



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

**DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO
SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ**

José Manuel Aguilar Quezada

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO
SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha noviembre de 2012.


José Manuel Aguilar Quezada



Guatemala, 06 de marzo de 2014
Ref.EPS.DOC.301.03.14

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

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Manuel Aguilar Quezada** con carné No. **200915273**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ.**

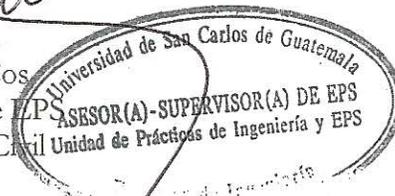
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
JMC/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala, 31 de Marzo de 2014

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 LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ" desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Manuel Aguilar Quezada con carné 2009-15273, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



Guatemala,
12 de mayo de 2014

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 LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Manuel Aguilar Quezada, con Carnet No. 200915273, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 15 de mayo de 2014

Ref.EPS.D.267.05.14

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Manuel Aguilar Quezada**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante José Manuel Aguilar Quezada, titulado **DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2014

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario: **José Manuel Aguilar Quezada** y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympto Paiz Ríos
Decano



Guatemala, mayo de 2014

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Padre de misericordia al que le debo todo lo que soy, por iluminarme y bendecirme siempre.
- Mis padres** Víctor René Aguilar Balsells y Vilma Elizabeth Quezada Méndez. Con mi amor por todas las enseñanzas, apoyo, dedicación y empeño brindado durante mi vida; llevando siempre mis pasos por el camino del bien.
- Mis hermanos** Luis Fernando y Marcela Elizabeth Aguilar Quezada. Por estar a mi lado, apoyarme y ser incondicionales en mi vida.
- Mi familia** Por el apoyo, cariño y por considerarme un ejemplo de vida.

AGRADECIMIENTOS A:

Mis amigos

Por formar parte de un buen grupo de estudio y por los momentos que compartimos, y también a las personas especiales que me han acompañado durante mi vida.

Mi asesor-supervisor

Ing. Juan Merck Cos. Por todo su apoyo y enseñanzas durante la realización de este trabajo, y a lo largo de mis estudios.

Mi gran amigo

Ing. Oscar Alberto Ordoñez Palma. Gracias por motivarme en los momentos difíciles.

La Facultad de Ingeniería

Por permitirme adquirir el conocimiento técnico y científico, y formarme como profesional.

La Universidad de San Carlos de Guatemala

Alma máter y casa de estudios que me inspiró a culminar esta carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. DIAGNÓSTICO SOBRE LAS NECESIDADES DE SERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA DEL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ	1
1.1. Descripción de las necesidades	1
1.2. Evaluación y priorización de las necesidades	4
2. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ	5
2.1. Descripción del proyecto	5
2.2. Estudio de suelos	5
2.2.1. Ensayo de granulometría.....	5
2.2.2. Límites de Atterberg	6
2.2.2.1. Límite líquido	6
2.2.2.2. Límite plástico.....	7
2.2.2.3. Índice de plasticidad	8
2.2.3. Ensayos para el control de la construcción	9
2.2.3.1. Determinación del contenido de humedad.....	9

	2.2.3.2.	Densidad máxima y humedad óptima.....	9
	2.2.3.3.	Ensayo equivalente de arena	11
	2.2.4.	Ensayo de compactación o proctor modificado	11
	2.2.5.	Ensayo de valor soporte CBR	12
	2.2.6.	Análisis de resultados.....	13
2.3.		Carpeta de rodadura	14
	2.3.1.	Capa de balasto	14
2.4.		Normas para el diseño de caminos rurales	16
	2.4.1.	Criterios generales.....	16
	2.4.2.	Dirección General de Caminos.....	17
2.5.		Levantamiento topográfico	17
2.6.		Diseño geométrico de carreteras.....	18
	2.6.1.	Cálculo de elementos de curvas horizontales	18
	2.6.2.	Curvas de transición	22
	2.6.3.	Sobreancho	22
	2.6.4.	Bombeo	23
	2.6.5.	Peralte	23
	2.6.6.	Ejemplo de curva horizontal	24
2.7.		Alineamiento vertical.....	26
	2.7.1.	Curvas verticales	27
		2.7.1.1. Velocidad de diseño	27
		2.7.1.2. Pendiente mínima y máxima.....	27
		2.7.1.3. Longitud de curvas verticales	28
		2.7.1.4. Valores k para visibilidad de parada	28
		2.7.1.5. Curva cóncava y convexa.....	29
		2.7.1.6. Ejemplo de curva vertical.....	30
2.8.		Diseño de subrasante.....	33
2.9.		Movimiento de tierras.....	35
	2.9.1.	Cálculo de área de secciones transversales	35

2.10.	Cálculo de volumen de movimiento de tierras	36
2.10.1.	Coeficiente de contracción e hinchamiento	38
2.11.	Drenaje.....	39
2.11.1.	Drenaje pluvial.....	40
2.11.2.	Cunetas	41
	2.11.2.1. Cálculo de cunetas	41
2.11.3.	Contracunetas	43
2.11.4.	Corrientes naturales	44
2.11.5.	Drenaje transversal.....	44
2.11.6.	Cálculo de diámetro de la tubería	45
2.12.	Empedrados.....	48
2.13.	Evaluación socioeconómica	48
2.13.1.	Valor Presente Neto (VPN).....	49
2.13.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR).....	50
2.14.	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	51
2.15.	Planos.....	54
2.16.	Presupuesto.....	55
2.17.	Cronograma de ejecución física-financiera.....	56
3.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR HACIA EL CASERÍO	
	SAPALAU SAMUTZ.....	59
3.1.	Descripción del proyecto	59
3.2.	Estudio hidrológico	60
3.2.1.	Crecientes.....	61
3.2.2.	Cálculo de caudal máximo.....	62
3.3.	Levantamiento topográfico	64
3.4.	Estudio de suelos	65
3.5.	Geometría del puente	70

3.6.	Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa	71
3.7.	Diseño de la superestructura.....	72
3.7.1.	Predeterminación de la sección de la viga	73
3.7.2.	Diseño de losa.....	74
3.7.2.1.	Cálculo del peralte	75
3.7.2.2.	Integración de cargas	75
3.7.2.3.	Cálculo de momentos	76
3.7.2.3.1.	Momento debido a la carga muerta.....	76
3.7.2.3.2.	Momento debido a la sobrecarga.....	77
3.7.2.3.3.	Momento debido al impacto	78
3.7.2.3.4.	Momento último	78
3.7.2.4.	Cálculo de peralte efectivo	79
3.7.2.5.	Cálculo de refuerzo.....	79
3.7.3.	Diseño de barandal y banqueteta	83
3.7.4.	Diseño de vigas	88
3.7.4.1.	Cálculo de momento por carga muerta.....	89
3.7.4.2.	Cálculo de momento por sobrecarga	90
3.7.4.3.	Cálculo de momento debido al impacto	93
3.7.4.4.	Cálculo del momento total	94
3.7.4.5.	Cálculo de refuerzo longitudinal y transversal	95
3.7.5.	Diseño del diafragma.....	102
3.8.	Diseño de la subestructura.....	107

3.8.1.	Diseño de la cortina	107
3.8.2.	Diseño de la viga de apoyo	114
3.8.3.	Diseño de la almohadilla neopreno.....	116
3.8.4.	Diseño del estribo	127
3.8.4.1.	Cálculo del momento de volteo.....	128
3.8.4.2.	Cálculo del momento estabilizante	129
3.8.4.3.	Revisión del muro sin superestructura.....	130
3.8.4.4.	Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	131
3.9.	Obras de protección	136
3.10.	Elaboración de planos	137
3.11.	Presupuesto	137
3.12.	Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	138
CONCLUSIONES		143
RECOMENDACIONES.....		145
BIBLIOGRAFÍA.....		147
ANEXOS.....		149

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ruta de acceso al caserío Sapalau Samutz.....	2
2.	Puente vehicular hacia caserío Sapalau Samutz	2
3.	Elementos que componen una curva simple.....	19
4.	Sección de una curva vertical	26
5.	Curva vertical cóncava	29
6.	Curva vertical convexa	30
7.	Ejemplo curva vertical convexa	31
8.	Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras	37
9.	Curva duración, intensidad y frecuencia (IDF)	46
10.	Área de la sección del río.....	62
11.	Sección transversal de superestructura	73
12.	Diagrama de momentos.....	76
13.	Esquema final armado de losa.....	83
14.	Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal...	84
15.	Diagrama de cargas para diseño de postes.....	86
16.	Diagrama de carga viva sobre viga	91
17.	Diagrama de fuerzas por cargas vivas	92
18.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva	93
19.	Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo	99
20.	Diagrama para relación de corte en viga.....	100
21.	Amado de viga principal	102
22.	Secciones viga principal.....	102

