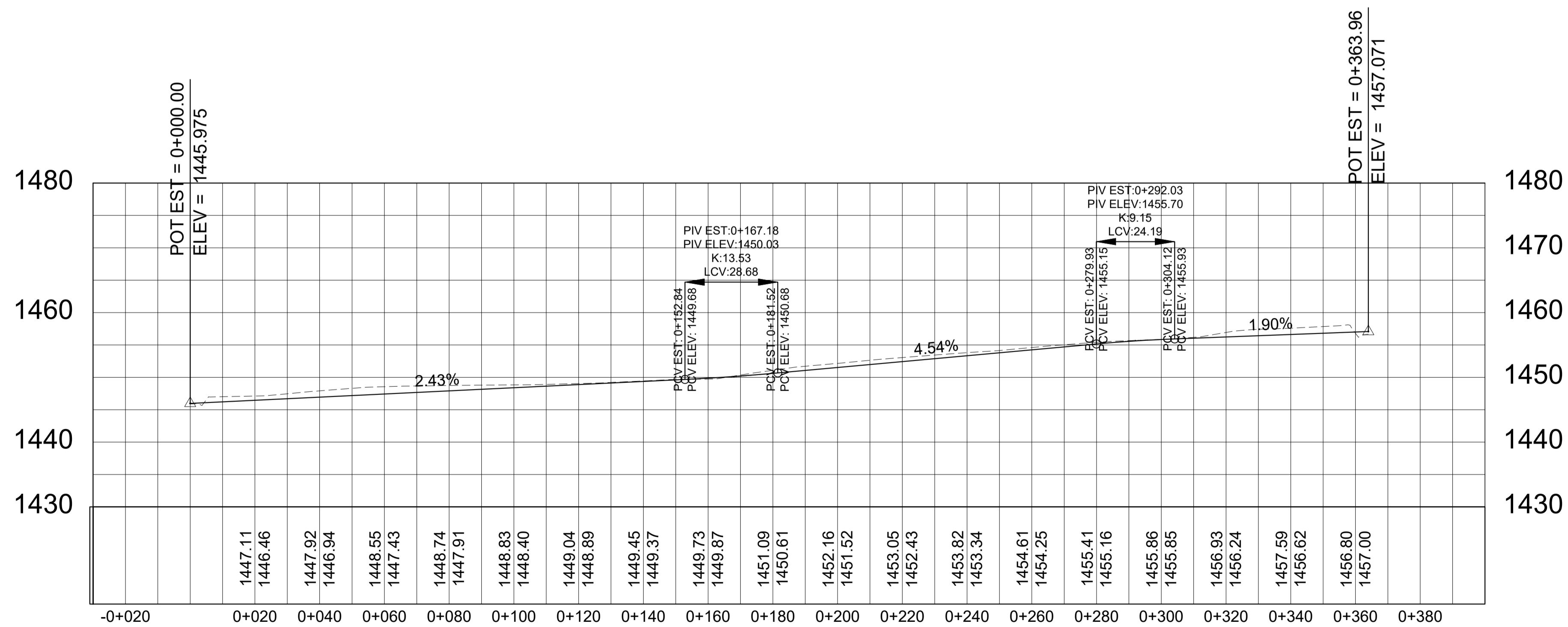
ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA		
	PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS		
CALCULÓ: JUAN BARRERO	CONTENIDO: PLANTA PERFIL	ESCALA: INDICADA	HOJA: 09
DISEÑO: JUAN BARRERO		ZONA: 2 Y 3	
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	FECHA: ENERO 2022	DE: 27	



PLANTA EST. 0+000 A 0+363.96

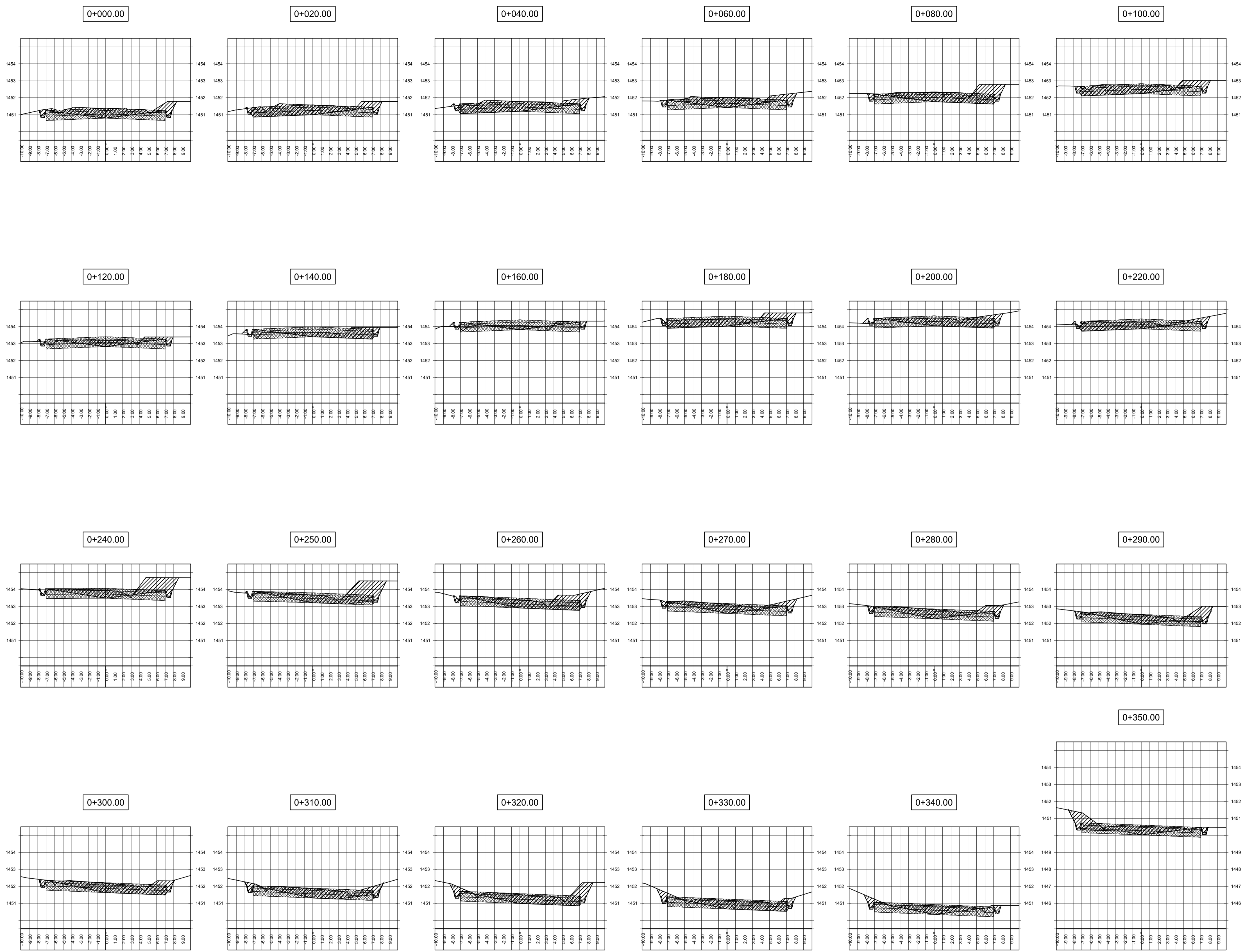
ESCALA 1:1000



PERFIL EST. 0+000 A 0+363.96

ESCALA H. 1:1000
ESCALA V. 1:500

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA	
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA	
	PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS	
CALCULÓ: JUAN BURRERO	CONTENIDO: PLANTA PERFIL	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: JUAN BURRERO		ZONA: 2 Y 3
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	JUAN PABLO BURRERO MANUEL CARNÉ: 201021117	FECHA: ENERO 2022
		HOJA: 10
		DE: 27



ALINEAMIENTO PRINCIPAL

SECCIONES TRANSVERSALES 0+000 A 0+350

ESCALA 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

HOJA:

11

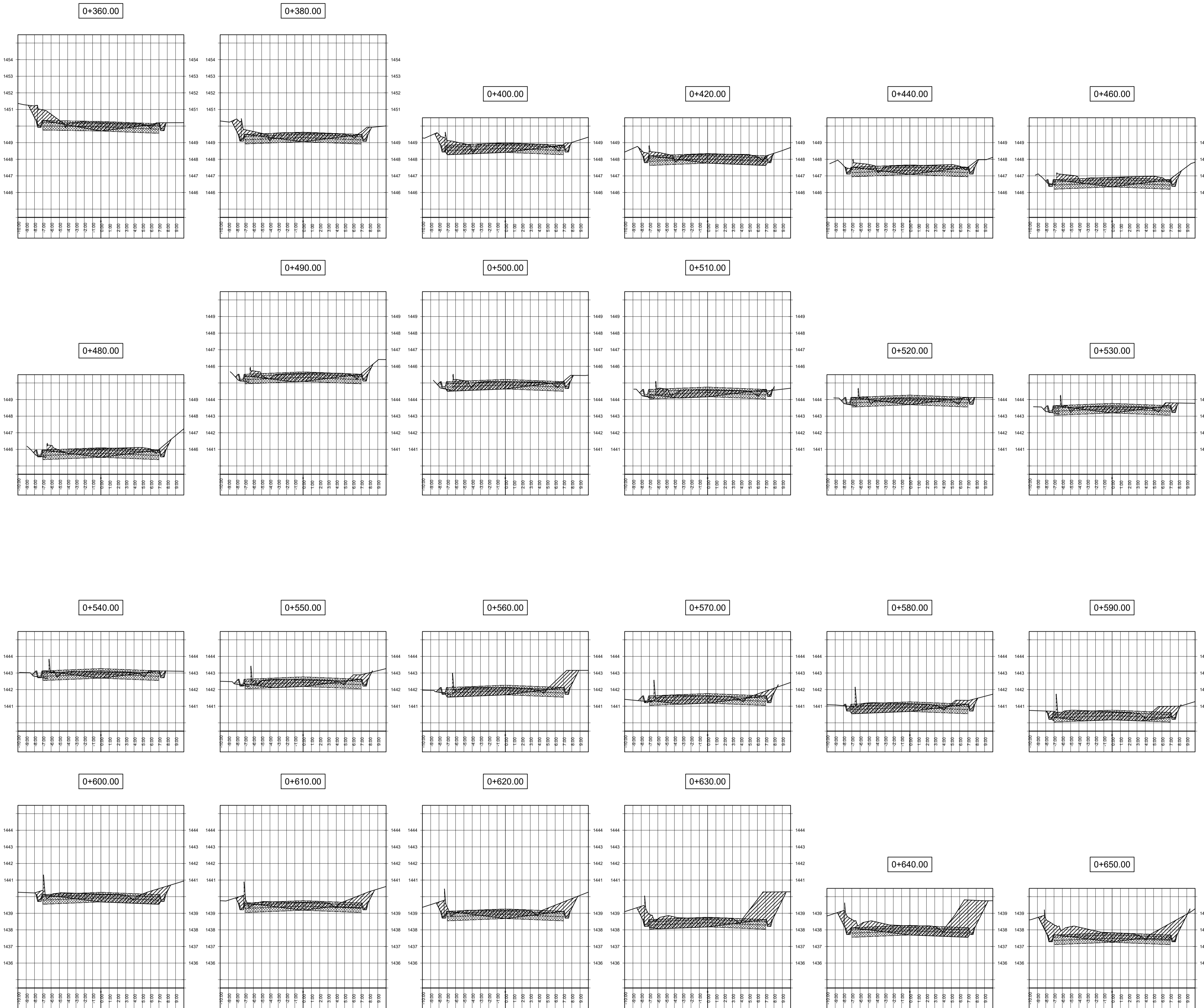
ING. SILVIO RODRÍGUEZ

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

FECHA:
ENERO
2022

DE:

27



SECCIONES TRANSVERSALES 0+360 A 0+650

ESCALA 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BURRERO

DISEÑO:
JUAN BURRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BURRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

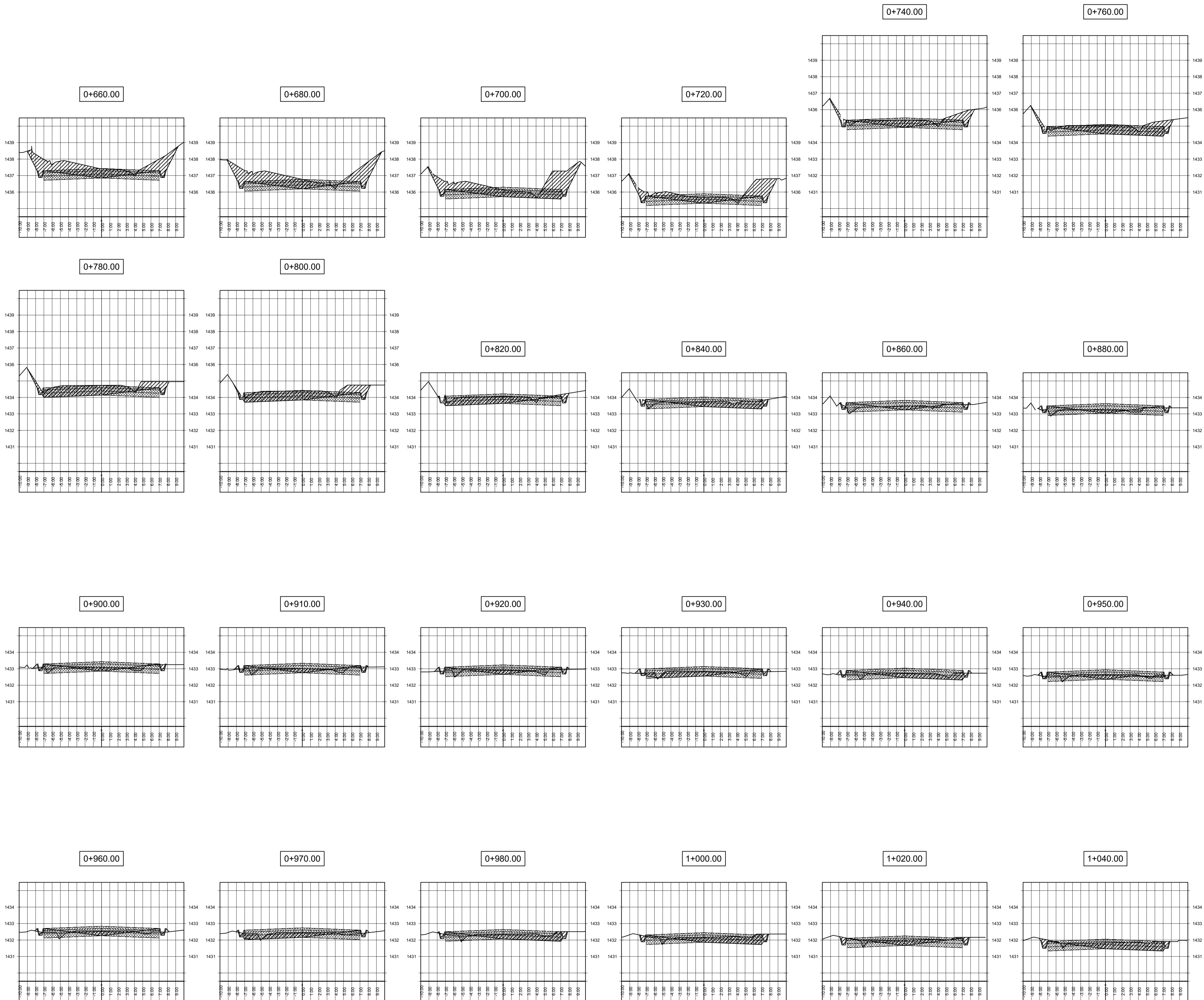
ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

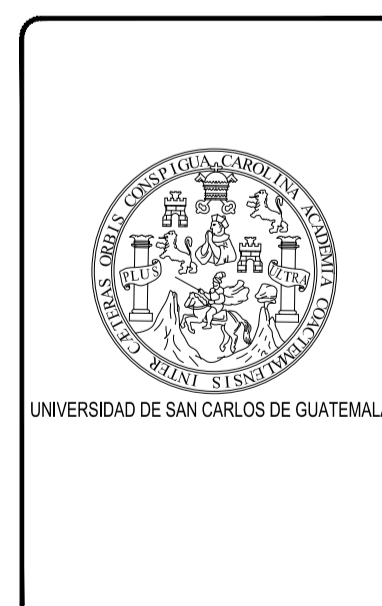
HOJA:
12

DE:
27



SECCIONES TRANSVERSALES 0+660 A 1+040

ESCALA 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BURRERO

DISEÑO:
JUAN BURRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BURRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