23.	Detalle armado de diafragma exterior	105
24.	Detalle armado de diafragma interior.	106
25.	Empuje sobre la cortina y viga de apoyo.	108
26.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo.	115
27.	Detalle de neopreno.....	127
28.	Geometría y diagrama de presiones en estribo.	128
29.	Vista frontal de estribo y aletones.	136

TABLAS

I.	Estándares de diseño de carretera.....	21
II.	Resumen diseño geométrico horizontal	25
III.	Valores de k según velocidad de diseño	29
IV.	Resumen diseño geométrico vertical.....	33
V.	Tabla de relaciones para dibujo de taludes	36
VI.	Coeficiente de escorrentía C.....	46
VII.	Cálculo Valor Presente Neto (VPN).....	49
VIII.	Listado taxativo.....	51
IX.	Presupuesto general	56
X.	Cronograma de ejecución físico financiero.....	57
XI.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo	67
XII.	Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi	69
XIII.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas	117
XIV.	Momentos de volteo sin superestructura	129
XV.	Momento estabilizante sin superestructura	130
XVI.	Momento de volteo con sismo y sin carga viva	134
XVII.	Presupuesto construcción de puente vehicular para el caserío Sapalau Samutz	138
XVIII.	Matriz de Leopold modificada.....	139

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
As	Área de acero
q_u	Capacidad de carga límite
Q	Caudal
C	Coeficiente de escorrentía
V_c	Cortante que resiste el concreto
V_u	Cortante último
Ø	Diámetro de varilla
S	Espaciamiento entre varillas
G	Grado de curvatura
Im	Impacto
I	Intensidad de lluvia
Lc	Longitud de curva
LCV	Longitud de curva vertical
L	Luz libre entre vigas
M_{cm}	Momento por carga muerta
M_{cv}	Momento por carga viva
M_u	Momento último
k	Parámetro de la curva según su tipo
PEND	Pendiente
d	Peralte efectivo
γ_{suelo}	Peso volumétrico del suelo
PC	Principio de curva circular simple
PCV	Principio de curva vertical

PT	Principio de tangente
PTV	Principio de tangente vertical
Z	Profundidad donde se realizó la prueba
PI	Punto de intersección de las tangentes
PIV	Punto de intersección vertical
R	Radio
ST	Subtangente
VPN	Valor Presente Neto
V_s	Valor soporte
V	Volumen (corte o relleno)

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
Caudal	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
CBR	California Bearing Ratio.
Compactación	Procedimiento de aplicación de energía potencial al suelo para consolidarlo y así eliminar toda relación de vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia su capacidad de soportar cargas cíclicas.
Concreto	Material pétreo artificial obtenido de la mezcla elaborada de cemento, agregados finos y gruesos, y agua. Esta también podría llevar aditivos.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos a un nivel determinado.

Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro de contención.
Diafragmas	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas en la superestructura.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Especificaciones técnicas	Son los documentos en los cuales se definen las normas, técnicas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Puente	Estructura que permite pasar el tránsito de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.

Rasante	Es el conjunto de segmentos, rectos o curvos, que definen el nivel superior de una carretera.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Tránsito	Se dice de la cantidad de vehículos que se trasladan de un lugar a otro.
Velocidad de diseño	Es la velocidad máxima en la que un vehículo puede transitar con seguridad en una carretera trazada con determinadas características.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

El caserío Sapalau Samutz ubicado a 55 kilómetros del municipio de Cobán, Alta Verapaz, requiere de la ampliación y mejoramiento de la carretera, para acceder de forma rápida y segura.

Los habitantes llevan años gestionando el proyecto, ya que se les dificulta transportar sus productos agrícolas hacia un lugar más accesible. Además de brindar un mejor y mayor acceso a centros de salud con el fin de evitar enfermedades.

La ampliación y mejoramiento de tal carretera se realizará en una fase, siguiendo una angosta brecha como base para la ampliación, y se buscará un banco de material para la carpeta de rodadura. La carretera parte como un ramal de la carretera que va de la aldea Cubilhuitz, Cobán, Alta Verapaz hacia Ixcán, Quiché. Se buscará llegar hasta el centro de convergencia del caserío facilitando el transporte humano, así como, el transporte de productos agrícolas, artículos de consumo diario y medicinas.

El diseño del puente vehicular se realizará como parte del proyecto de la carretera, con éste se desea reemplazar el puente existente formado por troncos y tablones.

Los habitantes han reportado el mal estado del puente, que conjuntamente con la brecha de acceso, requieren de especial atención, para mejorar las actividades sociales, culturales, educativas y económicas.

La necesidad de reemplazar el puente vehicular nace, principalmente, con el fin de mejorar la actividad económica, mediante la venta de productos agrícolas, permitiendo la circulación de transporte pesado.

El puente será de concreto armado, diseñado para soportar el transporte pesado que circulará por él sin ningún problema o falla.

OBJETIVOS

General

Diseñar la carretera y puente vehicular para el caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz.

Específicos

1. Aumentar la frecuencia en las visitas a centros de salud disminuyendo el contagio de enfermedades.
2. Facilitar la comercialización de granos básicos y animales.
3. Reducir el tiempo de viaje por medio de una vía de acceso adecuada, segura y cómoda para la comunidad.
4. Mejorar la calidad de vida de los habitantes de la comunidad al tener mayor acceso a productos de consumo diario y medicinas.

INTRODUCCIÓN

El municipio de Cobán se encuentra ubicado a 212 kilómetros de la ciudad capital, y dentro de él se encuentra el caserío Sapalau Samutz a unos 55 kilómetros, el lugar cuenta con una topografía montañosa y llana en algunas zonas. El clima es cálido en comparación con la cabecera departamental.

Actualmente el caserío Sapalau Samutz cuenta con una escuela con capacidad suficiente para brindar educación a los niños que viven en el lugar. Además cuenta con una fuente de agua potable cercana que facilita el transporte del vital líquido. El caserío lleva un desarrollo acelerado que se ve afectado por la falta de infraestructura y acceso a la misma.

Con el afán de mejorar el desarrollo de la comunidad, se diseñará la carretera de acceso vehicular lo cual contribuirá de gran manera y garantizará el desarrollo de la comunidad.

Así mismo, la carretera es atravesada por una corriente de agua, la cual necesita de una infraestructura (puente vehicular) que brinde las condiciones necesarias para facilitar el tránsito, no solo de personas sino comercial.

1. DIAGNÓSTICO SOBRE LAS NECESIDADES DE SERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA DEL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ, COBÁN, ALTA VERAPAZ

1.1. Descripción de las necesidades

El caserío Sapalau Samutz por medio de una solicitud realizada a la municipalidad de Cobán, Alta Verapaz, requiere de la solución de sus problemas constantes de salud y comercialización debido a la falta de vías de comunicación, por lo que la Unidad Técnica es asignada para brindarle una solución mediante el diagnóstico de las necesidades primordiales de la comunidad.

En el diagnóstico, realizado en el caserío Sapalau Samutz, se identifican varias carencias en el área de servicios básicos y de infraestructura. Dentro de las necesidades prioritarias se definieron las siguientes, tomando como base la solicitud de la comunidad:

- Carretera: al realizar la visita de campo al caserío, se determinó la falta de vías de comunicación e infraestructura, lo cual forma parte del punto más importante a tomar en cuenta, esta es la carencia principal, por lo cual se toma como prioritaria y se amplía la fase de investigación, con el fin de mejorar las condiciones del lugar y proporcionar un mejor acceso y contribuir con el desarrollo de la población. El objetivo del estudio es llevar a cabo el diseño del proyecto beneficiando al caserío.

Figura 1. **Ruta de acceso al caserío Sapalau Samutz**



Fuente: Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz.

- Puente: forma parte de la carencia de vías de comunicación, el caserío se encuentra perjudicado por un obstáculo natural de agua, el cual impide el acceso vehicular debido a la carencia de infraestructura adecuada para salvarlo, por ser un área propensa a inundación, la población se ve afectada por lo que se toma en consideración y se determina como un proyecto prioritario. El objetivo es realizar el diseño del puente vehicular que ayude a la comunidad para una adecuada circulación por las vías de comunicación.

Figura 2. **Puente vehicular hacia caserío Sapalau Samutz**



Fuente: Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz.

- Sistema de agua potable: un factor importante en el desarrollo de las comunidades y prevención de enfermedades es el agua potable, el caserío carece de este tipo de servicio, sin embargo posee una fuente de captación de buena calidad y a una distancia considerablemente cercana por lo que se establecen como prioritarias las vías de comunicación. Sin embargo, puede considerarse un proyecto de introducción de agua potable con el fin de reducir las enfermedades de la población y reducir las visitas a los centro de salud.
- Disposición final excretas: el caserío cuenta con una belleza natural, denominada laguna Sapalau, al carecer de sistemas adecuados de letrinas, el agua subterránea se ve afectada por la contaminación debido a la infiltración de los líquidos de desecho, por lo que la laguna se encuentra en un constante riesgo de contaminación. No se consideró dentro de la priorización de necesidades a desarrollar, pero se deja la idea de realizar un futuro proyecto, para mejorar la disposición final de las excretas.
- Introducción de energía eléctrica: por la falta de acceso a la comunidad no se cuenta con este servicio básico, siendo un factor importante en el desarrollo de los pobladores, en la región existen muchas comunidades que carecen del servicio debido a la falta de vías de comunicación, por lo que a la empresa eléctrica se le dificulta el traslado de material, equipo y personal para hacer la introducción de la energía eléctrica. Como objetivo se tiene el diseño de la carretera y puente vehicular, que faciliten el traslado de materiales al lugar con el fin de obtener los servicios básicos deseados y promover el desarrollo y empleo de tecnología mejorando las condiciones de vida de la comunidad.

1.2. Evaluación y priorización de las necesidades

Es difícil priorizar las necesidades en una comunidad que carece de la mayoría de ellas, es decir, que no cuentan con satisfactores básicos para llevar una vida adecuada de sus pobladores. La falta de infraestructura es otro factor importante dentro de la priorización, ya que ubicar centros de salud, salones municipales, mercados u otro tipo de infraestructura ayuda a tener orden, salud y limpieza en una comunidad.

Con base en el estudio de las necesidades de la población, se determinaron las de mayor importancia, facilitando de esa manera la solución de las otras necesidades básicas. Las necesidades del caserío Sapalau Samutz se priorizaron de la siguiente manera:

- Carretera: debido a la falta de acceso a la comunidad, se dificulta el acarreo de material para solucionar otro tipo de problemas como: salud, agua potable y saneamiento.
- Puente vehicular: tomando en cuenta siempre la falta de comunicación y la presencia de un obstáculo natural de agua, se plantea de vital importancia el puente vehicular, facilitando el acceso de vehículos pesados y livianos, para la comercialización de productos básicos, movilización de personas, introducción de medicinas, principalmente.

Al concluir los proyectos de carretera y puente vehicular, la comunidad tendrá acceso a centros de salud, mercados con el fin de comercializar o intercambiar productos y evitar realizar largas caminatas para llegar al lugar de destino.

2. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar una carretera tipo F, con una longitud de 3,16 kilómetros, en región montañosa, velocidad de diseño de 20 kilómetros por hora, con una pendiente máxima del 14 por ciento, carpeta de rodadura de balasto, ancho promedio de 5,5 metros, cunetas naturales y drenajes transversales.

2.2. Estudio de suelos

Se deben realizar antes de una nueva obra, para determinar las propiedades físico-mecánicas de los suelos, clasificarlos y describirlos técnicamente, que serán la base principal para el diseño de la carretera. Los resultados del análisis de laboratorio se encuentran en el anexo A y son los siguientes:

2.2.1. Ensayo de granulometría

Es la propiedad que tiene los suelos naturales de mostrar diferentes tamaños en su composición.

El análisis granulométrico se hace en dos etapas: la primera se realiza por medio de una serie de tamices convencionales para suelos de granos grandes, medianos o suelos granulares como: piedra triturada, grava y arenas.

La segunda por un proceso de vía húmeda para suelos de granos finos como limos, limos-arenosos, limos-arcillosos y arcillas. Este análisis mecánico vía húmeda se basa en el comportamiento de material granular en suspensión dentro de un líquido al sedimentarse.

Todo el análisis granulométrico deberá ser hecho por vía húmeda según lo descrito en la Norma AASHTO T 27 y T 11.

Según el resultado del análisis se puede clasificar el tipo de suelo, en el inciso 2.2.6 se hace un análisis con base en los resultados obtenidos. Los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.2. Límites de Atterberg

Sirve para determinar las propiedades plásticas de suelos arcillosos o limosos. Los límites de consistencia de los suelos están representados por su contenido de humedad.

2.2.2.1. Límite líquido

Es el estado del suelo cuando se comporta como una pasta fluida.

Se define como el contenido de agua necesario para que, a un determinado número de golpes (normalmente 25 golpes), en la copa de Casagrande, se cierre 1,27 centímetros a lo largo de una ranura formada en un suelo moldeado, cuya consistencia es la de una pasta dentro de la copa.

El límite líquido fija la división entre el estado líquido y el estado plástico.

El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación, ambos límites juntos son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad. Las investigaciones muestran que el límite líquido aumenta a medida que el tamaño de los granos o partículas presentes en el suelo disminuyen.

El procedimiento analítico para la determinación de este límite, se basa en la Norma AASHTO T 89, teniendo como obligatoriedad al hacerlo sobre muestra preparada en húmedo.

Según el resultado del análisis se puede clasificar el tipo de suelo, en el inciso 2.2.6 se hace un análisis con base a los resultados obtenidos. Los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.2.2. Límite plástico

Es el estado límite de suelo ya un poco endurecido, pero sin llegar a ser semisólido. El límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al dar un fluido viscoso.

El límite plástico se define como el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco), con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 milímetros (1/8 de pulgada) de diámetro al rodarse con la palma de la mano o sobre una superficie lisa.

El proceso analítico para este ensayo se encuentra en la Norma AASHTO T 90.

En el inciso 2.2.6 se hace un análisis con base a los resultados obtenidos. Los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.2.3. Índice de plasticidad

Tanto el límite líquido como el límite plástico, dependen de la calidad y del tipo de arcilla; sin embargo, el índice de plasticidad, depende generalmente, de la cantidad de arcilla en el suelo.

Cuando un suelo tiene un Índice Plástico (IP) igual a cero, el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo es de baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

Según el resultado del análisis se puede determinar la plasticidad del material, en el inciso 2.2.6 se hace un análisis con base a los resultados obtenidos, los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.3. Ensayos para el control de la construcción

La compactación de suelos en general es el método más barato de estabilización disponible. La estabilización de suelos consiste en el mejoramiento de las propiedades físicas del suelo para obtener una óptima estructura, resistencia al corte y relación de vacíos deseable.

2.2.3.1. Determinación del contenido de humedad

El contenido de humedad es la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno, expresada en tanto por ciento. En otras palabras no es nada más que el porcentaje o cantidad de agua presente en el suelo. Es necesario determinar el contenido de humedad para realizar los siguientes ensayos: el ensayo de compactación Proctor, el ensayo de valor soporte, los límites de consistencia, y las densidades de campo.

2.2.3.2. Densidad máxima y humedad óptima

Para carreteras en Guatemala se utiliza generalmente el Proctor Modificado, según la Norma AASHTO T-180, éste sirve para calcular la humedad óptima de compactación, que es cuando alcanzará su máxima compactación.

Los suelos, están formados por partículas sólidas, y vacíos, éstos pueden estar llenos de agua, aire o ambos. Si un suelo se encuentra suelto, tiene mayores vacíos, los que, conforme la compactación, van reduciéndose hasta llegar a un mínimo, que es cuando la masa del suelo, alcanza su menor volumen y su mayor peso, esto se conoce como densidad máxima.

Para alcanzar la densidad máxima es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada, la que se conoce como humedad óptima.

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

- Reducción del volumen de vacíos y la capacidad de absorber humedad.
- Aumenta la capacidad del suelo, para soportar mayores cargas. El ensayo de compactación Proctor consiste en tomar una cantidad de suelo, pasarlo por el tamiz, añadirle agua y compactarlo en un molde cilíndrico en tres capas con veinticinco golpes por capa con un martillo de compactación.

Luego de compactar la muestra, esta es removida del molde y demolida nuevamente para obtener pequeñas porciones de suelo que servirán para determinar el contenido de humedad en ese momento del suelo.

Se añade más agua a la muestra, tendiendo a obtener una muestra más húmeda y homogénea, se procede a hacer nuevamente el proceso de compactación. Esto se repite sucesivamente para obtener datos para la curva de densidad seca contra contenido de humedad. Para este ensayo se utiliza un martillo de compactación de caída controlada, cuyo peso sea de 10 libras y se aumenta el número de capas a cinco.