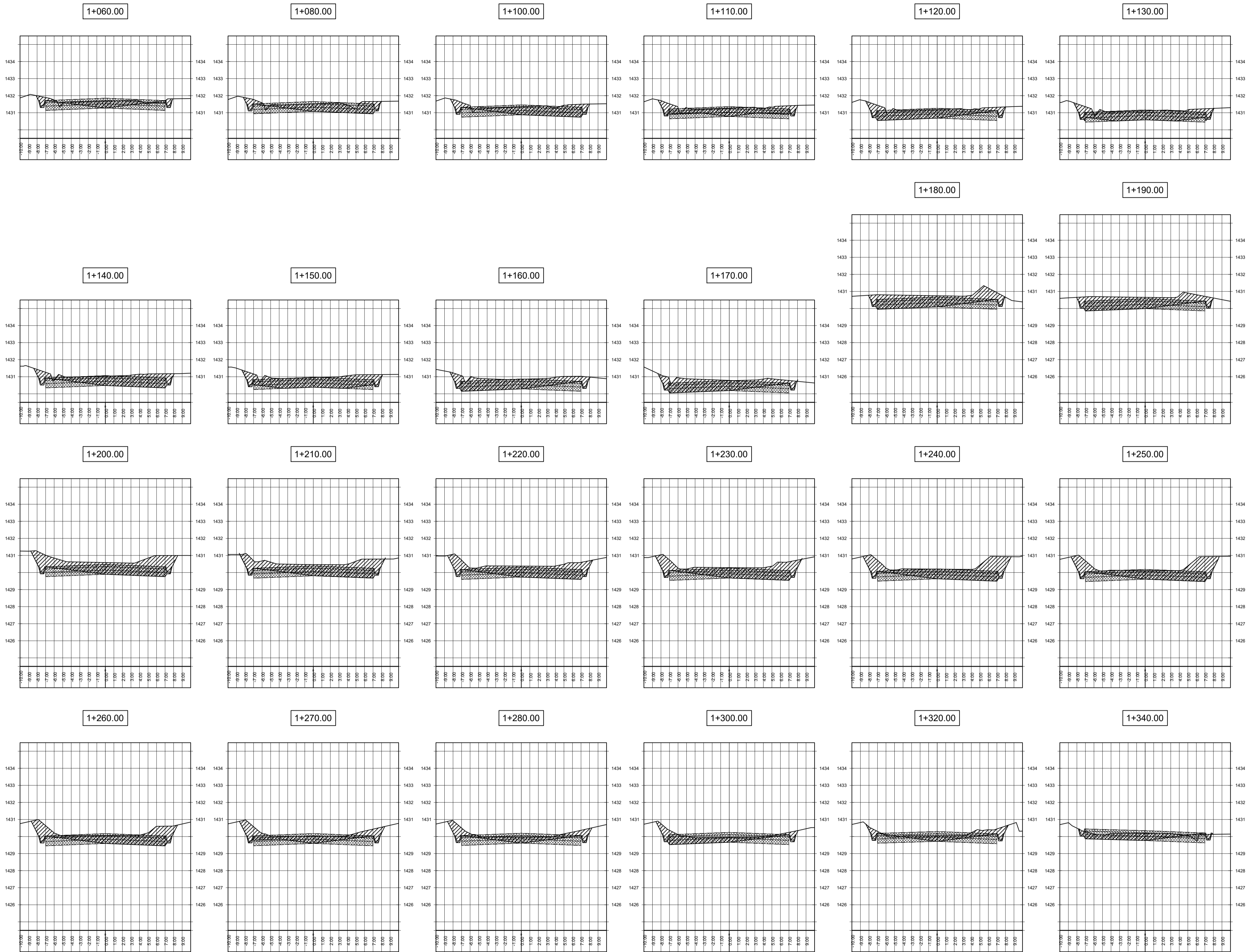
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

13

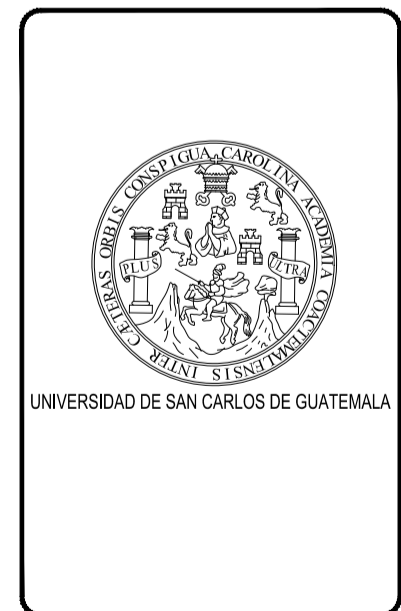
DE:

27



SECCIONES TRANSVERSALES 1+060 A 1+340

ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BURRERO

DISEÑO:
JUAN BURRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BURRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

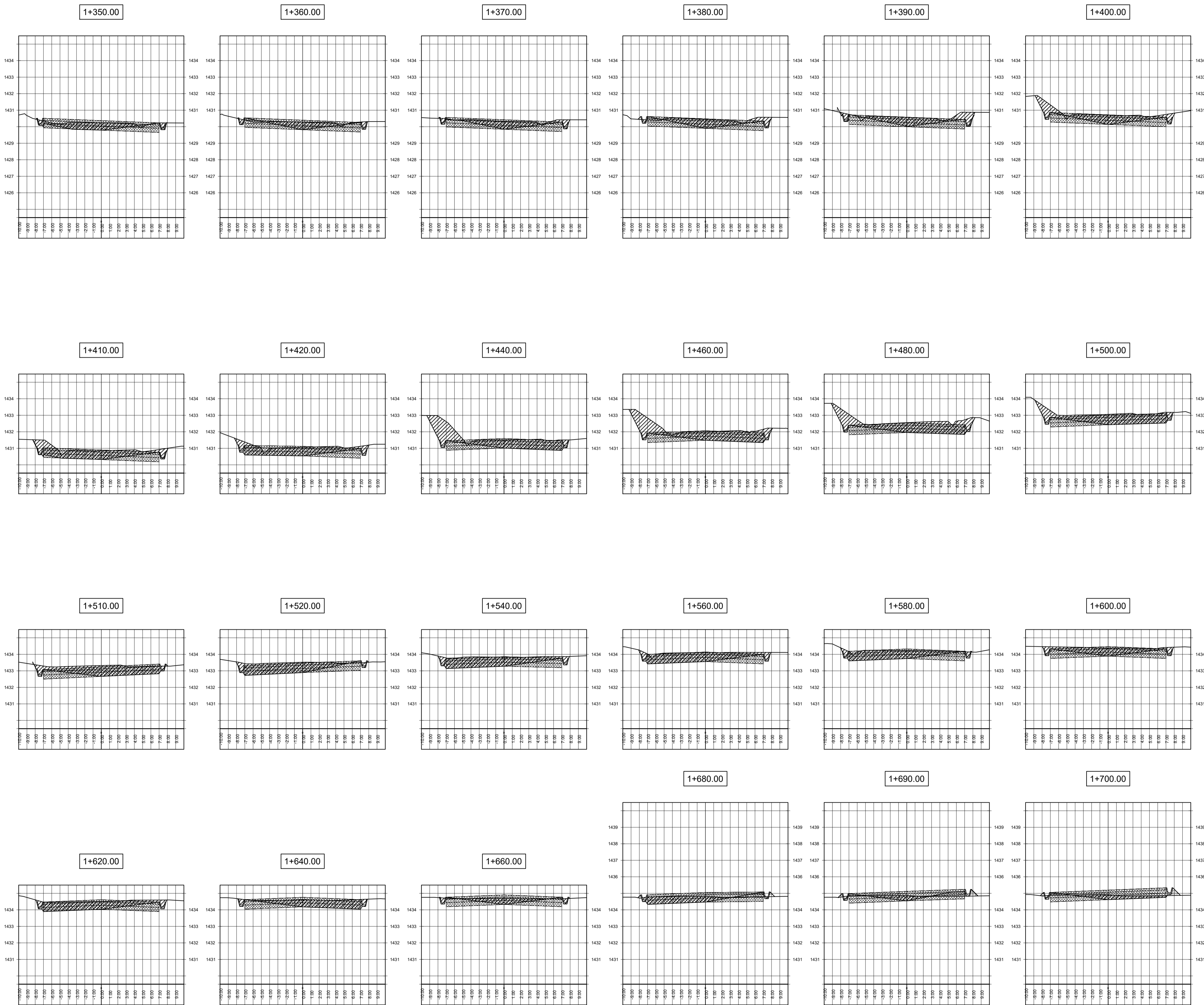
ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

HOJA:
14

DE:
27



SECCIONES TRANSVERSALES 1+350 A 1+700

ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

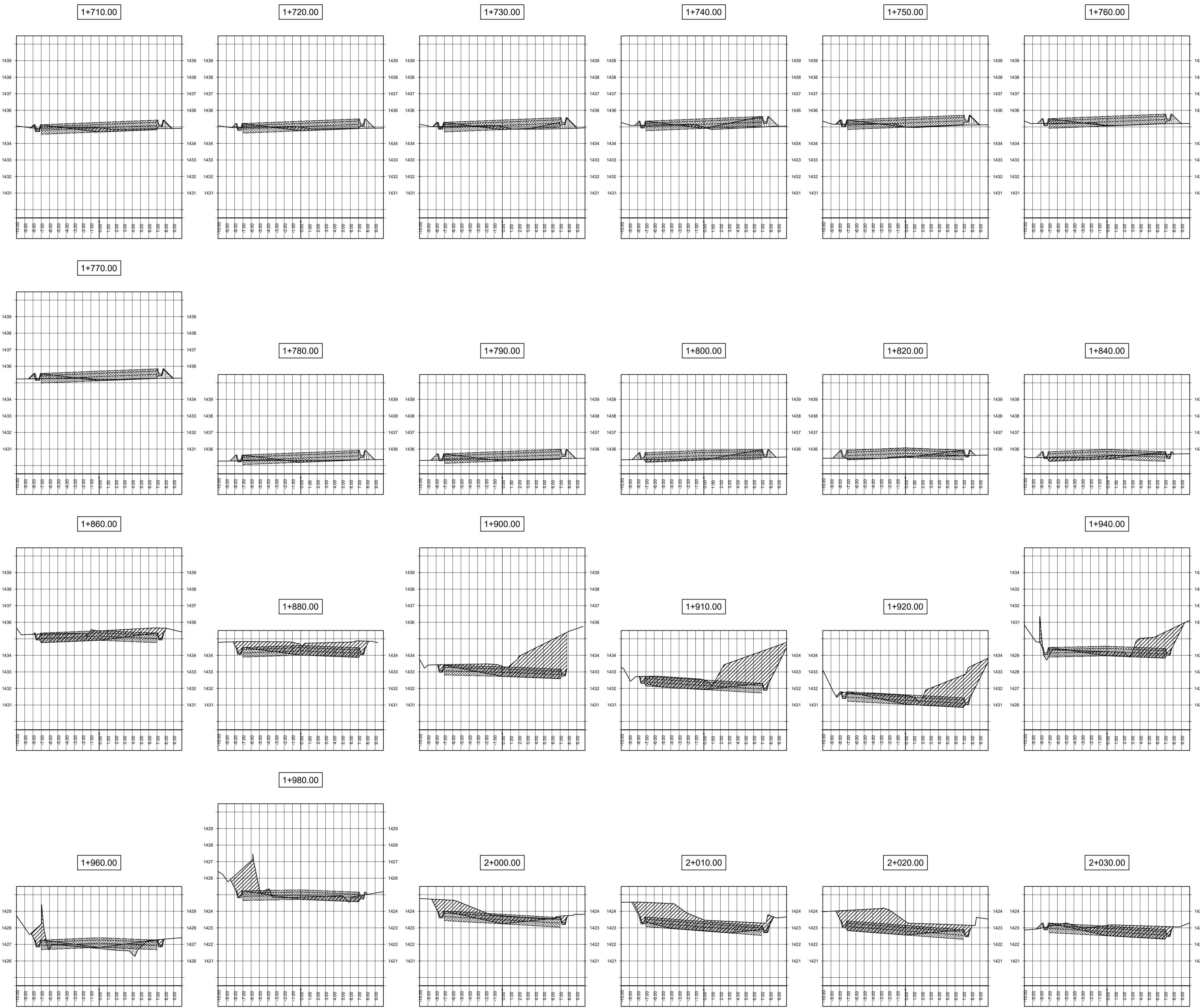
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

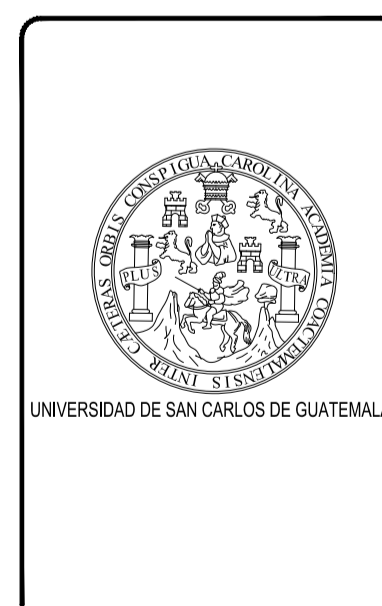
15

DE:

27



SECCIONES TRANSVERSALES 1+710 A 2+030
ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

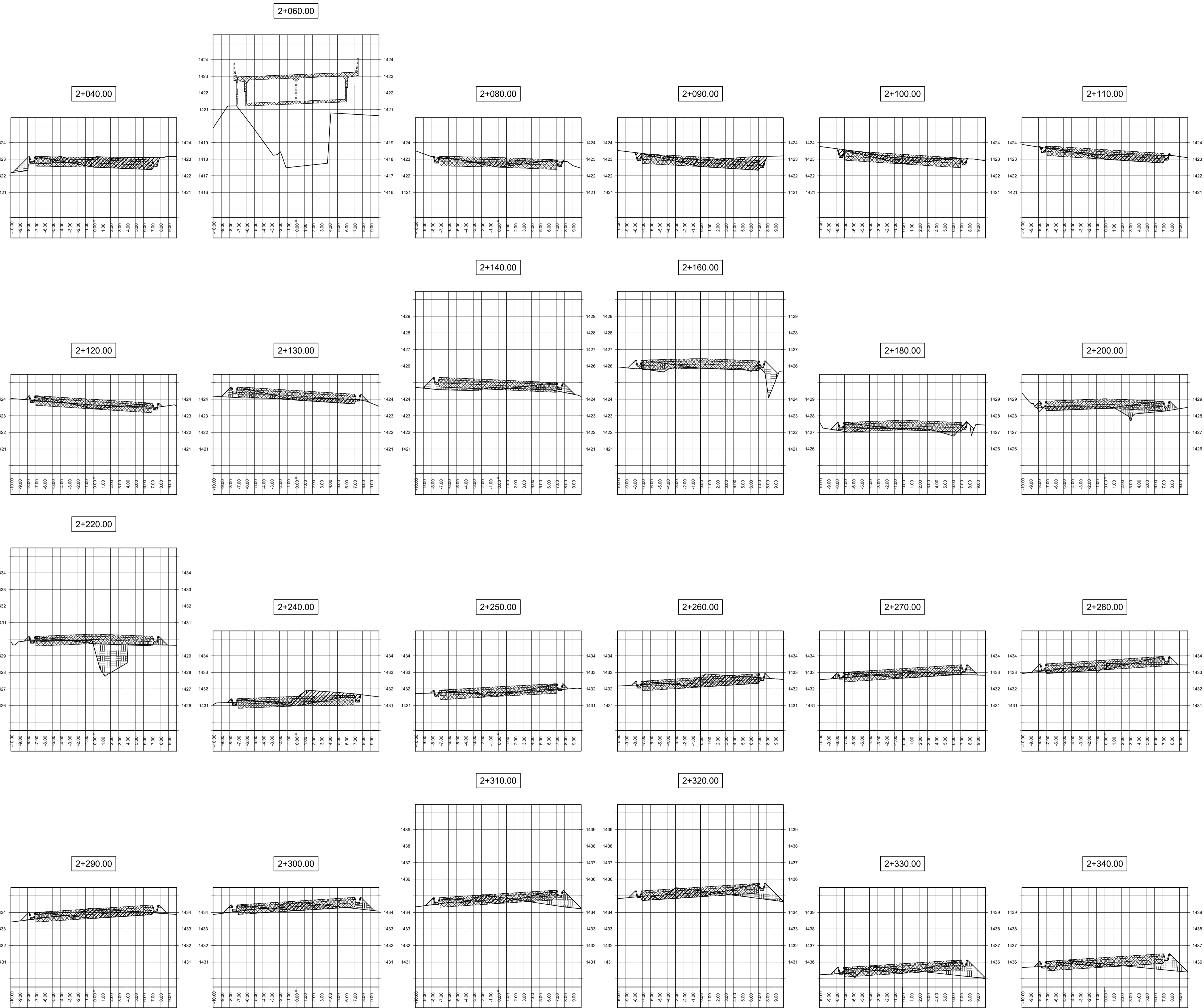
JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