El Proctor modificado tiene ventaja sobre el estándar en lo siguiente:

- Mejor acomodación de las partículas que forman la masa de un suelo, reduciendo su volumen y aumentando el peso unitario o densidad.

- Al tener una humedad óptima más baja, las operaciones de riesgo son más económicas, lo que facilita la compactación.

Según el resultado del análisis se determina la densidad máxima y la humedad óptima, en el inciso 2.2.6 se hace un análisis con base en los resultados obtenidos, los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.3.3. Ensayo equivalente de arena

Esta prueba es para evaluar de manera cualitativa la cantidad y actividad de los finos presentes en los suelos por utilizar. Consiste en ensayar los materiales, que pasan la malla número 4 en una probeta estándar, parcialmente llena de una solución que propiciará la sedimentación de los finos. Se hace con el fin de conocer el porcentaje relativo de finos plásticos, que contienen los suelos y los agregados pétreos.

Este ensayo se lleva a cabo principalmente, cuando se trata de materiales que se utilizarán como base, subbase, o ya sea como materiales de bancos de préstamo. El procedimiento analítico se rige por la Norma AASHTO T 176.

Este ensayo no se realizó para este proyecto.

2.2.4. Ensayo de compactación o proctor modificado

Compactación es todo proceso por medio del cual, se aumenta el peso volumétrico de un material. La densidad que se puede obtener de un suelo por medio de un método de compactación dado, depende de su contenido de humedad.

El contenido que da el más alto peso unitario en seco (densidad), se llama contenido óptimo de humedad para aquel método de compactación. En general, ésta humedad es menor que la del límite plástico y decrece al aumentar la compactación.

En el inciso 2.2.6 se hace un análisis con base a los resultados obtenidos, los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.5. Ensayo de valor soporte CBR

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

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

Los resultados del análisis se describen en el inciso 2.2.6, se hace un análisis con base en los resultados obtenidos, los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

2.2.6. Análisis de resultados

Para conocer las características del suelo es necesario realizar ensayos de laboratorio, para luego analizar los resultados y tomarlos en cuenta para el diseño final de la carretera. A continuación se presentan los resultados del material balasto:

Datos del material balasto:

Densidad seca máxima: 2 154 kg/m³

Humedad óptima: 3,8 %

Límite líquido: NP

Índice plástico: NP

% de grava: 90,97

% de arena: 7,91

% de finos: 1,11

% de desgaste: 29,00 %

Por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se realizó la clasificación del suelo, su clasificación es GP, que la define como grava con arena color gris.

Con los resultados de laboratorio se determina lo siguiente:

Es un suelo no plástico por la falta de material fino, por lo que se recomienda mezclarlo con un tipo de suelo medianamente plástico, para garantizar la compactación, con lo que se aumentará la adherencia de la grava y la arena, es recomendable utilizar un limo de baja a mediana plasticidad.

El porcentaje de desgaste es menor que 60, por lo tanto puede utilizarse como capa de balasto.

El CBR obtenido es mayor de 50, se define que es un suelo excelente, apto para base.

Este material se utilizará como base y carpeta de rodadura por sus características, según los resultados de laboratorio que se presentan en el anexo A.

No se realizaron pruebas de laboratorio para el material de la subrasante.

2.3. Carpeta de rodadura

Para este tipo de carretera se utilizará una carpeta de rodadura de material balasto, ya que el uso es con fines agrícolas y que por lo tanto con un buen mantenimiento se mantendrá en aceptables condiciones. El material se obtendrá en el área donde se realizará el proyecto, de un banco aproximadamente a 10 kilómetros del inicio la carretera.

2.3.1. Capa de balasto

El terreno en el que se construirá la carretera, presenta un suelo arcilloso, por lo que será necesario proteger la terrecería mediante la aplicación de una capa de balasto, la cual será obtenida del banco de préstamo ubicado a 10 kilómetros del tramo a construirse, dicha capa no debe ser menor de 10 centímetros ni mayor a 25 centímetros.

Con base en las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos, tomando como guía los espesores recomendados por Highway Research Board, dependiendo de la clasificación del material se deduce el espesor de la capa de balastro.

El espesor de la capa de balasto, para este proyecto, será de 25 centímetros, debidamente compactado, evitando la contaminación de la capa de balasto con material arcilloso, debido a que no se realizaron pruebas en la subrasante.

El balasto es un material homogéneo que debe reunir las condiciones de granulometría y calidad, como tener uniformidad y estar exento de cualquier material perjudicial o extraño (material orgánico o arcilla).

Las piedras no excederán las dos terceras partes ($2/3$) del espesor de la carpeta de rodadura, y en ningún caso serán mayores de 10 centímetros. El peso unitario suelto debe de ser mayor a 1 450 kilogramos por metro cúbico (90 lb/pie^3), determinado por el método AASHTO T 19, el material retenido en el tamiz No. 4 debe de estar comprendido entre 60 y 40 por ciento en peso, y el material que pasa el tamiz No. 200 no debe de exceder de 15 por ciento en peso, determinado por el método AASHTO T11.

El límite líquido debe ser menor a 35 por ciento determinado por el método AASHTO T 89 y un índice de plasticidad entre 5 y 11 por ciento determinado por el método AASHTO T90.

Los resultados del análisis se presentan en el inciso 2.2.6, también se hace un análisis con base a los resultados obtenidos, los resultados de análisis de laboratorio se presentan en el anexo A.

El banco de materiales que se propone es el adecuado para extraer el material, que será utilizado como carpeta de rodadura, ya que los porcentajes de los resultados se encuentran entre los rangos que establecen las normas AASHTO, los resultados del análisis se presentan en el inciso 2.2.6.

2.4. Normas para el diseño de caminos rurales

Para un correcto diseño de carreteras es necesario cumplir y respetar las normas establecidas de diseño, el siguiente diseño se realizó en base a las Normas de la Dirección General de Caminos.

2.4.1. Criterios generales

Al realizar el trabajo de campo, se inicia el estudio para fijar el eje de la carretera o diseño de la línea de localización. Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno, estos dependiendo del criterio adoptado que a su vez dependen del volumen del tránsito y la velocidad de diseño a utilizar.

Una vez fijadas las especificaciones que regirán el diseño geométrico, se busca una combinación de alineamientos que se adaptan a las condiciones del terreno y que cumplan con los requisitos establecidos. Existen factores que suelen forzar una línea, influyendo en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de una carretera, por lo que es necesario tomar una serie de normas generales, que se toman de la práctica y del sentido común.

Debido a la dependencia entre sí de los alineamientos, que deben guardar una relación que permita la construcción, con el menor movimiento de tierras posible y con el mejor balance entre los volúmenes de excavación y relleno a producirse, obligan en determinadas circunstancias al no cumplimiento de estas normas, solamente cuando sean justificables por razones económicas, esto sin olvidar la importancia de estas recomendaciones para lograr el diseño de carreteras seguras y de tránsito cómodo.

Los criterios de diseño se tomaron con base a la tabla I, que son los que define la Dirección General de Caminos. Para un TPDA, de 10 a 100 se define un carretera tipo F, con una velocidad de diseño de 20 kilómetros por hora para una región montañosa, radio mínimo de 18 metros, pendiente máxima de 14 por ciento y ancho de calzada de 5,50 metros.

2.4.2. Dirección General de Caminos

La Dirección General de Caminos utiliza las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras y Puentes, que es la que norma en forma general, las relaciones entre la Dirección General de Caminos y los Contratistas, para todas sus obras.

2.5. Levantamiento topográfico

Este tipo de proyectos consiste en definir una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, se establece el punto de partida, el azimut de salida, el kilometraje de salida y la cota de salida del terreno.

Se utilizó una estación total, obteniendo la superficie planimétrica y altimétrica simultáneamente.