HOJA:
16
DE:
27



SECCIONES TRANSVERSALES 2+040 A 2+340

ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

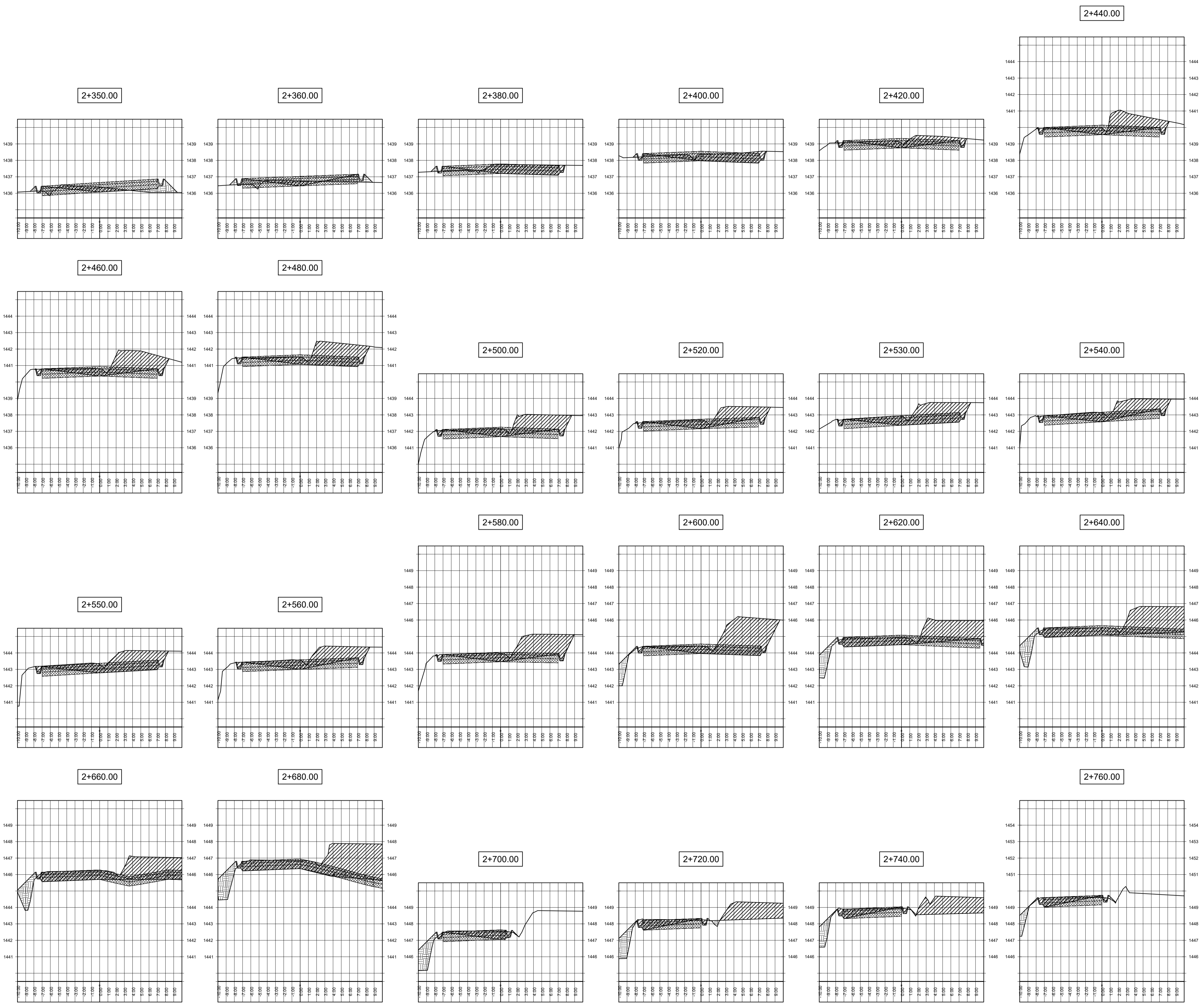
ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

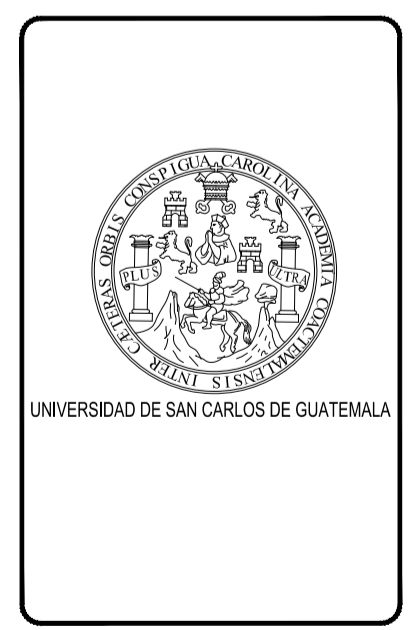
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:
17

DE:
27



SECCIONES TRANSVERSALES 2+350 A 2+760
ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

ESCALA:
INDICADA

HOJA:
18

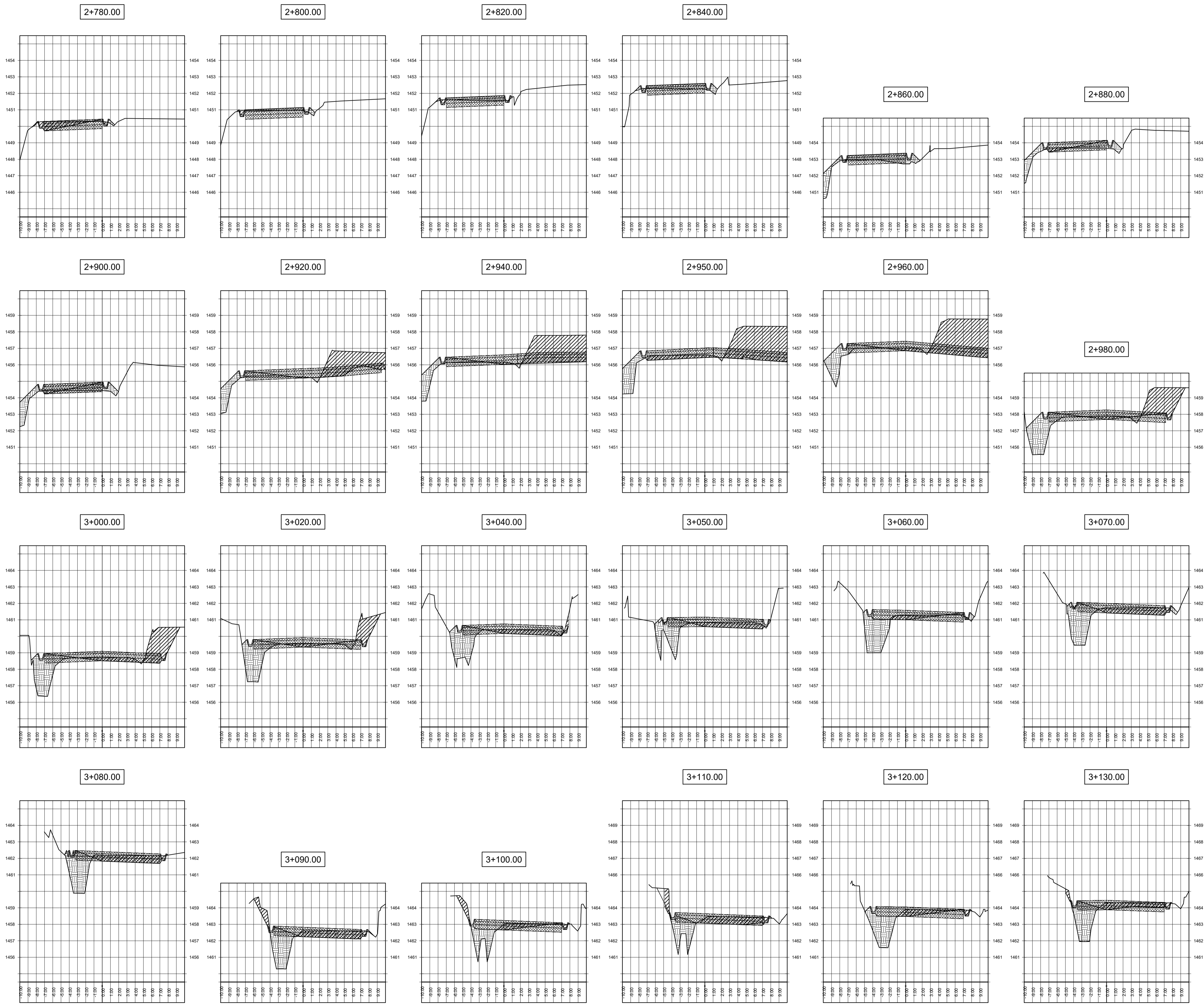
ZONA:
2 Y 3

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

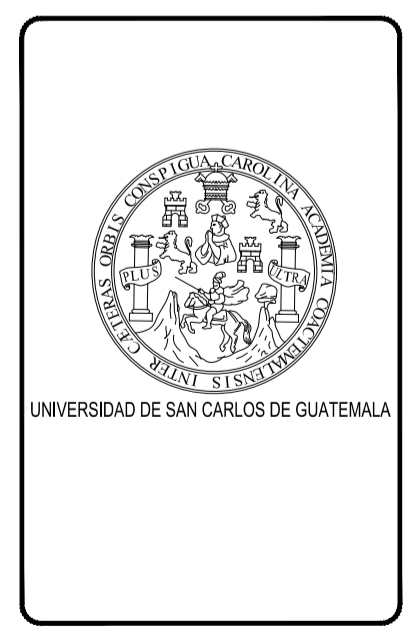
JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

FECHA:
ENERO
2022

DE:
27



SECCIONES TRANSVERSALES 2+780 A 3+130
ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

HOJA:
19

DE:
27



SECCIONES TRANSVERSALES 3+140 A 3+480

ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

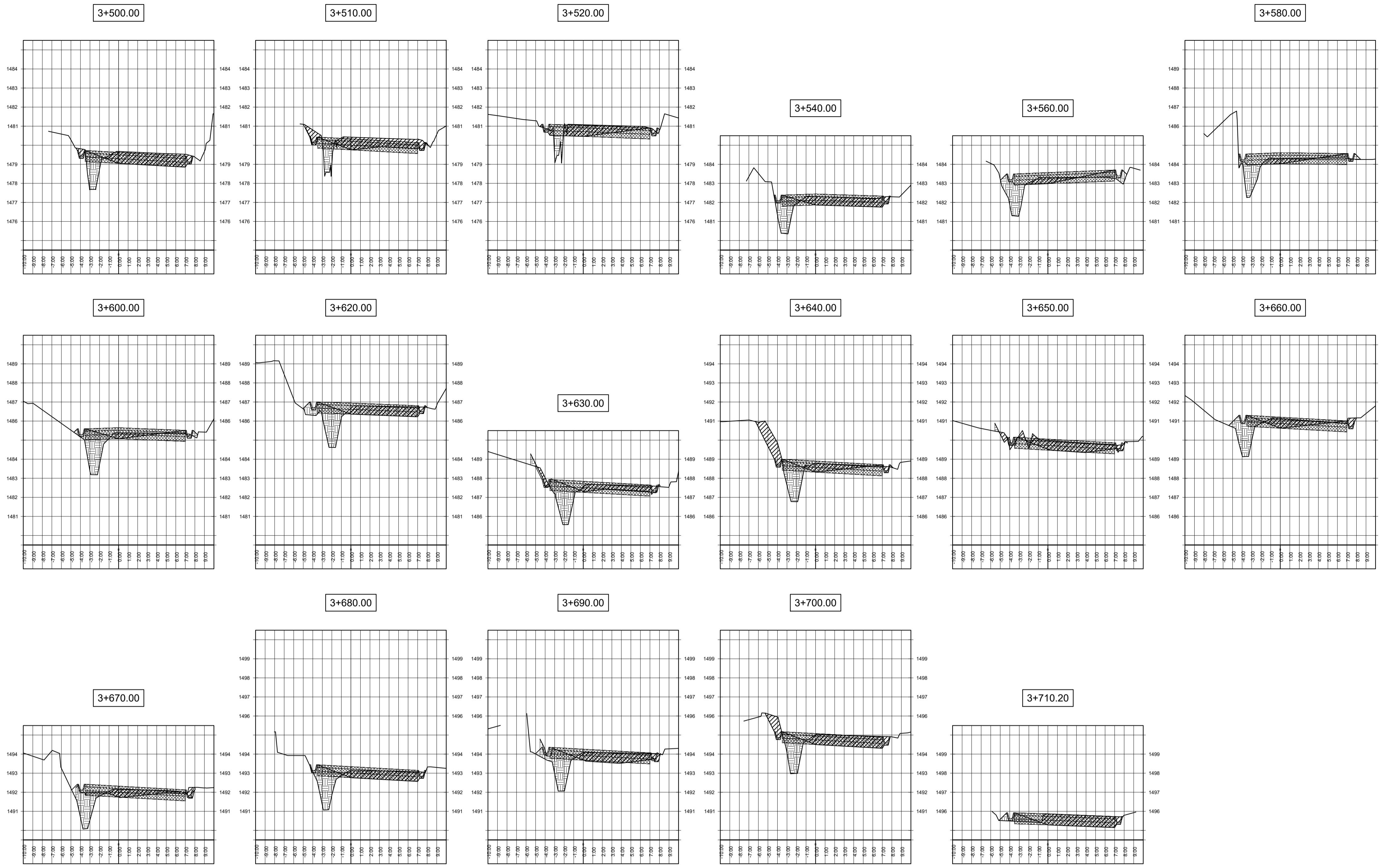
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

20


DE:

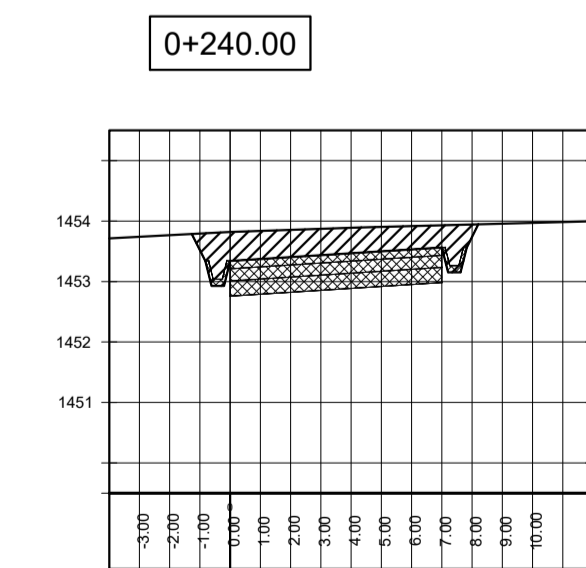
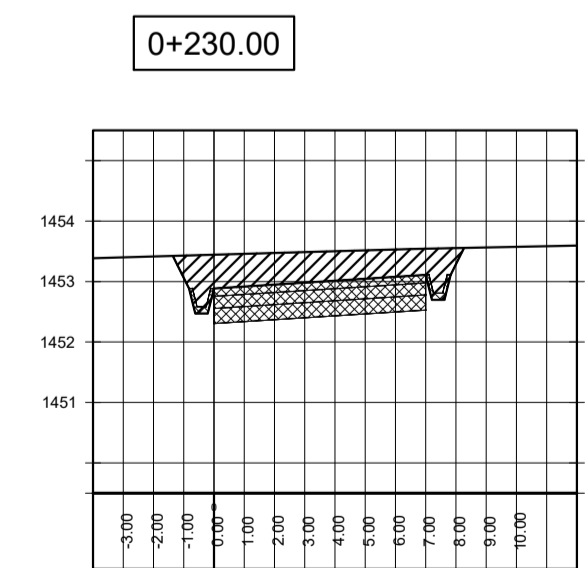
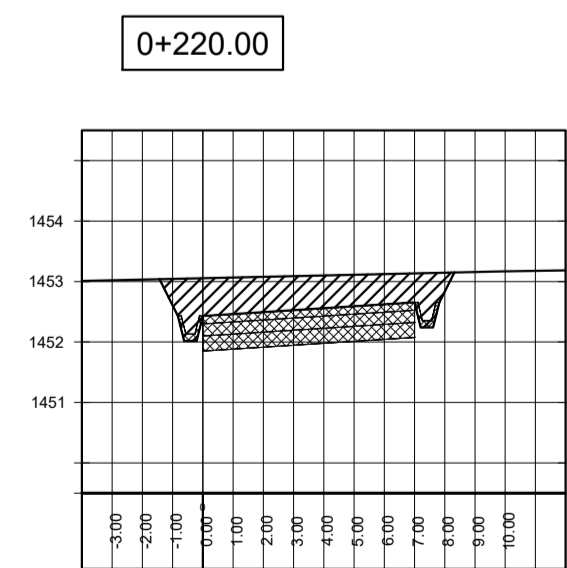
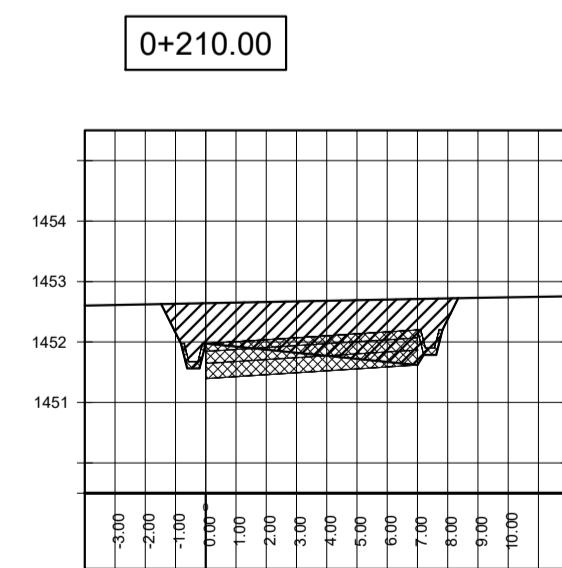
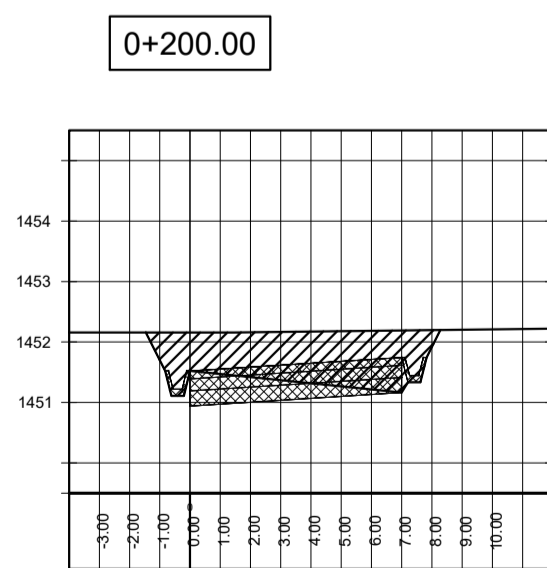
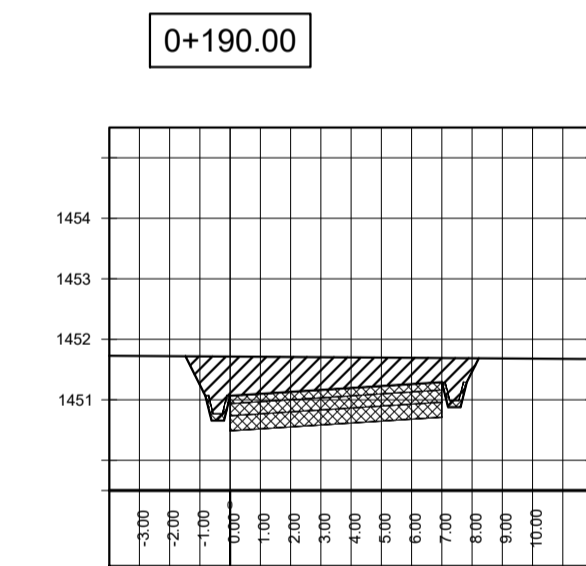
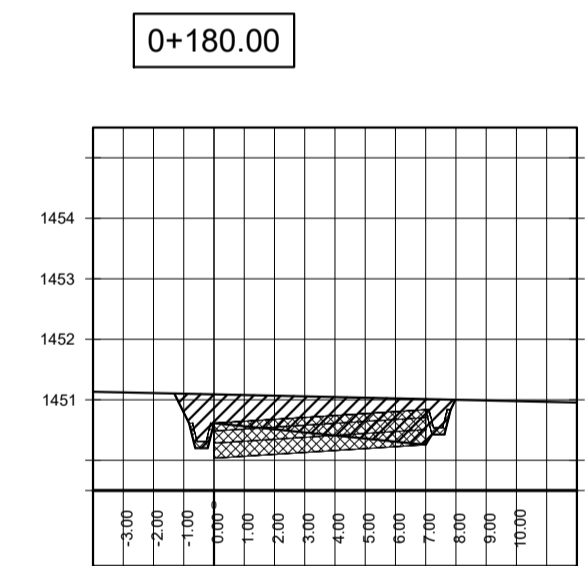
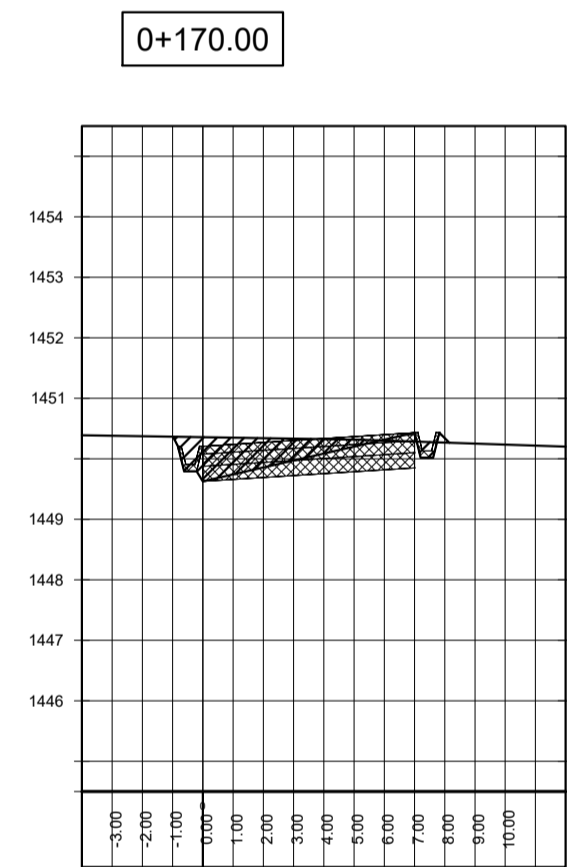
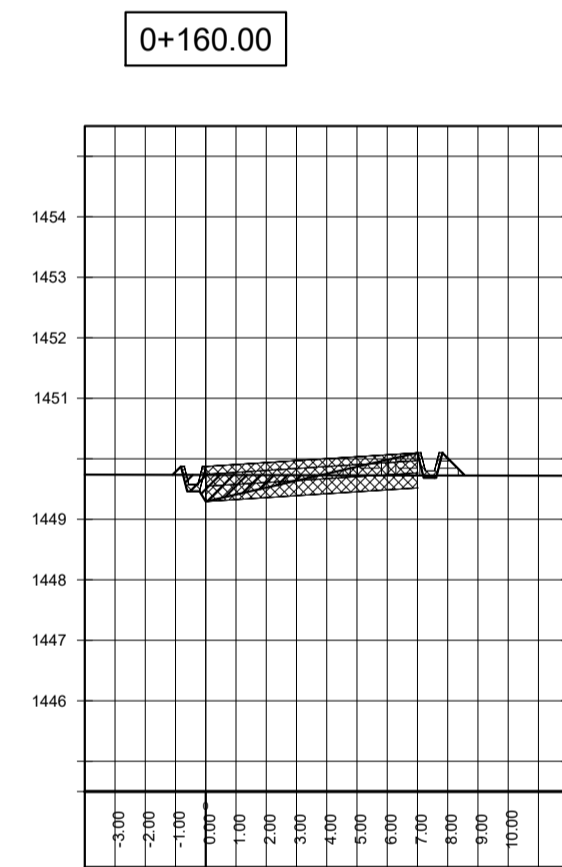
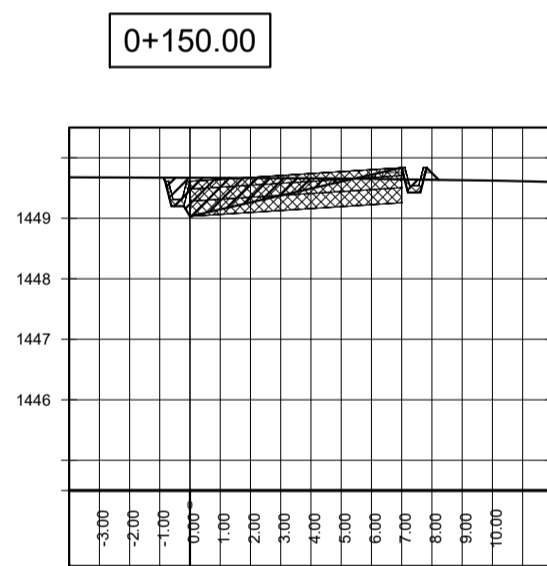
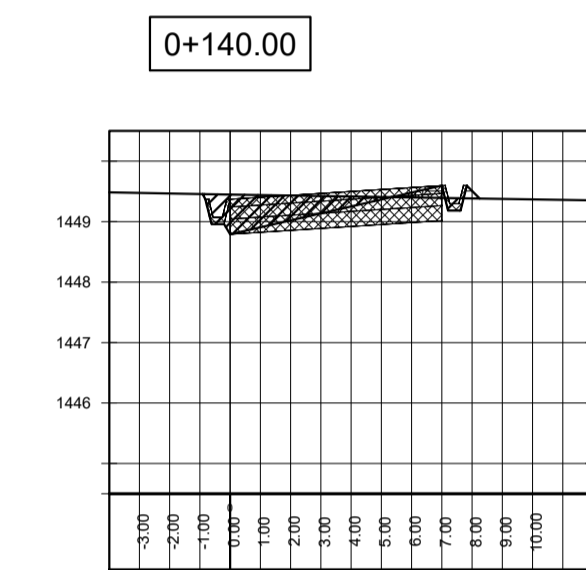
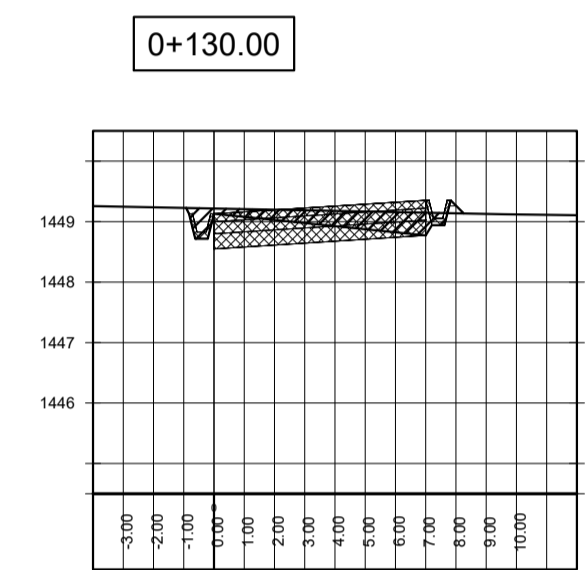
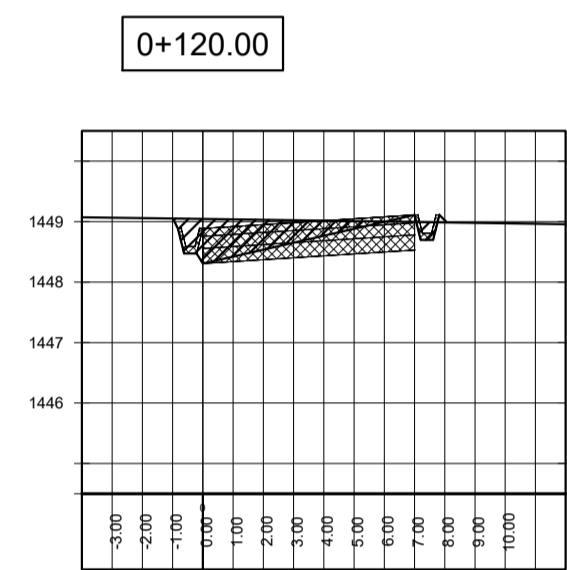
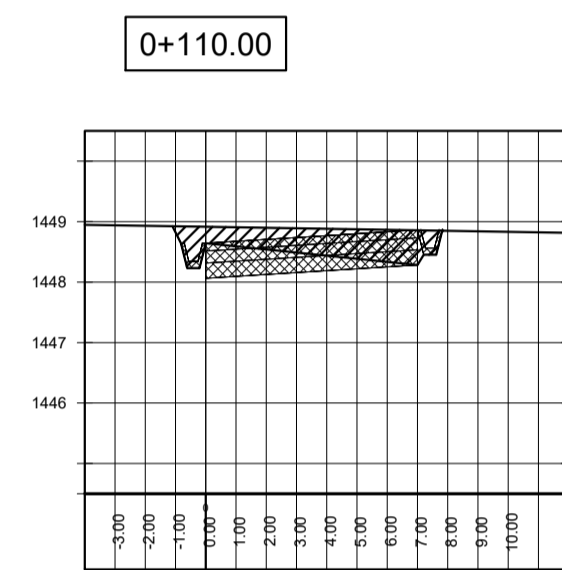
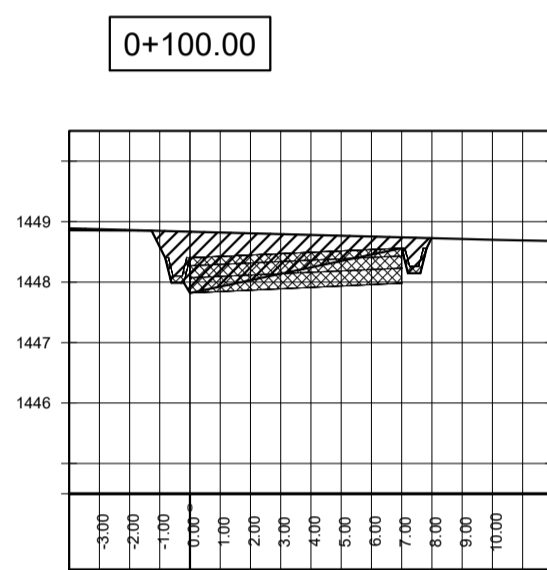
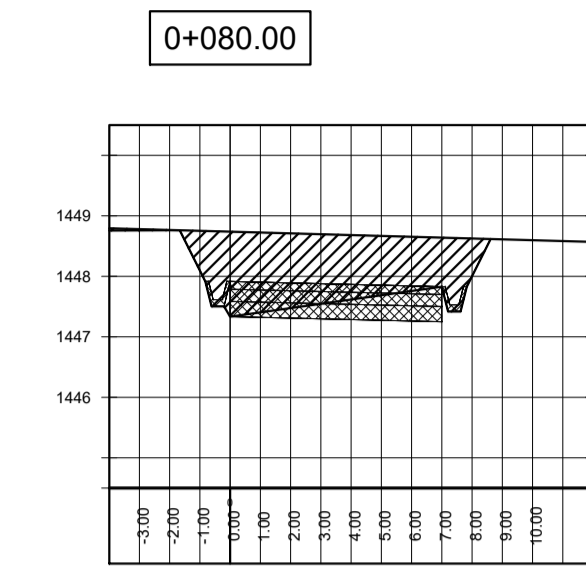
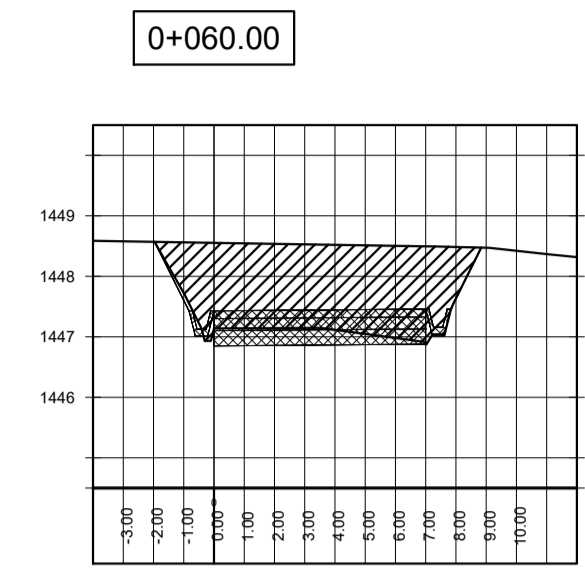
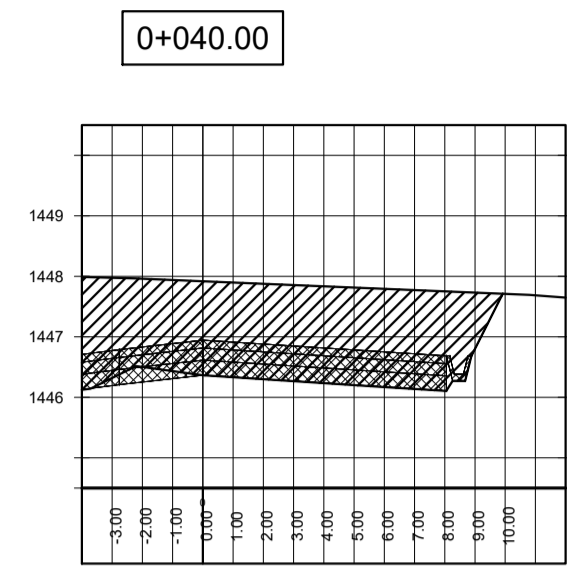
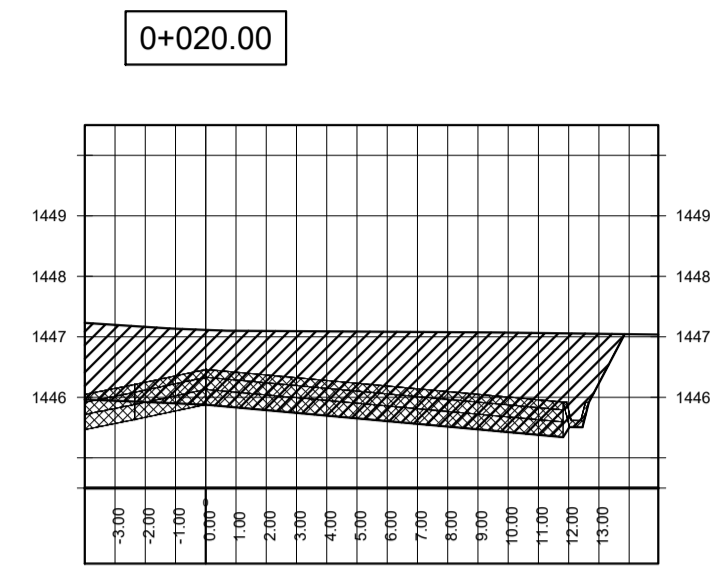
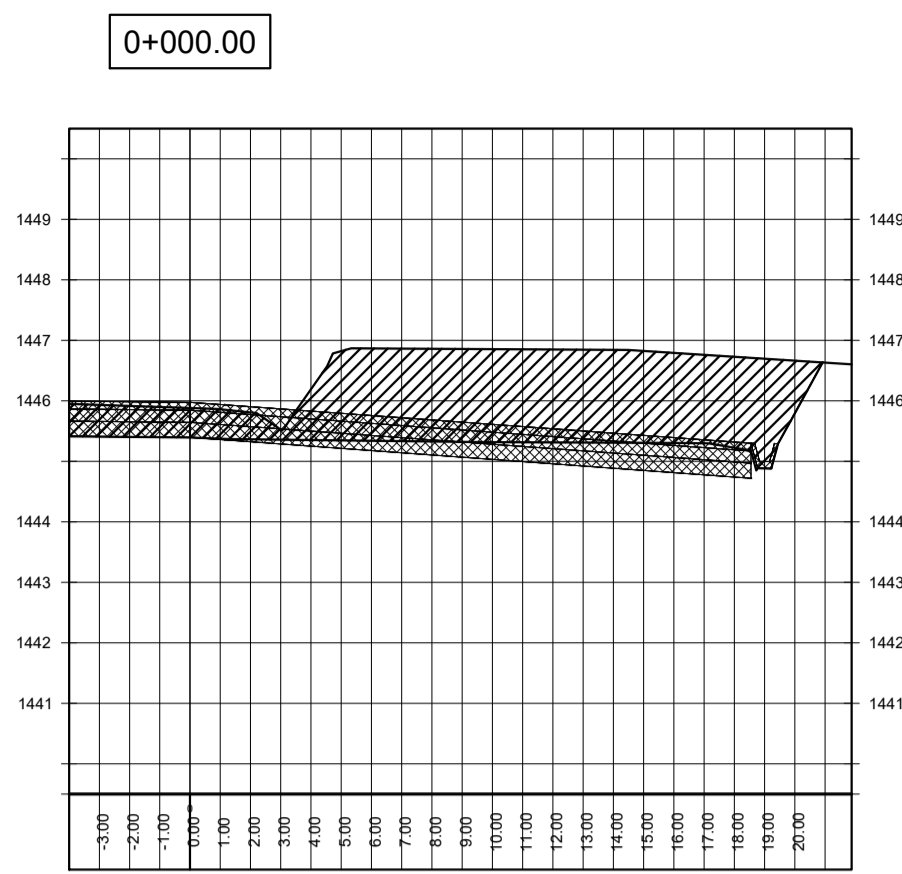
27