Para la realización de los trabajos de planimetría, altimetría y señalización en el campo, para el levantamiento de topografía se utilizó el equipo siguiente:

Estación Total Trimble 3 600-series

Trípode

Prisma

Trompos

Estacas

Brújula

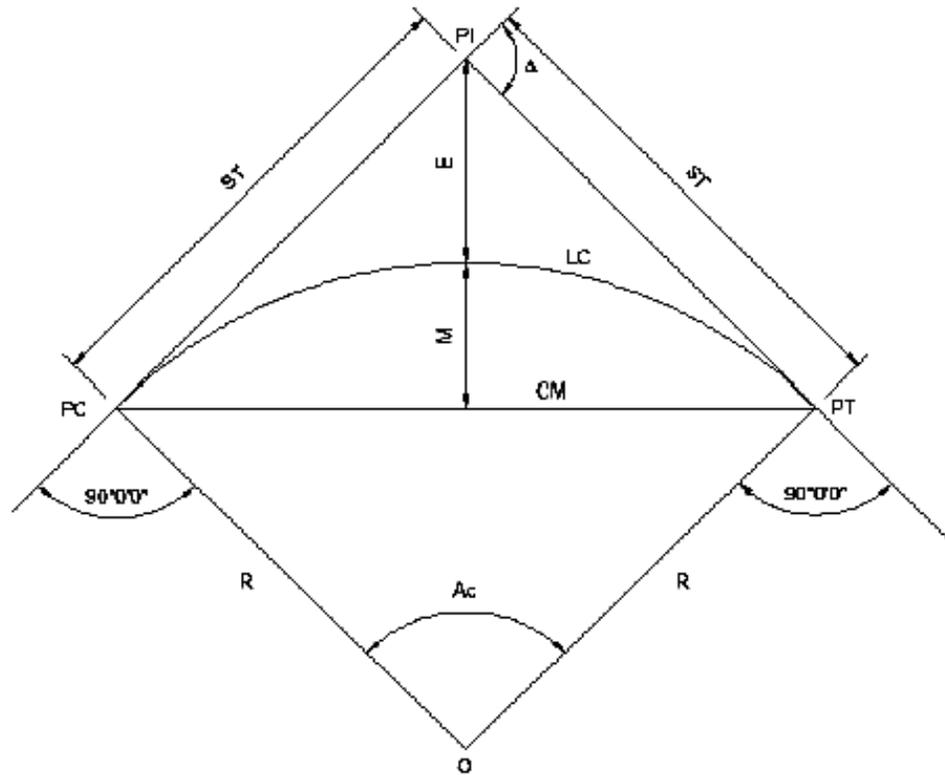
2.6. Diseño geométrico de carreteras

El diseño horizontal y vertical de las carreteras corresponde principalmente a un análisis geométrico, con requisitos mínimos que deben ser cumplidos para garantizar el buen diseño y funcionamiento de la carretera.

2.6.1. Cálculo de elementos de curvas horizontales

Se le llama curva circular horizontal, al arco de circunferencia del alineamiento horizontal que une dos tangentes; luego de calcular los puntos de intersección, las distancias y los azimut, se procede al cálculo de las partes de la curva, que servirán para el trazo de la carretera.

Figura 3. Elementos que componen una curva simple



Fuente: PAIZ MORALES, Byron René. *Guía de cálculo para carreteras*, p. 23.

Donde:

- PC = punto donde comienza la curva circular simple
- PI = punto de intersección de la prolongación de las tangentes
- PT = punto en donde termina la curva circular simple
- O = centro de la curva circular
- Δ = ángulo de deflexión de la tangente
- Ac = ángulo central de la curva circular
- G = grado de curvatura
- R = radio

- ST = subtangente
- E = external
- M = ordenada media
- C = cuerda
- CM = cuerda máxima
- LC = longitud de curva

Para el cálculo de elementos de curva es necesario tener las distancias entre los puntos de intersección de localización, los deltas (Δ) y el grado de curva (G) que será colocado por el diseñador. Con el grado (G) y el delta (Δ) se calculan los elementos de la curva.

El radio de las curvas por usar, se determina por condiciones o elementos de diseño para que los vehículos puedan transitarlas sin peligro de colisión, con seguridad, tratando que la maniobra de cambio de dirección se efectúe sin esfuerzos demasiado bruscos.

Tabla I. Estándares de diseño de carretera

TPDA De	Carretera	Velocidad de diseño (km.)	Radio Mínimo (m.)	Pendiente Máxima (%)	Ancho de calzada
	Tipo "A"				2 x 7,20
3 000,00	Llanas	100,00	375,00	3,00	
A	Onduladas	80,00	225,00	4,00	
5 000,00	Montañosas	60,00	110,00	5,00	
	Tipo "B"				7,20
1 500,00	Llanas	80,00	225,00	6,00	
A	Onduladas	60,00	110,00	7,00	
3 000,00	Montañosas	40,00	47,00	8,00	
	Tipo "C"				6,50
900,00	Llanas	80,00	225,00	6,00	
A	Onduladas	60,00	110,00	7,00	
1 500,00	Montañosas	40,00	47,00	8,00	
	Tipo "D"				6,00
500,00	Llanas	80,00	225,00	6,00	
A	Onduladas	60,00	110,00	7,00	
900,00	Montañosas	40,00	47,00	8,00	
	Tipo "E"				5,50
100,00	Llanas	50,00	75,00	8,00	
A	Onduladas	40,00	47,00	9,00	
500,00	Montañosas	30,00	30,00	10,00	
	Tipo "F"				5,50
10,00	Llanas	40,00	47,00	10,00	
A	Onduladas	30,00	30,00	12,00	
100,00	Montañosas	20,00	18,00	14,00	

Fuente: tabla XVI. Dirección General de Caminos.

2.6.2. Curvas de transición

Es la curva que va variando de radio según se avanza de longitud. Surge debido a la necesidad de interponer un elemento que garantice una continuidad dinámica y geométrica.

La continuidad dinámica apunta al hecho de que la aparición de la fuerza centrífuga, ocasionada al modificar la trayectoria, se haga de manera gradual, de forma que el conductor pueda efectuar una maniobra de giro suave con velocidad angular constante, para adecuarse a este cambio.

Las curvas de transición se intercalan entre las alineaciones rectas y las alineaciones curvas, para permitir una transición gradual de curvatura.

La continuidad geométrica va ligada a la anterior, y se refiere a la inexistencia de discontinuidades o puntos angulosos entre los elementos geométricos de dos alineaciones consecutivas, como puedan ser la curvatura o el peralte.

Aparte de servir como enlace de otros tipos de alineaciones, la curva de transición se constituye como una alineación más, pudiendo existir tramos de vía compuestos exclusivamente por este tipo de curvas.

2.6.3. Sobreancho

Cuando un vehículo circula por una curva horizontal, ocupa un ancho de calzada mayor que en la recta. Esto es debido a que por la rigidez y dimensiones del vehículo, sus ruedas traseras siguen una trayectoria distinta a

la de las ruedas delanteras, ocasionando dificultad a los conductores para mantener su vehículo en el eje del carril de circulación correspondiente.

Con el propósito de que las condiciones de operación de los vehículos en las curvas sean muy similares a las de la recta, la calzada en la curva debe ensancharse. A este aumento se denomina sobreancho de la curva.

Con el fin de disponer de un alineamiento continuo en los bordes de la calzada, el sobreancho debe desarrollarse gradualmente a la entrada y a la salida de las curvas.

2.6.4. Bombeo

Es la pendiente que se le da al camino, para evitar que el agua de lluvia se estanque en la superficie y ocasione problemas de infiltración en las capas de subbase y subrasante, provocando saturación del terreno, ablandándolo lo cual generará daños a la capa de rodadura. El bombeo sirve para evacuar el agua hacia las cunetas para que no corra longitudinalmente sobre la superficie. El bombeo utilizado en caminos de terracería varía desde 0,50 a 3 por ciento, en este proyecto se utilizó un bombeo de 2 por ciento.

2.6.5. Peralte

Es es la pendiente transversal que se da en las curvas a la vía de una carretera, con el fin de compensar con una componente de su propio peso la inercia del vehículo, y lograr que la resultante total de las fuerzas se mantenga aproximadamente perpendicular al plano de la vía.

El objetivo del peralte es contrarrestar la fuerza centrífuga que impele al vehículo hacia el exterior de la curva. También tiene la función de evacuar aguas de la calzada, exigiendo una inclinación mínima del 0,5 por ciento.