SECCIONES TRANSVERSALES 3+500 A 3+710.20

ESCALA 1:500

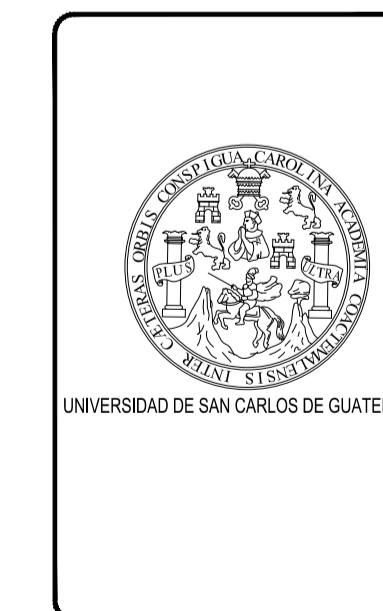
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA		
	PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS		
CALCULÓ: JUAN BARRERO	CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES	ESCALA: INDICADA	HOJA: 21
DISEÑO: JUAN BARRERO		ZONA: 2 Y 3	
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	JUAN PABLO BARRERO MANUEL CARNÉ: 201021117	FECHA: ENERO 2022	DE: 27



ALINEAMIENTO 2

SECCIONES TRANSVERSALES 0+000 A 0+240

ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TRANSVERSALES

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

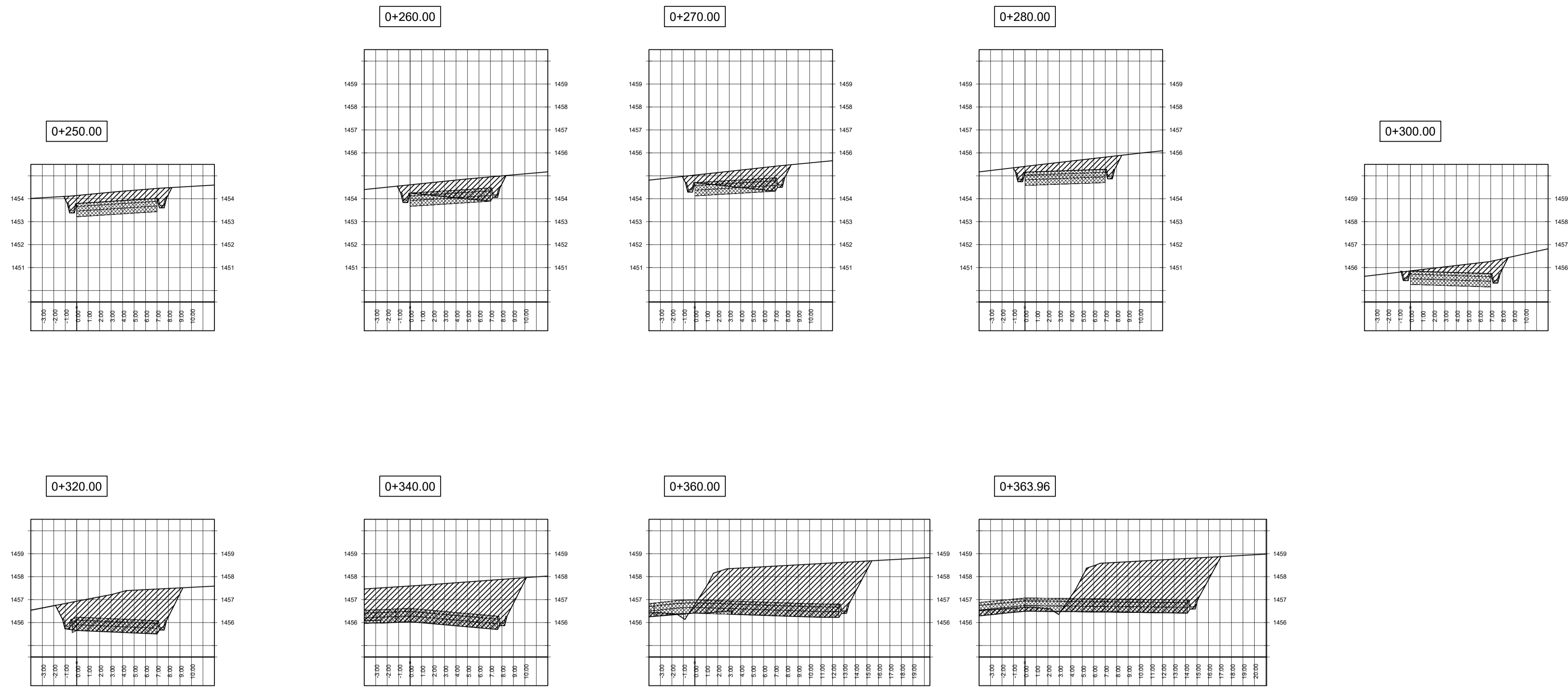
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

22

DE:

27



ALINEAMIENTO 2

SECCIONES TRANSVERSALES 0+250 A 0+363.96

ESCALA 1:250


 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA		
	PROYECTO: AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9 SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS		
CALCULÓ: JUAN BARRERO	CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES	ESCALA: INDICADA	HOJA: 23
DISEÑO: JUAN BARRERO		ZONA: 2 Y 3	DE: 27
ING. SILVIO RODRÍGUEZ	JUAN PABLO BARRERO MANUEL CARNÉ: 201021117	FECHA: ENERO 2022	DE: 27

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACION	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
0+000.00	0.04	5.81	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	0.02	7.36	0.56	131.71	0.56	131.71
0+040.00	0.02	7.33	0.45	146.88	1.00	278.59
0+060.00	0.02	5.86	0.45	131.87	1.45	410.46
0+080.00	0.01	8.35	0.33	142.02	1.78	552.48
0+100.00	0.00	7.18	0.13	155.25	1.91	707.73
0+120.00	0.34	3.01	3.45	101.94	5.36	809.67
0+140.00	0.65	3.71	9.97	67.24	15.33	876.92
0+160.00	0.73	1.58	13.78	52.92	29.11	929.84
0+180.00	0.01	5.89	7.36	74.70	36.47	1004.54
0+200.00	0.16	5.89	1.69	117.75	38.16	1122.28
0+220.00	0.08	4.93	2.34	108.12	40.50	1230.40
0+240.00	0.11	6.27	1.89	111.91	42.40	1342.31
0+250.00	0.11	7.66	1.13	69.64	43.53	1411.95
0+260.00	0.09	6.83	1.05	72.07	44.58	1484.03
0+270.00	0.06	4.62	0.78	57.09	45.35	1541.12
0+280.00	0.06	4.96	0.60	47.86	45.95	1588.98
0+290.00	0.09	5.75	0.75	53.44	46.70	1642.42
0+300.00	0.06	6.59	0.76	61.48	47.45	1703.90
0+310.00	0.07	5.83	0.66	61.92	48.11	1765.82
0+320.00	0.06	7.34	0.68	65.65	48.79	1831.47
0+330.00	0.08	6.21	0.75	67.54	49.54	1899.01
0+340.00	0.26	3.89	1.74	50.44	51.27	1949.46
0+350.00	0.13	5.83	1.97	48.72	53.24	1998.17
0+360.00	0.13	5.53	1.33	56.76	54.57	2054.93

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACION	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
0+380.00	0.13	5.61	2.63	111.37	57.19	2166.30
0+400.00	0.20	7.13	3.24	127.37	60.44	2293.66
0+420.00	0.06	6.80	2.55	139.22	62.98	2432.88
0+440.00	0.09	5.03	1.44	118.30	64.42	2551.18
0+460.00	0.15	5.68	2.33	107.10	66.75	2658.28
0+480.00	0.35	4.58	4.93	102.61	71.69	2760.88
0+490.00	0.44	4.42	3.91	45.02	75.60	2805.90
0+500.00	0.32	5.02	3.80	47.18	79.40	2853.09
0+510.00	0.57	3.79	4.45	44.01	83.85	2897.10
0+520.00	0.84	2.29	7.01	30.38	90.86	2927.48
0+530.00	0.75	2.60	7.95	24.45	98.82	2951.93
0+540.00	0.65	2.46	7.01	25.31	105.83	2977.23
0+550.00	0.29	4.58	4.69	35.20	110.52	3012.43
0+560.00	0.19	6.73	2.39	56.56	112.91	3069.00
0+570.00	0.24	5.04	2.12	58.86	115.04	3127.86
0+580.00	0.08	6.25	1.60	56.47	116.63	3184.33
0+590.00	0.00	8.14	0.43	71.97	117.06	3256.30
0+600.00	0.08	7.07	0.44	76.06	117.50	3332.36
0+610.00	0.11	6.11	1.00	65.91	118.50	3398.27
0+620.00	0.13	6.21	1.24	61.59	119.74	3459.86
0+630.00	0.00	12.78	0.69	94.95	120.43	3554.81
0+640.00	0.00	13.88	0.02	133.29	120.45	3688.10
0+650.00	0.05	9.67	0.24	117.71	120.69	3805.81
0+660.00	0.02	10.26	0.36	99.64	121.05	3905.45
0+680.00	0.12	10.51	1.43	207.72	122.48	4113.17

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACION	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
0+700.00	0.00	11.76	1.18	222.69	123.66	4335.86
0+720.00	0.14	6.99	1.39	187.46	125.05	4523.32
0+740.00	0.24	4.69	3.77	116.72	128.82	4640.05
0+760.00	0.15	7.19	3.88	118.76	132.70	4758.80
0+780.00	0.01	8.05	1.62	152.35	134.32	4911.16
0+800.00	0.02	7.49	0.32	155.34	134.64	5066.49
0+820.00	0.09	4.55	1.07	120.43	135.71	5186.92
0+840.00	0.54	3.65	6.27	82.00	141.97	5268.92
0+860.00	1.19	1.07	17.29	47.12	159.26	5316.04
0+880.00	1.17	0.84	23.55	19.02	182.81	5335.06
0+900.00	0.98	1.26	21.51	20.94	204.32	5356.00
0+910.00	1.07	1.34	10.27	12.97	214.59	5368.97
0+920.00	1.20	1.40	11.34	13.67	225.93	5382.64
0+930.00	0.69	2.77	9.44	20.85	235.37	5403.49
0+940.00	0.74	3.00	7.13	28.85	242.50	5432.34
0+950.00	0.89	1.54	8.10	22.67	250.61	5455.01
0+960.00	1.29	1.48	10.90	15.08	261.51	5470.09
0+970.00	0.53	2.98	9.13	22.32	270.64	5492.41
0+980.00	0.58	3.63	5.58	33.09	276.22	5525.50
1+000.00	0.42	4.05	10.07	76.86	286.29	5602.36
1+020.00	0.26	2.40	6.86	64.49	293.15	5666.85
1+040.00	0.13	4.85	3.90	72.45	297.05	5739.30
1+060.00	0.31	3.24	4.35	80.89	301.41	5820.19
1+080.00	0.09	6.06	4.02	93.02	305.42	5913.21
1+100.00	0.06	6.92	1.54	129.84	306.96	6043.05

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACION	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
1+110.00	0.00	6.12	0.30	65.19	307.26	6108.24
1+120.00	0.00	7.45	0.00	67.84	307.26	6176.08
1+130.00	0.00	8.77	0.00	81.12	307.26	6257.20
1+140.00	0.02	8.31	0.08	85.44	307.34	6342.64
1+150.00	0.00	9.60	0.08	89.59	307.42	6432.22
1+160.00	0.00	8.88	0.00	92.42	307.42	6524.65
1+170.00	0.00	8.97	0.02	89.26	307.45	6613.90
1+180.00	0.00	10.33	0.02	96.52	307.47	6710.43
1+190.00	0.00	9.85	0.00	100.94	307.47	6811.36
1+200.00	0.00	12.49	0.00	111.71	307.47	6923.07
1+210.00	0.01	11.25	0.03	118.69	307.49	7041.77
1+220.00	0.00	10.40	0.03	108.25	307.52	7150.02
1+230.00	0.00	10.34	0.01	103.70	307.53	7253.73
1+240.00	0.00	11.10	0.01	107.20	307.53	7360.93
1+250.00	0.00	10.47	0.00	107.84	307.53	7468.77
1+260.00	0.00	9.13	0.00	97.98	307.53	7566.74
1+270.00	0.00	6.23	0.00	76.79	307.53	7643.53
1+280.00	0.00	4.84	0.00	55.34	307.53	7698.86
1+300.00	0.00	5.13	0.00	99.72	307.53	7798.58
1+320.00	0.16	3.82	1.59	89.58	309.12	7888.16
1+340.00	0.34	4.03	4.98	78.52	314.11	7966.68
1+350.00	0.11	3.95	2.21	39.99	316.32	8006.68
1+360.00	0.32	3.00	2.13	34.78	318.45	8041.46
1+370.00	0.02	3.67	1.72	33.33	320.17	8074.79
1+380.00	0.30	4.23	1.64	39.44	321.80	8114.23

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACION	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
1+390.00	0.16	4.86	2.32	45.34	324.12	8159.57
1+400.00	0.07	5.88	1.18	53.69	325.30	8213.27
1+410.00	0.00	7.16	0.37	65.36	325.68	8278.63
1+420.00	0.00	6.65	0.00	69.09	325.68	8347.72
1+440.00	0.04	9.71	0.42	163.61	326.10	8511.32
1+460.00	0.00	9.84	0.43	195.52	326.53	8706.84
1+480.00	0.00	9.83	0.01	196.76	326.54	8903.60
1+500.00	0.00	8.39	0.00	182.20	326.54	9085.80
1+510.00	0.03	7.38	0.15	78.93	326.68	9164.73
1+520.00	0.11	7.05	0.70	71.95	327.38	9236.67
1+540.00	0.00	7.28	1.08	143.33	328.46	9380.01
1+560.00	0.00	7.08	0.00	143.58	328.46	9523.59
1+580.00	0.01	5.99	0.10	130.71	328.56	9654.29
1+600.00	0.00	4.65	0.10	106.48	328.66	9760.77
1+620.00	0.00	6.44	0.00	110.97	328.66	9871.73
1+640.00	0.00	5.21	0.02	116.52	328.68	9988.25
1+660.00	0.15	2.38	1.56	75.87	330.24	10064.12
1+680.00	0.70	3.60	8.54	59.80	338.78	10123.93
1+690.00	1.24	1.37	9.71	24.83	348.50	10148.76
1+700.00	0.59	2.01	9.18	16.90	357.67	10165.65
1+710.00	0.74	1.54	6.66	17.75	364.33	10183.40
1+720.00	0.95	1.04	8.44	12.88	372.77	10196.29
1+730.00	1.99	0.64	14.70	8.40	387.47	10204.69
1+740.00	3.63	0.43	28.11	5.36	415.57	10210.05
1+750.00	1.29	0.30	24.62	3.65	440.19	10213.70