2.6.6. Ejemplo de curva horizontal

A continuación se presenta el ejemplo para el cálculo de las curvas horizontales del proyecto de carretera, siguiendo como base los siguientes datos pertenecientes a la curva número 1:

Datos curva 1:

Delta: 16°9'31"

Radio: 50 m

Pc: 0+435,88 m

Pt: 0+449,98 m

Grado máximo de curvatura

$$G_{\text{máx}} = \frac{1\ 145,9156}{R} = \frac{1\ 145,9156}{50} = 22,9183$$

Longitud de curva

$$L_c = 20 * \frac{\Delta}{G} = 20 * \frac{16^\circ 9' 31''}{22,9183} = 14,10 \text{ m}$$

Subtangente

$$ST = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 50 * \tan\left(\frac{16^\circ 9' 31''}{2}\right) = 7,10 \text{ m}$$

Cuerda máxima

$$C_{\text{máx}} = 2R * \text{sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right) = 2(50) * \text{sen} \left(\frac{16^{\circ}9'31''}{2} \right) = 14,05 \text{ m}$$

External

$$E = \frac{R}{\cos(\Delta/2)} - R = \frac{50}{\cos(16^{\circ}9'31''/2)} - 50 = 0,5013 \text{ m}$$

Ordenada media

$$O_m = R * \left[1 - \cos \left(\frac{\Delta}{2} \right) \right] = 50 * \left[1 - \cos \left(\frac{16^{\circ}9'31''}{2} \right) \right] = 0,4963 \text{ m}$$

Tabla II. **Resumen diseño geométrico horizontal**

No. Curva	Radio	Grado de Curvatura G	Deflexión Δ	Longitud de Curva	External	Ordenada máxima	Cuerda Maxima	e %	Ls	Sobreecho máx
1	50	22,9183	16,1586	14,1010	0,5013	0,4963	14,0544	7,50	34	1,60
2	50	22,9183	41,9838	36,6378	3,5543	3,3184	35,8236	7,50	34	1,60
3	50	22,9183	31,3243	27,3356	1,9281	1,8565	26,9964	7,50	34	1,60
4	50	22,9183	14,1668	12,3629	0,3845	0,3816	12,3314	7,50	34	1,60
5	50	22,9183	30,3610	26,4950	1,8078	1,7447	26,1861	7,50	34	1,60
6	50	22,9183	16,0066	13,9684	0,4918	0,4870	13,9230	7,50	34	1,60
7	50	22,9183	35,5427	31,0169	2,5054	2,3859	30,5219	7,50	34	1,60
8	40	28,6479	74,0064	51,6662	10,0875	8,0559	48,1488	8,50	38	1,90
9	50	22,9183	125,0000	109,0831	58,2840	26,9126	88,7011	7,50	34	1,60
10	50	22,9183	55,4979	48,4311	6,4974	5,7502	46,5598	7,50	34	1,60
11	50	22,9183	28,0995	24,5214	1,5419	1,4957	24,2764	7,50	34	1,60
12	50	22,9183	10,5988	9,2492	0,2146	0,2137	9,2360	7,50	34	1,60

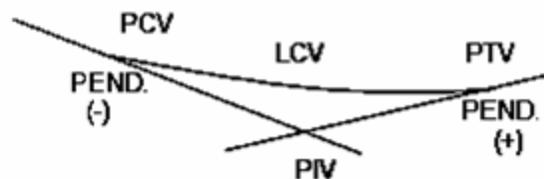
Fuente: elaboración propia.

2.7. Alineamiento vertical

En el perfil de una carretera, la rasante es la línea de referencia que define los alineamientos verticales. Aparte de la topografía del terreno, también la determinan las características del alineamiento horizontal, la seguridad, visibilidad, velocidad de diseño del proyecto y paso de vehículos pesados en pendientes fuertes.

Un alineamiento está formado por tangentes y curvas. Las tangentes se caracterizan por su pendiente que sirve para delimitar el diseño de la subrasante.

Figura 4. Sección de una curva vertical



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Donde:

PCV	=	principio de curva vertical
PEND	=	pendiente
PTV	=	principio de tangente vertical
PIV	=	punto de intersección vertical
LCV	=	longitud de curva vertical

2.7.1. Curvas verticales

En la parte de la altimetría se estudian las curvas verticales, la finalidad de las curvas verticales es proporcionar suavidad al cambio de pendiente, estas curvas pueden ser circulares o parabólicas, aunque las más usadas en nuestro país, por la Dirección General de Caminos, es la parabólica simple, debido a la facilidad de cálculo y a su gran adaptación a las condiciones de terreno.

Las especificaciones para curvas verticales dadas por la Dirección General de Caminos, están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño.

2.7.1.1. Velocidad de diseño

Las velocidades de diseño van de acuerdo a la velocidad de diseño de la planta y de allí que la DGC, ha tabulado valores constantes k , para determinar la longitud mínima de las curvas verticales a usar, según la velocidad de diseño y si la curva es cóncava o convexa.

2.7.1.2. Pendiente mínima y máxima

La pendiente máxima es la mayor pendiente que se permite en el proyecto y queda determinada por el volumen, la composición del tránsito y la topografía del terreno. Se emplea cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos, siempre que no sobrepase la longitud crítica.

La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula (0 %), dado que en ese caso actúa el drenaje transversal, en los cortes se recomienda el 2 por ciento mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas, en algunas ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial podría llevar a aumentarla.

2.7.1.3. Longitud de curvas verticales

En el momento de diseñar las curvas verticales, deben tenerse presentes las longitudes de éstas, para evitar traslapes entre curvas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores.

En diseños de carreteras para áreas rurales, se ha normalizado entre los diseñadores, usar como longitud mínima de curva vertical, la que sea igual a la velocidad de diseño.

2.7.1.4. Valores k para visibilidad de parada

Para calcular la longitud mínima de las curvas verticales, se utiliza la siguiente expresión recomendada por la Dirección General de Caminos, empleada en el diseño geométrico de carreteras.

$$L = k * A$$

Donde:

L = longitud mínima de la curva vertical en metros

A = diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales,
en %

K = parámetro de la curva, cuyo valor mínimo se especifica en la tabla siguiente

Tabla III. **Valores de k según velocidad de diseño**

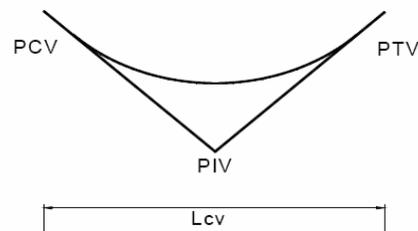
Velocidad de diseño en K.P.H.	Valores de K, según tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: PAIZ MORALES, Byron René. *Guía de cálculo para carreteras*, p.62.

2.7.1.5. Curva cóncava y convexa

Las curvas verticales pueden ser cóncavas o convexas. Existen curvas en descenso con ambas pendientes negativas, denominadas cóncavas también conocidas como curvas en columpio.

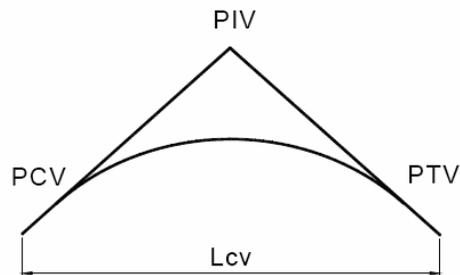
Figura 5. **Curva vertical cóncava**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

También existen curvas en ascenso, con ambas pendientes positivas, denominadas convexas conocidas como curvas en cresta.

Figura 6. **Curva vertical convexa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

2.7.1.6. **Ejemplo de curva vertical**

A continuación se muestra el cálculo de la curva vertical 1, tomando en consideración que se utilizó el programa AutoCad Civil 3D 2012. Los datos de la curva son los siguientes:

$$P_e = 3,63 \%$$

$$P_s = -3,14 \%$$

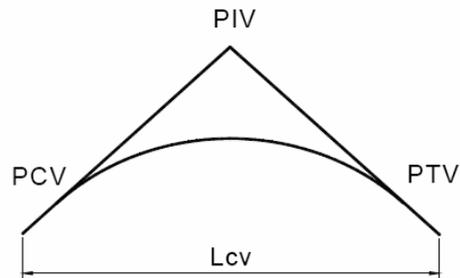
$$PCV = 0+045,00$$

$$PTV = 0+145,00$$

$$PIV = 0+095,00$$

$$LCV = 100 \text{ m}$$

Figura 7. **Ejemplo curva vertical convexa**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Diferencia algebraica de pendientes

$$A = |P_s - P_e| = |-3,14 - 3,63| = 6,77$$

La longitud mínima de la curva vertical es igual a la velocidad de diseño, entonces la longitud mínima de curvas verticales en este proyecto es de 20 metros.

Criterio de seguridad

$$LCV = k * A = 1 * 6,77 = 6,77 \text{ m} \rightarrow \text{Se toma 20 m como valor mínimo}$$

En base a este valor se propone un valor de LCV = 100 m.

Criterio de apariencia

$$\frac{LCV}{A} \geq 30 \rightarrow \frac{100}{6,77} \geq 30 \rightarrow 14,77 \geq 30$$

El criterio de apariencia no es necesario cumplirlo en carreteras rurales con velocidad de diseño baja, ya que encarece el proyecto, y depende del tipo de topografía, en este caso montañosa.