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACION	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
1+760.00	1.21	0.25	12.53	2.73	452.72	10216.43
1+770.00	1.39	0.44	13.01	3.46	465.73	10219.89
1+780.00	1.58	0.53	14.86	4.83	480.59	10224.73
1+790.00	1.73	0.50	16.56	5.12	497.15	10229.85
1+800.00	2.05	0.88	18.92	6.87	516.07	10236.72
1+820.00	1.47	0.41	35.29	12.89	551.36	10249.61
1+840.00	0.43	1.78	19.08	21.96	570.43	10271.56
1+860.00	0.01	7.48	4.40	92.57	574.83	10364.14
1+880.00	0.00	11.01	0.07	184.87	574.90	10549.01
1+900.00	0.00	16.25	0.00	272.67	574.90	10821.67
1+910.00	0.00	18.22	0.00	170.18	574.90	10991.86
1+920.00	0.13	13.54	0.70	154.78	575.60	11146.64
1+940.00	0.42	8.29	5.62	217.45	581.22	11364.09
1+960.00	2.80	1.89	32.22	101.80	613.43	11465.89
1+980.00	0.18	6.67	29.75	85.63	643.18	11551.52
2+000.00	0.01	6.96	1.87	136.38	645.05	11687.90
2+010.00	0.00	14.40	0.04	109.91	645.09	11797.81
2+020.00	0.00	14.29	0.00	147.15	645.09	11944.96
2+030.00	0.24	7.08	1.34	107.53	646.43	12052.49
2+040.00	1.58	6.23	9.08	66.56	655.51	

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACIÓN	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
2+480.00	0.02	10.78	0.26	205.88	1477.06	13527.34
2+500.00	0.04	9.21	0.59	199.87	1477.65	13727.20
2+520.00	0.05	8.00	0.83	172.10	1478.48	13899.30
2+530.00	0.01	10.44	0.26	93.37	1478.74	13992.67
2+540.00	0.00	8.58	0.06	96.68	1478.80	14089.35
2+550.00	0.00	10.69	0.01	97.84	1478.81	14187.19
2+560.00	0.00	8.93	0.01	99.40	1478.82	14286.58
2+580.00	0.01	11.37	0.09	202.93	1478.90	14489.51
2+600.00	1.32	15.75	13.24	271.14	1492.14	14760.65
2+620.00	1.98	13.47	32.94	292.13	1525.08	15052.78
2+640.00	2.31	15.74	42.92	292.03	1568.00	15344.81
2+660.00	2.45	14.73	47.69	304.63	1615.68	15649.44
2+680.00	2.92	20.01	53.77	347.40	1669.45	15996.84
2+700.00	2.62	2.66	55.48	226.70	1724.93	16223.54
2+720.00	2.41	9.58	50.36	122.34	1775.30	16345.88
2+740.00	1.75	9.92	41.63	194.95	1816.93	16540.83
2+760.00	1.19	2.22	29.37	121.39	1846.30	16662.22
2+780.00	0.23	2.10	14.16	43.19	1860.46	16705.40
2+800.00	1.02	0.29	12.50	23.90	1872.95	16729.31
2+820.00	1.60	0.22	26.21	5.16	1899.17	16734.47
2+840.00	2.26	0.13	38.57	3.57	1937.74	16738.04
2+860.00	4.76	0.07	70.17	2.00	2007.91	16740.03
2+880.00	3.11	0.37	78.73	4.33	2086.64	16744.37
2+900.00	3.81	0.25	69.21	6.16	2155.84	16750.53
2+920.00	3.62	8.53	74.29	87.82	2230.13	16838.35

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACIÓN	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
2+940.00	3.31	11.98	69.33	205.16	2299.47	17043.51
2+950.00	3.35	15.53	32.11	141.04	2331.58	17184.56
2+960.00	4.01	14.58	36.78	150.55	2368.36	17335.10
2+980.00	6.36	7.00	103.62	215.87	2471.99	17550.97
3+000.00	5.85	7.07	122.05	140.69	2594.04	17691.66
3+020.00	6.27	3.51	121.18	105.76	2715.22	17797.42
3+040.00	5.34	2.52	116.07	60.33	2831.28	17857.74
3+050.00	4.75	2.57	50.44	25.44	2881.73	17883.19
3+060.00	5.95	1.13	53.50	18.46	2935.22	17901.65
3+070.00	5.92	3.03	59.36	20.76	2994.58	17922.41
3+080.00	5.51	3.33	57.16	31.80	3051.74	17954.20
3+090.00	5.03	4.29	52.69	38.09	3104.42	17992.29
3+100.00	2.97	2.22	40.00	32.51	3144.42	18024.80
3+110.00	3.49	4.11	32.32	31.63	3176.74	18056.43
3+120.00	4.81	1.75	41.51	29.31	3218.25	18085.74
3+130.00	4.81	2.64	48.09	21.95	3266.34	18107.69
3+140.00	4.80	1.85	48.04	22.42	3314.38	18130.11
3+160.00	2.28	2.64	70.64	44.83	3385.01	18174.94
3+170.00	3.11	2.90	26.89	27.31	3411.91	18202.25
3+180.00	3.09	1.59	30.87	22.25	3442.78	18224.51
3+190.00	2.22	2.00	26.37	18.07	3469.15	18242.57
3+200.00	2.30	2.84	22.29	24.35	3491.43	18266.92
3+210.00	2.43	4.83	23.19	38.65	3514.63	18305.57
3+220.00	2.60	5.29	24.57	51.37	3539.19	18356.94
3+230.00	2.81	2.71	26.42	40.71	3565.62	18397.64

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACIÓN	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
3+240.00	2.18	3.04	24.94	28.78	3590.56	18426.42
3+260.00	2.84	2.31	50.15	53.55	3640.71	18479.97
3+280.00	2.29	1.79	51.26	41.03	3691.96	18521.00
3+300.00	3.37	1.19	56.53	29.78	3748.49	18550.79
3+320.00	4.95	0.77	83.19	19.57	3831.68	18570.36
3+340.00	3.87	1.25	88.18	20.20	3919.87	18590.55
3+360.00	3.47	2.05	73.38	33.00	3993.25	18623.56
3+370.00	3.73	4.19	36.33	30.94	4029.58	18654.49
3+380.00	2.91	3.85	33.85	39.65	4063.43	18694.14
3+400.00	2.38	3.75	52.93	76.03	4116.36	18770.18
3+420.00	2.50	7.05	48.83	108.03	4165.19	18878.21
3+440.00	2.84	5.47	53.44	125.26	4218.63	19003.47
3+450.00	4.88	3.29	38.62	43.82	4257.25	19047.30
3+460.00	2.37	1.63	36.57	24.38	4293.82	19071.67
3+480.00	3.28	2.57	56.50	41.97	4350.32	19113.64
3+500.00	2.31	5.72	56.19	82.41	4406.51	19196.05
3+510.00	1.57	5.38	19.64	54.74	4426.14	19250.80
3+520.00	0.98	3.94	12.87	46.27	4439.01	19297.07
3+540.00	2.78	3.82	37.63	77.66	4476.64	19374.72
3+560.00	3.96	1.07	67.44	48.88	4544.08	19423.61
3+580.00	2.69	1.07	66.36	21.41	4610.44	19445.02
3+600.00	4.16	0.97	68.46	20.45	4678.90	19465.47
3+620.00	4.13	3.64	82.91	46.13	4761.81	19511.60
3+630.00	3.78	2.62	39.99	30.81	4801.80	19542.41
3+640.00	3.21	4.18	35.38	34.01	4837.17	19576.42

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACIÓN	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
3+650.00	0.29	4.48	17.74	43.24	4854.92	19619.65
3+660.00	3.48	2.31	19.21	33.53	4874.13	19653.19
3+670.00	2.95	2.26	32.73	22.56	4906.86	19675.74
3+680.00	3.44	3.57	32.49	28.61	4939.35	19704.35
3+690.00	3.72	3.79	36.32	36.06	4975.67	19740.42
3+700.00	2.89	5.72	33.49	46.85	5009.16	19787.27
3+710.20	0.88	4.62	19.46	52.07	5028.63	19839.34

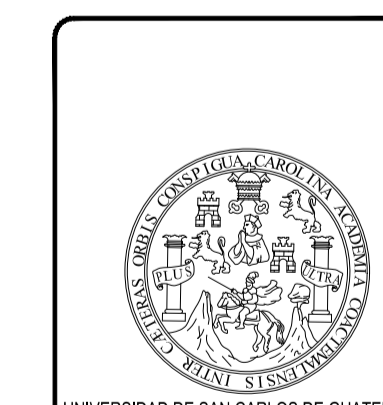
TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACIÓN	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
0+000.00	0.00	28.21	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020.00	0.00	24.35	0.00	525.54	0.00	525.54
0+040.00	0.00	20.96	0.00	453.08	0.00	978.62
0+060.00	0.00	13.49	0.00	344.47	0.00	1323.09
0+080.00	0.00	10.37	0.00	238.61	0.00	1561.71
0+100.00	0.00	5.40	0.00	157.76	0.00	1719.47
0+110.00	0.00	3.78	0.00	47.04	0.00	1766.51
0+120.00	0.08	2.85	0.41	33.95	0.41	1800.46
0+130.00	0.06	2.11	0.72	25.34	1.13	1825.79
0+140.00	0.24	2.24	1.55	22.21	2.69	1848.01
0+150.00	0.21	2.21	2.36	22.58	5.04	1870.58
0+160.00	0.83	1.05	5.49	16.52	10.54	1887.10
0+170.00	0.12	2.76	5.02	19.30	15.56	1906.40
0+180.00	0.00	5.54	0.64	42.49	16.19	1948.89
0+190.00	0.00	5.33	0.00	55.80	16.19	2004.70
0+200.00	0.00	7.57	0.00	66.26	16.19	2070.95
0+210.00	0.00	8.05	0.00	80.40	16.19	2151.35
0+220.00	0.00	5.60	0.00	70.18	16.19	2221.54
0+230.00	0.00	5.05	0.00	54.67	16.19	2276.21
0+240.00	0.00	4.36	0.00	48.33	16.19	2324.54

TABLA DE VOLUMEN DE CORTE Y RELLENO						
ESTACIÓN	ÁREA DE RELLENO	ÁREA DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO	VOLUMEN DE CORTE	VOL. RELLENO ACUMULADO	VOL. DE CORTE ACUMULADO
0+250.00	0.00	4.07	0.00	43.39	16.19	2367.93
0+260.00	0.00	6.45	0.00	54.31	16.19	2422.24
0+270.00	0.00	6.40	0.00	66.42	16.19	2488.66
0+280.00	0.00	4.10	0.00	53.90	16.19	2542.56
0+300.00	0.00	3.08	0.02	71.78	16.21	2614.35
0+320.00	0.00	15.77	0.02	188.52	16.23	2802.86
0+340.00	0.00	23.15	0.00	389.18	16.23	3192.05
0+360.00	0.12	29.18	1.19	523.30	17.43	3715.35
0+363.96	0.04	26.35	0.31	110.08	17.73	3825.43

ALINEAMIENTO 2

TABLA DE VOLUMENES CORTE Y RELLENO

ESCALA 1:250



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BURRERO

DISEÑÓ:
JUAN BURRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
TABLA DE
VOLUMENES

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

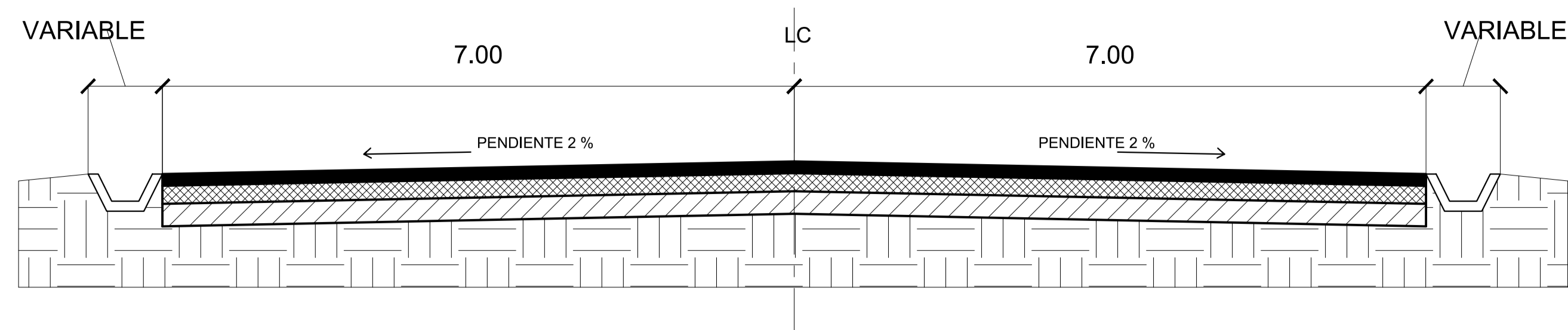
HOJA:

25

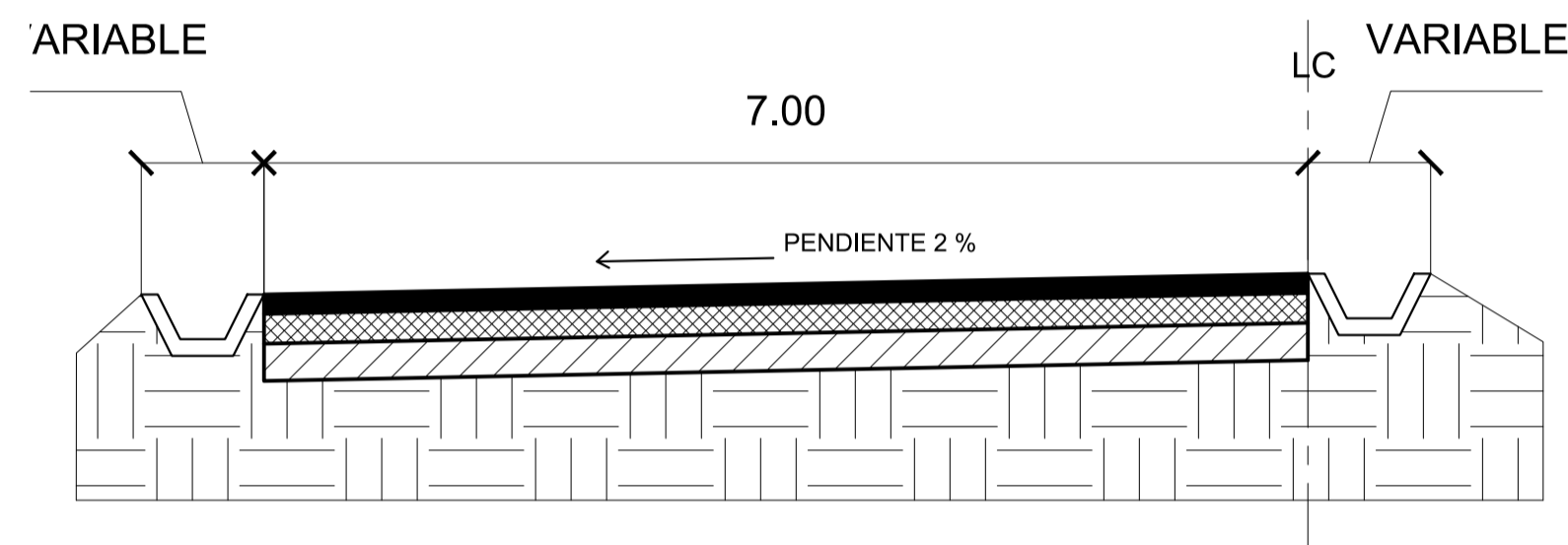
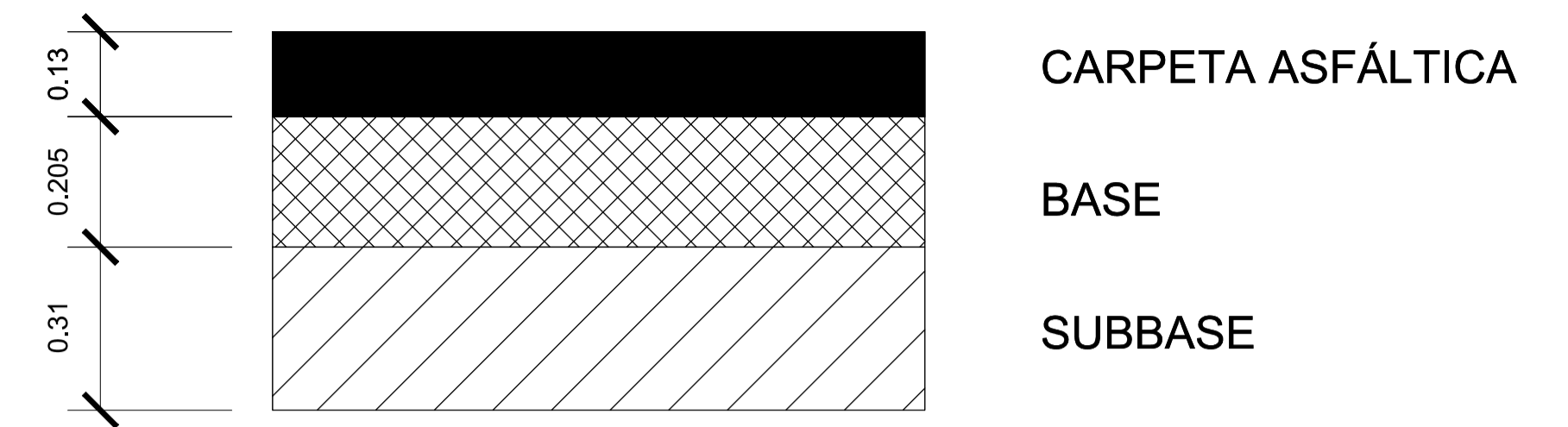
DE:

27

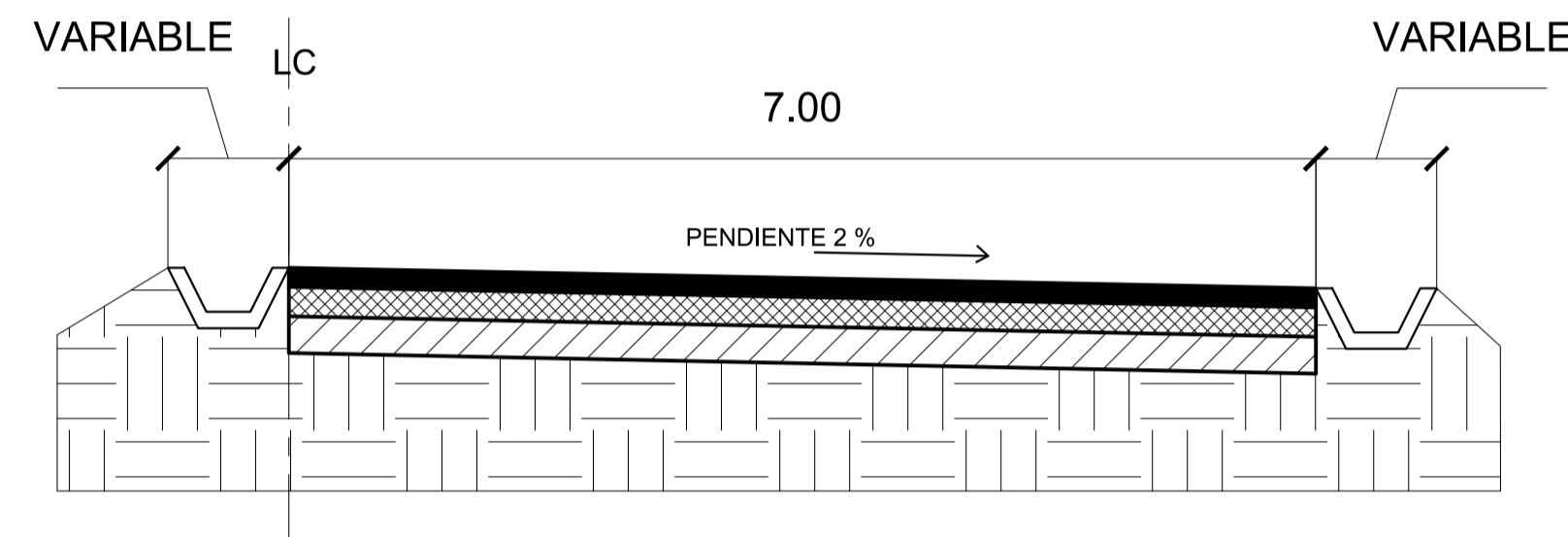
JUAN PABLO BURRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117



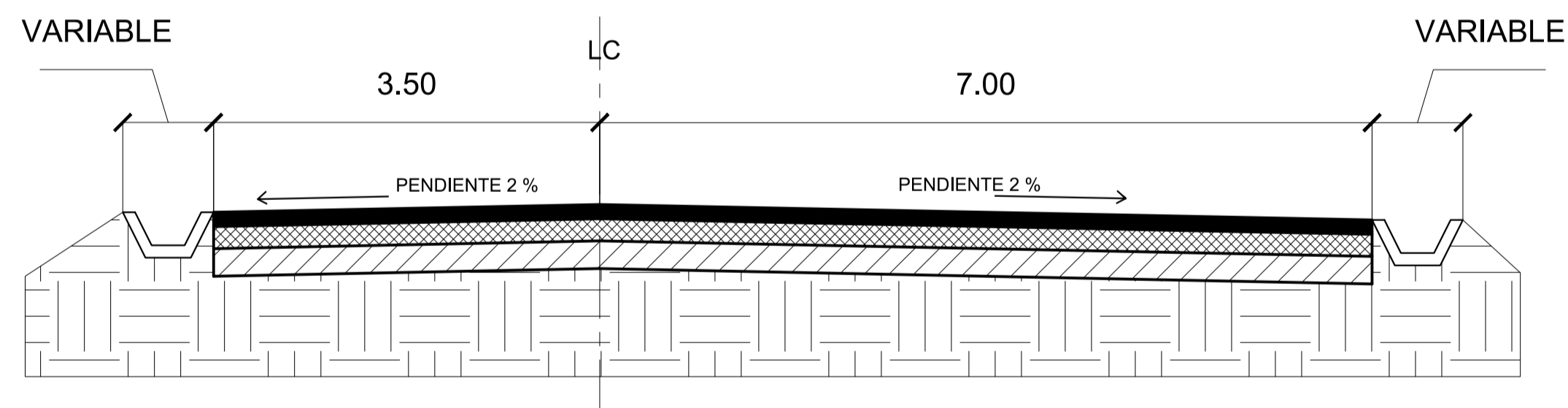
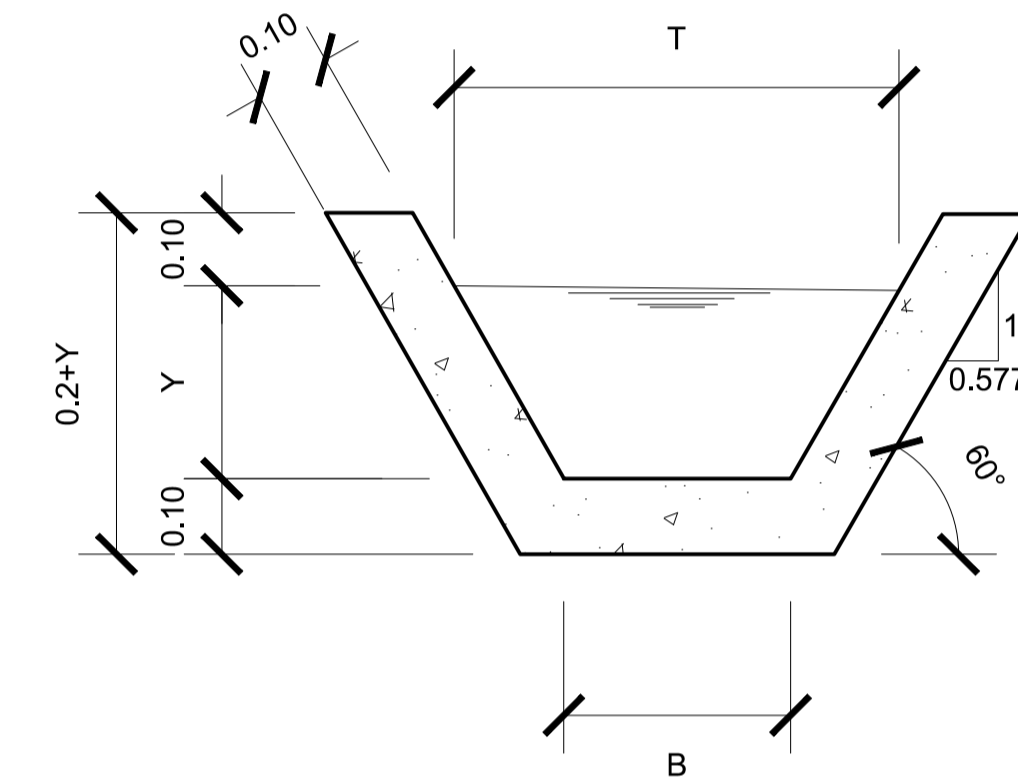
TÍPICA 1 EST. 0+000 A 2+560
ESCALA 1:50



TÍPICA 2 EST. 2+560 A 3+000
ESCALA 1:50



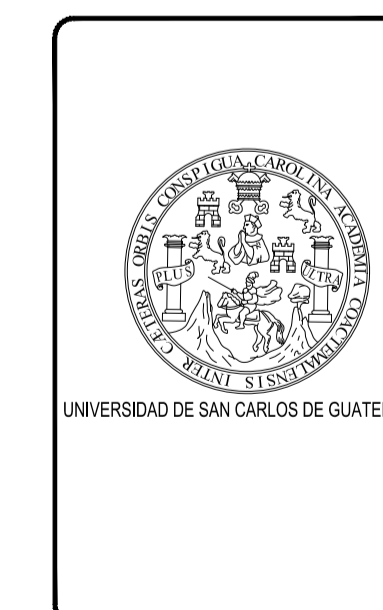
TÍPICA 3 EST. 0+000 A 0+494.91
ESCALA 1:50



TÍPICA 4 EST. 3+000 A 3+710.2
ESCALA 1:50

DIMENSIONES DE CUNETAS LADO IZQUIERDO				
EST.	EST.	B (m)	Y (m)	B (m)
0+000	1+040	0.25	0.58	0.29
1+040	1+430	0.29	0.67	0.33
1+430	2+039	0.28	0.65	0.32
2+039	2+640	0.24	0.55	0.28
2+640	3+350	0.10	0.23	0.12
3+350	3+710.2	0.18	0.42	0.21

DIMENSIONES DE CUNETAS LADO DERECHO				
EST.	EST.	Y (m)	T (m)	B (m)
0+000	1+040	0.26	0.60	0.30
1+040	1+430	0.28	0.65	0.32
1+430	2+039	0.25	0.58	0.29
2+039	2+640	0.25	0.58	0.29
2+640	3+350	0.35	0.81	0.40
3+350	3+710.2	0.21	0.48	0.24



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO:
SECCIONES
TÍPICAS

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

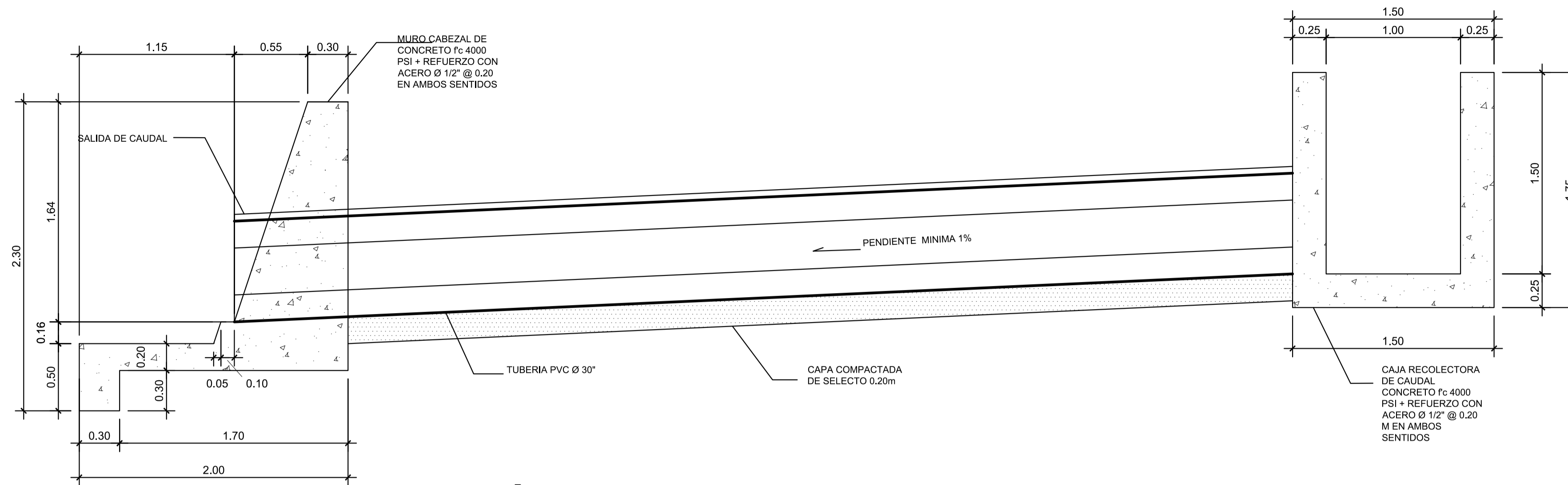
FECHA:
ENERO
2022

HOJA:

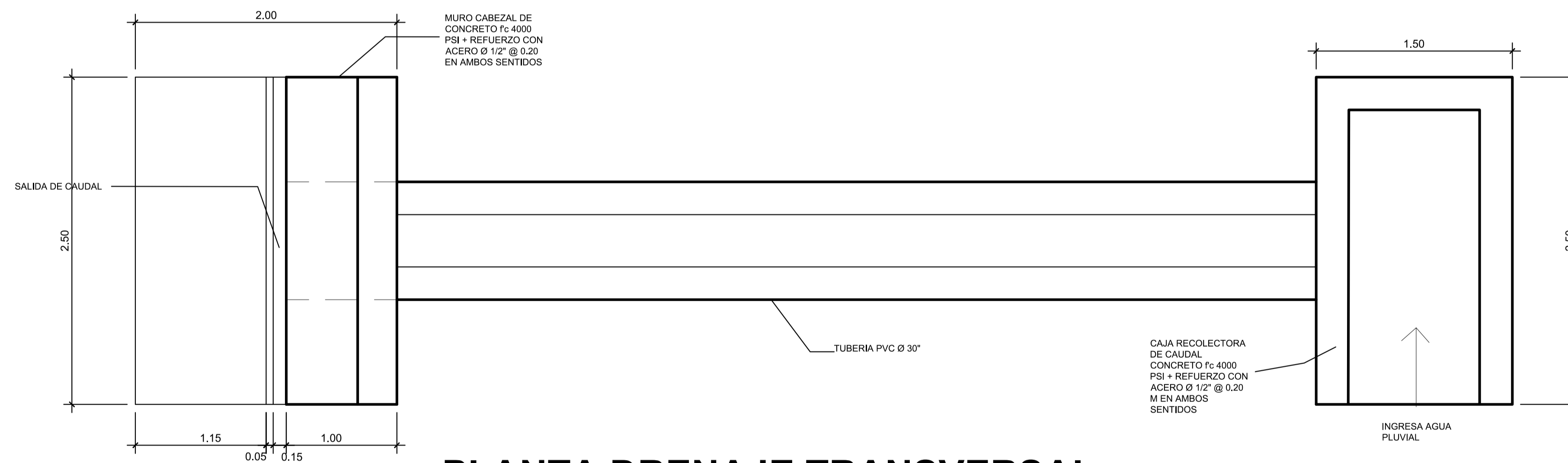
26

DE:

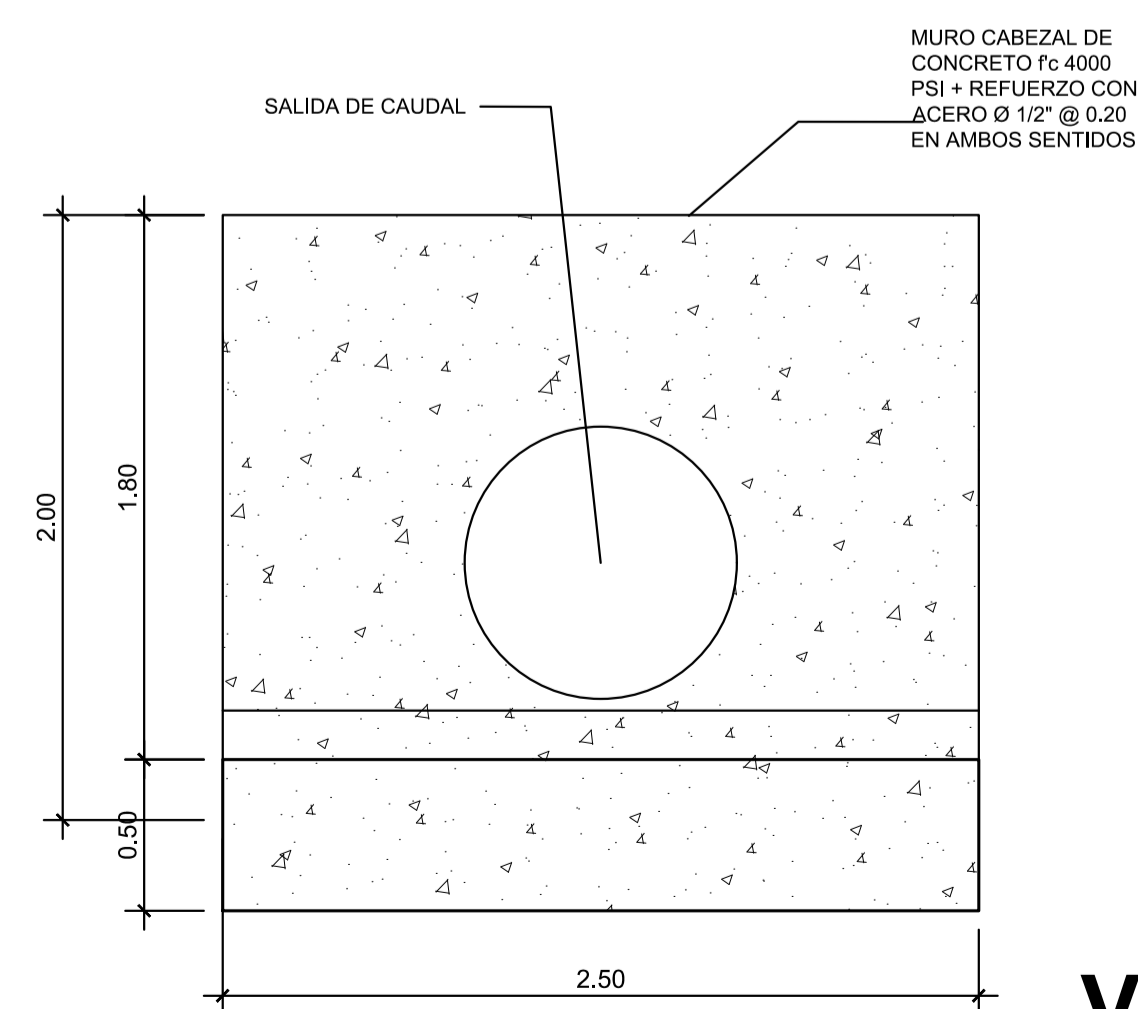
27



SECCIÓN DE DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA 1:25



PLANTA DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA 1:25



VISTA FRONTAL DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA 1:25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA

PROYECTO:
AMPLIACIÓN DEL TRAMO CARRETERO KM 22 CA-9
SUR HACIA EL AMATE BÁRCENAS

CALCULÓ:
JUAN BARRERO

DISEÑO:
JUAN BARRERO

ING. SILVIO RODRÍGUEZ

CONTENIDO: DETALLES
DRENAJE
TRANSVERSALES

ESCALA:
INDICADA

ZONA:
2 Y 3

FECHA:
ENERO
2022

JUAN PABLO BARRERO MANUEL
CARNÉ: 201021117

HOJA:


27

DE:


27

ANEXOS

Anexo 1. Ensayo de límites de Atterberg (puente)



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



INFORME No. 489 S.S.