Criterio de comodidad

$$\frac{LCV}{A} \geq \frac{V^2}{395} \rightarrow 14,77 \geq \frac{20^2}{395} \rightarrow 14,77 \geq 1,01$$

Si cumple el criterio de comodidad, lo que indica que las personas que transiten tendrán un manejo adecuado.

Criterio de drenaje

$$\frac{LCV}{A} \leq 43 \rightarrow 14,77 \leq 43$$

Si cumple el criterio de drenaje, esto indica que la carretera podrá evacuar el agua de lluvia sin ningún problema.

Tabla IV. Resumen diseño geométrico vertical

No. De Curva	EST PIV	EST elevacion	Pendiente	Diferencia Δ	Tipo de curva	K de Visibilidad		LCV mínima = Velocidad de diseño	LCV de curva por Seguridad k' Δ	LCV de diseño (apropiada)	Criterio de aparición (curvas conc.)	Criterio de comodidad (curvas conc.)	Criterio de drenaje	EST PCV	EST PTV	ORDENADA MÁXIMA OM			
						conc	conv												
Tramo 1 - Puente																			
-	0,00	96,86	3,63	-	-	2	1												
1	95,00	100,305	-3,14	6,77	conv	2	1	20	7	100	14,77	No cumple	14,77	Ok	14,77	Ok	45	145	0,8463
-	232,00	96,00	-	-	-	2	1												
Puente - Centro de convergencia caserío Sapalau Samutz																			
-	257,00	96,00	3,62	-	-	2	1												
2	428,02	102,19	-6,90	10,52	conv	2	1	20	11	50	4,75	No cumple	4,75	Ok	4,75	Ok	403,02	453,02	0,6575
3	527,11	95,35	0,64	7,54	conc	2	1	20	8	100	13,26	No cumple	13,26	Ok	13,26	Ok	477,11	577,11	0,9425
4	715,48	96,56	-1,85	2,49	conv	2	1	20	3	45	18,07	No cumple	18,07	Ok	18,07	Ok	692,98	737,98	0,1401
5	910,49	92,96	13,16	15,01	conc	2	1	20	16	160	10,66	No cumple	10,66	Ok	10,66	Ok	830,49	990,49	3,0020
6	1040,00	110,00	-10,84	24,00	conv	2	1	20	24	60	2,50	No cumple	2,50	Ok	2,50	Ok	1010,00	1070,00	1,8000
7	1165,00	96,45	-0,17	10,67	conc	2	1	20	11	25	2,34	No cumple	2,34	Ok	2,34	Ok	1152,50	1177,50	0,3334
8	1320,00	96,189	7,70	7,87	conc	2	1	20	8	95	12,07	No cumple	12,07	Ok	12,07	Ok	1272,50	1367,50	0,9346
9	1445,00	105,82	2,94	4,76	conv	2	1	20	5	95	19,96	No cumple	19,96	Ok	19,96	Ok	1397,50	1492,50	0,5653
10	1612,66	110,75	-11,84	14,78	conv	2	1	20	15	50	3,38	No cumple	3,38	Ok	3,38	Ok	1587,66	1637,66	0,9238
11	1684,97	102,19	-5,16	6,68	conc	2	1	20	7	30	4,49	No cumple	4,49	Ok	4,49	Ok	1669,97	1699,97	0,2505
12	1762,15	98,21	-0,60	4,56	conc	2	1	20	5	110	24,12	No cumple	24,12	Ok	24,12	Ok	1707,15	1817,15	0,6270
13	2141,27	95,95	3,50	4,10	conc	2	1	20	5	175	42,68	Ok	42,68	Ok	42,68	Ok	2053,77	2228,77	0,8969
14	2583,79	111,43	-3,21	6,71	conv	2	1	20	7	210	31,30	Ok	31,30	Ok	31,30	Ok	2478,79	2688,79	1,7614
15	2770,00	105,45	3,75	6,96	conc	2	1	20	7	90	12,93	No cumple	12,93	Ok	12,93	Ok	2725,00	2815,00	0,7830
16	2980,00	113,31	-5,12	8,87	conv	2	1	20	9	130	14,66	No cumple	14,66	Ok	14,66	Ok	2915,00	3045,00	1,4414
-	3157,91	104,21	-	-	-	2	1	20											

Fuente: elaboración propia.

2.8. Diseño de subrasante

La subrasante tiene un papel importante en la fase final de una carretera, para efectuar el diseño de esta en un tramo, se debe contar con la siguiente información:

- Haber definido el ancho de la carretera (la sección típica)
- Conocer el alineamiento horizontal del tramo
- Tener el perfil longitudinal del tramo
- Conocer las secciones transversales, las especificaciones necesarias y los datos de la clase del terreno
- Haber determinado puntos obligados

De preferencia el diseñador, deberá haber realizado una inspección en el lugar del tramo que va a diseñar, para tener un mayor número de controles. La subrasante se proyectará sobre el perfil longitudinal del terreno, el proceso de selección de rasante es por medio de tanteos, reduciendo el número de éstos únicamente con la experiencia del diseñador. Para tener una visualización rápida del desarrollo de alineamiento horizontal, debe chequearse que en la parte inferior del perfil sean anotados los PC, PT y los grados de curva. Esto facilita el diseño de la subrasante.

Para este proyecto se realizó la inspección en el lugar, y así determinar la subrasante de la carretera, considerando los criterios de diseño de la Dirección General de Caminos como: pendiente máxima, radio mínimo y ancho de calzada, para evitar demasiado movimiento de tierra.

Además se siguen los criterios de seguridad, apariencia y comodidad, y en los casos de no cumplir se justifica debido a la topografía montañosa del lugar y la velocidad de diseño del proyecto.

Para facilitar el diseño de la subrasante se utilizó el programa AutoCad Civil 3D 2012, y se cumplieron los criterios de diseño de la Dirección General de Caminos, primero se obtuvo la topografía y se generó una superficie con curvas de nivel, esto para tener una idea del lugar donde se ubica la carretera y el tipo de terreno.

Luego se generó un alineamiento horizontal, cumpliendo los criterios de diseño geométrico horizontal, es decir, diseño en planta, considerando el tránsito promedio anual para determinar el tipo de carretera, en este caso tipo F, con base en la tabla I.

Teniendo definido el diseño horizontal, se realizó el diseño vertical, el cual consiste en la elaboración de perfiles del terreno, y con base en ello determinar la sección típica, donde se incluye, el ancho de la carretera, el tipo de carpeta de rodadura, cunetas, bombeo. Se toma en consideración balancear el movimiento de tierras (cortes y rellenos), con el fin de reducir costos durante la construcción.

2.9. Movimiento de tierras

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

2.9.1. Cálculo de área de secciones transversales

Para el cálculo de las áreas se deben tener dibujadas las secciones transversales de la línea de localización, en estaciones a cada 20 metros y sobreponerle la sección típica que fue seleccionada con sus taludes que delimitan las áreas de corte y relleno.

El procedimiento más común es el gráfico, permitiendo medir las áreas, por medio de un planímetro graduado, para la medición de las secciones, éstas deben estar dibujadas en papel milimetrado.

Otro procedimiento es a través de las coordenadas que delimitan a la sección de corte y relleno, establecidas por determinantes.

El cálculo de las secciones transversales se realizó por medio del software AutoCad Civil 3D 2012, los resultados de las áreas de secciones transversales se presentan en los planos de detalles de la carretera.

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

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

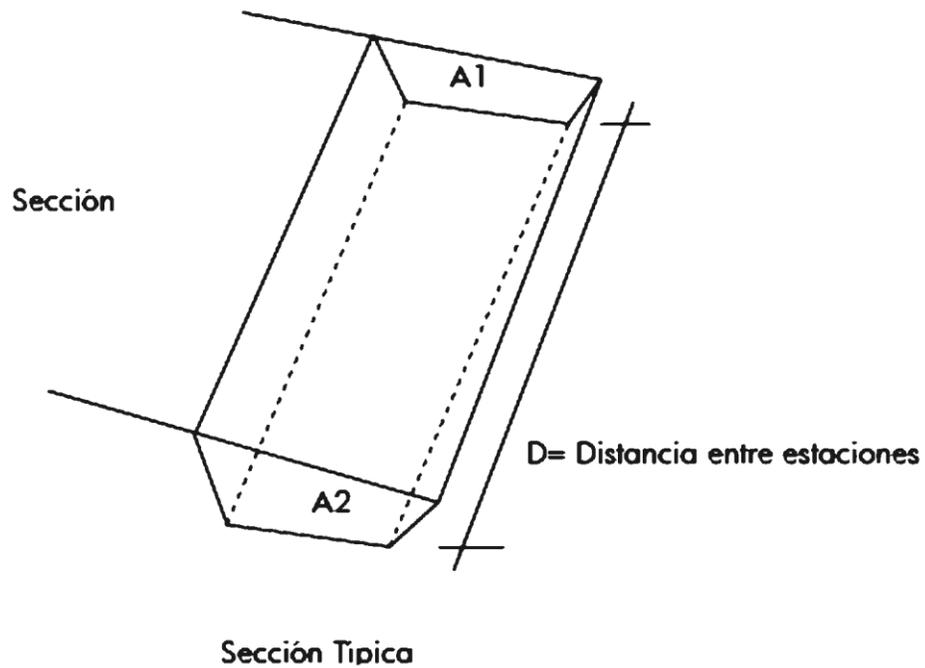
CORTE		RELLENO	
ALTURA (m)	H-V	ALTURA (m)	H-V
0-3	1-1	0-3	2-1
3-7	1-2	>3	3-2
>7	1-3		

Fuente: PÉREZ MÉNDEZ, Augusto René. *Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras*, p. 65.