O.T.: 36.802

No. **09786**

Interesado: Juan Pablo Burrero Manuel - 201021117

Proyecto: EPS "Diseño de Puente Vehicular, Bárcenas, Villa Nueva"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Bárcenas, Villa Nueva

FECHA: jueves, 24 de noviembre de 2016

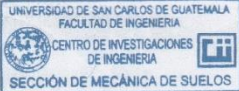
RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café


(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

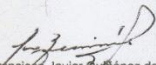
Atentamente,




Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Vo.Bo.



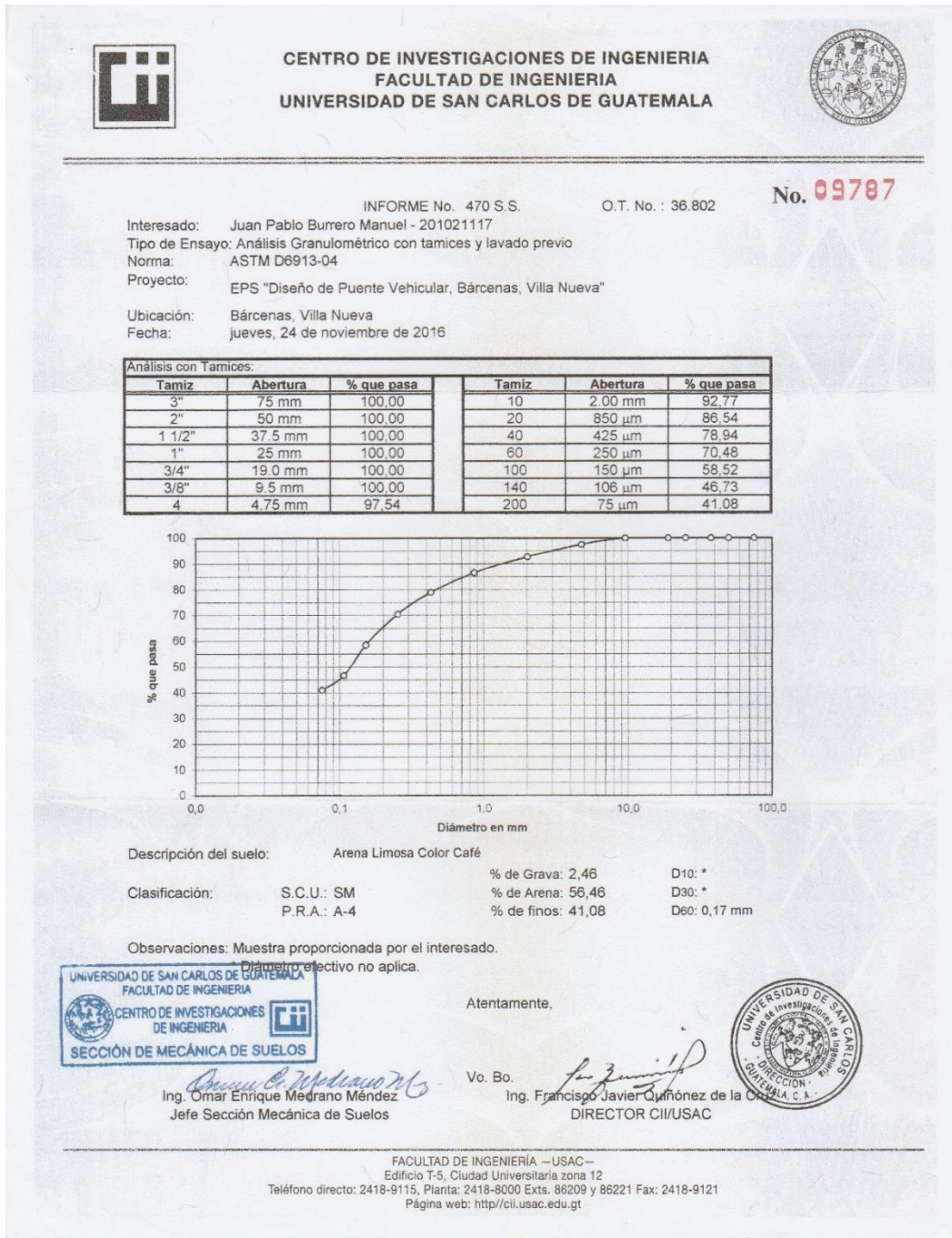
Ing. Francisco Javier Muñoz de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERÍA –USAC–
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

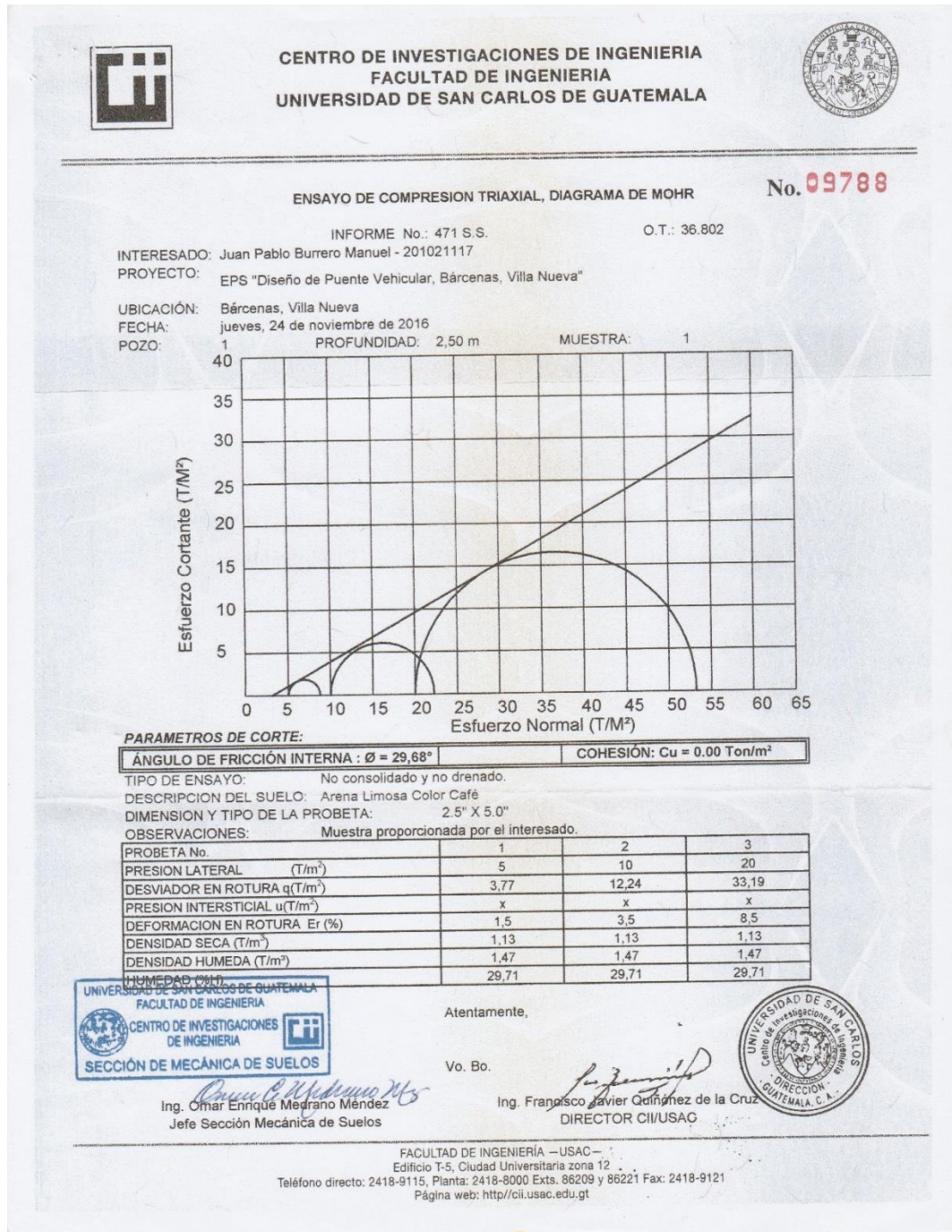
Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 2. Análisis granulométrico con tamices y lavado previo (puente)



Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 3. **Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr (puente)**



Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 4. **Ensayo de límites de Atterberg (carretera)**



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



INFORME No. 498 S.S.

O.T.: 36.785

No. 09839

Interesado: Juan Pablo Burrero Manuel - 201021117

Proyecto: EPS "Ampliación de Tramo Carretero Hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Villa Nueva, Guatemala

FECHA: lunes, 28 de noviembre de 2016

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café Oscura

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD


Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,


 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo.


 Ing. Francisco Javier Quiñones de la Cruz
 DIRECTOR CII/USAC




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS


FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 5. **Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo (carretera)**



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



No. 09840

Informe No.: 499 S.S. O.T.: 36.785

Interesado: Juan Pablo Burrero Manuel - 201021117

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices y lavado previo

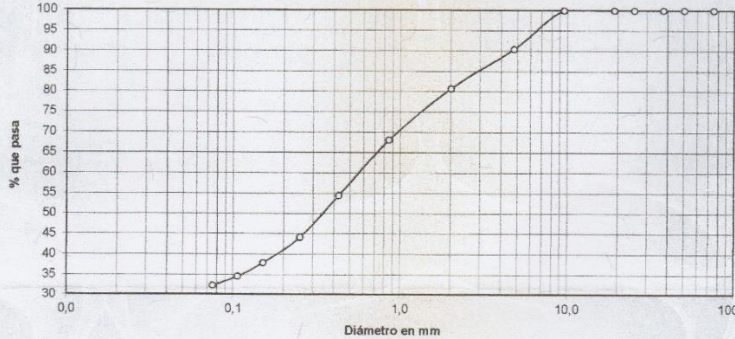
Norma: ASTM D6913-04

Proyecto: EPS "Ampliación de Tramo Carretero Hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva"

Ubicación: Villa Nueva, Guatemala

Fecha: lunes, 28 de noviembre de 2016

Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100,00	10	2 00 mm	80,75
2"	50 mm	100,00	20	850 µm	68,12
1 1/2"	37,5 mm	100,00	40	425 µm	54,43
1"	25 mm	100,00	60	250 µm	44,17
3/4"	19,0 mm	100,00	100	150 µm	37,92
3/8"	9,5 mm	100,00	140	106 µm	34,57
4	4,75 mm	90,48	200	75 µm	32,25



Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café Oscura

Clasificación: S.C.U.: SM % de Grava: 9,52 D10: *

P.R.A.: A-2-4 % de Arena: 58,23 D30: *

 % de finos: 32,25 D60: 0,54 mm

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.
* Diámetro efectivo no aplica.

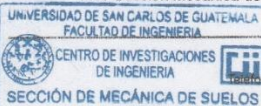
Atentamente,

Omar Enrique Mebrano Méndez

Ing. Omar Enrique Mebrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo. *Francisco Javier Quiñonez de la Cruz*

Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC

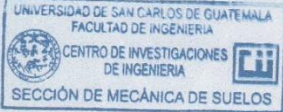


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>


Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 6. Equivalente de arena (carretera)


	CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA																					
		No. 09041																				
INFORME No.:	500 S.S.	O.T. No.: 36.785																				
EQUIVALENTE DE ARENA																						
INTERESADO:	Juan Pablo Burrero Manuel - 201021117																					
PROYECTO:	EPS "Ampliación de Tramo Carretero Hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva"																					
UBICACIÓN:	Villa Nueva, Guatemala																					
NORMA:	AASHTO T-176																					
DESCRIPCION DEL SUELO:	Arena Limosa Color Café Oscura																					
MUESTRA:	1																					
FECHA:	lunes, 28 de noviembre de 2016																					
<table border="1" style="margin: auto;"><tr><td style="text-align: center;">Lectura Arena</td><td style="text-align: center;">Lectura Arcilla</td><td style="text-align: center;">Lectura Arena</td><td style="text-align: center;">Lectura Arcilla</td></tr><tr><td style="text-align: center;">3</td><td style="text-align: center;">5,5</td><td style="text-align: center;">3</td><td style="text-align: center;">5,6</td></tr><tr><td colspan="2" style="text-align: center;">54,5</td><td colspan="2" style="text-align: center;">53,6</td></tr><tr><td colspan="4" style="text-align: center;">E.A.</td></tr><tr><td colspan="4" style="text-align: center;">54,1</td></tr></table>			Lectura Arena	Lectura Arcilla	Lectura Arena	Lectura Arcilla	3	5,5	3	5,6	54,5		53,6		E.A.				54,1			
Lectura Arena	Lectura Arcilla	Lectura Arena	Lectura Arcilla																			
3	5,5	3	5,6																			
54,5		53,6																				
E.A.																						
54,1																						
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado																						
	Atentamente,																					
<i>Omar Enrique Mejano Mendez</i> Ing. Omar Enrique Mejano Mendez Jefe Sección Mecánica de Suelos	Vo. Bo.	<i>Francisco Javier Quiñonez de la Cruz</i> Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz DIRECTOR CII/USAC																				
<small>FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC— Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121 Página web: http://cii.usac.edu.gt</small>																						

Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 7. Ensayo de compactación (carretera)



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



INFORME No. 502 S.S.

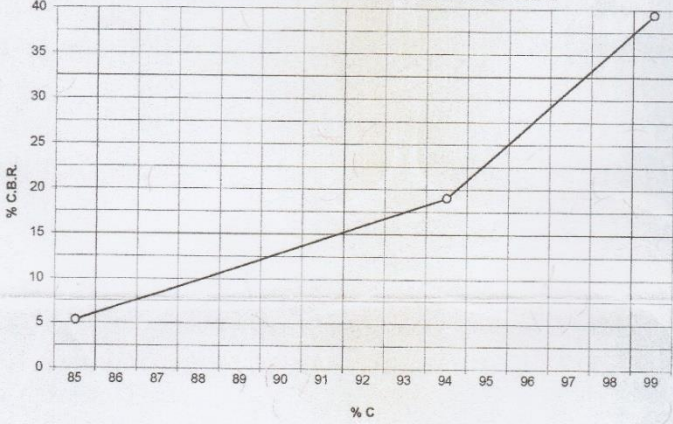
O.T. No. 36.785

No. 09843

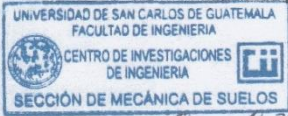
Interesado: Juan Pablo Burrero Manuel - 20101117
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O.T-193
 Proyecto: EPS "Ampliación de Tramo Carretero Hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva"
 Ubicación: Villa Nueva, Guatemala
 Descripción del suelo: Arena Limosa Color Café Oscura
 Fecha: lunes, 28 de noviembre de 2016

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (Lb/pie ³)			
1	10	23,00	77,66	85,4	0,11	5,30
2	30	23,00	86,03	94,6	0,20	19,07
3	65	23,00	90,33	99,4	0,17	39,44

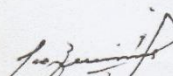
GRAFICA DE % C.B.R.- % DE COMPACTACION




Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.
Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo. Bo. 


Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC




FACULTAD DE INGENIERIA – USAC –
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Pagina web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.

Anexo 8. **Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.). (carretera)**



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



INFORME No. 501 S.S.

O.T.: 36.785

No. 09842


Interesado: Juan Pablo Burrero Manuel - 20101117
 Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.
 Proyecto: EPS "Ampliación de Tramo Carretero Hacia el Amate Bárcenas, Villa Nueva"
 Ubicación: Villa Nueva, Guatemala
 Fecha: lunes, 28 de noviembre de 2016

Proctor Estándar: () Norma: A.A.S.H.T.O. T-99
 Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.H.T.O. T-180

GRAFICA DE DENSIDAD SECA-HUMEDAD

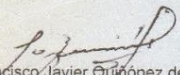


Descripción del suelo:	Arena Limosa Color Café Oscura	
Densidad seca máxima γ_d :	1.456,22 Kg/m ³	90,90 lb/pie ³
Humedad óptima Hop.:	23,00 %	
Observaciones:	Muestra proporcionado por el interesado. Atentamente,	



Ing. Omar Enrique Médrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo. Bo.



Ing. Francisco Javier Quirónez de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERÍA –USAC–
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigacione de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, USAC.