2.10. Cálculo de volumen de movimiento de tierras

El cálculo se realiza entre estaciones, regularmente cada 20 metros, si las dos secciones donde se desea obtener el volumen, se encuentran en corteo en relleno, es posible hacerlo con el volumen de un prisma irregular, que es el resultado de la semisuma de las áreas externas por la distancia entre las estaciones.

Figura 8. **Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras**



Fuente: PÉREZ MÉNDEZ, Augusto René. *Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras*, p. 65.

El volumen de un prismaoide está dado por la ecuación:

$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} * d$$

Donde:

V = volumen (corte o relleno)

A₁ = área estación 1

A₂ = área estación 2

d = distancia entre estaciones (20 m)

Cuando las secciones a tratar contemplan áreas de corte y relleno, deben de calcularse las distancias de paso, que corresponden al punto donde el área de la sección cambia de corte a relleno o viceversa.

Para determinar la distancia de paso, se realiza una relación de triángulos, con la distancia entre estaciones, los cortes y los rellenos.

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

Donde:

C = área de corte

R = área de relleno

D = distancia entre estaciones

D₁ = distancia de paso

Despejando D₁ queda:

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

El cálculo de volumen de corte y relleno se realizó por medio del software AutoCad Civil 3D 2012, los resultados de volúmenes de corte y relleno se presentan en los planos de detalles de la carretera.

2.10.1. Coeficiente de contracción e hinchamiento

Para poder explicar el coeficiente de contracción e hinchamiento es necesario indicar que cualquier material, ya sea de corte o de préstamo experimenta un cambio de volumen cuando pasa del estado natural al relleno, lo que hace necesario conocer la magnitud del cambio, para poder determinar con mayor exactitud los volúmenes del material a mover.

Este coeficiente varía según diversos factores tales como: la clase desuelo, la humedad contenida, las formas de excavación, el transporte usado y el tipo de compactación, para este caso se utilizó un factor uno a uno (1:1), por carecer de datos de laboratorio que respalden el hinchamiento o contracción del material.

2.11. Drenaje

La vida útil de la carretera dependerá mucho de los drenajes; éstos evitan derrumbes o deslizamientos y para que funcionen eficientemente, deben de tener mantenimiento constante.

Entre los objetivos que tienen los drenajes en una carretera se pueden mencionar:

- Conducir el agua fuera de la superficie de la carretera, sin hacer daño a la misma y a su estructura.
- Disminuir o reducir al mínimo la velocidad del agua y la distancia que el agua tiene que recorrer.
- Conducir el agua subterránea que se encuentre, cuando sea necesario.
- Prevenir impactos negativos al ambiente a ambos lados de la carretera. En las carreteras existen los drenajes transversales (tuberías, bóvedas, puentes, badenes) y longitudinales (cunetas y contra cunetas).

2.11.1. Drenaje pluvial

El objetivo fundamental del drenaje en un camino es reducir al máximo la cantidad de agua que de una u otra forma llega al mismo y pueda perjudicarlo.

Para que un camino tenga buen drenaje, debe evitar que el agua circule en cantidades grandes por el mismo, destruyendo los pavimentos y formando baches; así también evitar que se estanque en las cunetas y reblandezca la terracería, lo que provocaría pérdida de estabilidad.

El drenaje, denominado también como obra de arte, puede clasificarse en:

- Transversal
- Longitudinal
- Subdrenaje

La profundidad mínima para instalar la tubería debe ser tal, que el espesor del relleno evite el daño a los conductos ocasionado por las cargas vivas y de impacto, debiendo respetar las profundidades mínimas establecidas.

Esta profundidad se mide a partir de la superficie de la subrasante, hasta la parte superior del tubo, determinada de la siguiente manera:

Tránsito normal = 1,00 metros

Tránsito pesado = 1,20 metros

2.11.2. Cunetas

La cuneta es una zanja de sección triangular o trapezoidal, destinada a recoger y encausar hacia afuera del corte, el agua que escurre de la superficie del camino por bombeo, así como la que escurre por los taludes de los cortes; estas son construidas paralelamente al eje del camino y se aloja a partir de la corona.

Las cunetas para este proyecto serán naturales y revestidas. Las cunetas revestidas se construyen preferentemente en pendientes entre 10 y 14 por ciento y las naturales en pendientes menores al 10 por ciento.

Se consideró utilizar una cuneta con un ancho de 0,50 metros, talud del lado de la corona de 0,35 metros y talud extremo de 0,35 metros. Se optó por una sección triangular, porque es más fácil de construir con equipo mecánico y también es más sencillo su mantenimiento.

Se verificará en el siguiente inciso, si la cuneta considerada es la adecuada para transportar el caudal de diseño.

2.11.2.1. Cálculo de cunetas

Para evitar que la carretera se deteriore como consecuencia de la escorrentía provocada por las fuertes precipitaciones, es importante el cálculo de las cunetas, éste se presenta a continuación:

Área = 0,26 Ha.

C = 0,2 (0,10 – 0,30 ver tabla VI)

I = 122,5 mm/h (ver figura 9)

Para un aguacero de 20 minutos de duración, y una frecuencia en acontecimiento de 25 años.

Para estimar caudales por el método racional se emplea la expresión:

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

Donde:

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia en mm/h

A = área en Hectáreas

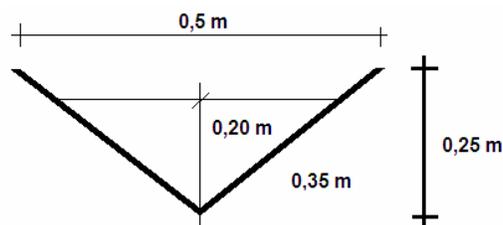
$$Q = \frac{0,2 * 122,5 * 0,26}{360}$$
$$Q = 0,0177 \text{ m}^3/\text{s}$$

Condiciones de diseño:

S = 0,17 %

Lleno al 70 %

Q = caudales



Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,040 \text{ m}^2}{0,566 \text{ m}} = 0,07067 \text{ m}$$

Usando la ecuación de Manning

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

Donde n = 0,015

$$Q = \frac{1}{0,015} * 0,040 * (0,07067)^{2/3} * (0,0017)^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,015} * 0,040 * 0,171 * 0,041$$

$$Q = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0,0177 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{70\% \text{ Sección}} = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0,0177 \text{ m}^3/\text{s} < 0,019 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ok}$$

El área de la cuneta propuesta es suficiente para transportar el caudal de diseño.

2.11.3. Contracunetas

Son zanjas que se hacen en lugares convenientes, para evitar que llegue a las cunetas más agua que aquella para la cual fue diseñada.

Las contracunetas se construyen transversales a la pendiente del terreno, las que interceptan el paso del agua y la alejan de los cortes y rellenos. Cuando el camino sigue la dirección de la misma pendiente del terreno, no se deben construir contracunetas.

Para este proyecto no se consideraron contracunetas. Se acostumbra a construir las contracunetas cuando el agua que llega al talud es mucha, y para taludes que sobrepasan los 4 metros de alto.

2.11.4. Corrientes naturales

En las corrientes naturales, se determina el nivel máximo de flujo, para la creciente de diseño y se compara con el nivel a cauce lleno.

Para este objetivo se utilizan procedimientos de hidráulica de canales naturales, con caudales variables.

La capacidad del cauce puede ampliarse mediante la ejecución de dragados. Para garantizar la estabilidad de las secciones de flujo se diseñan obras de encauzamiento y de protección de márgenes. En cada diseño particular se debe tener en cuenta tanto la magnitud de la carga de sedimentos que transporta la corriente natural, como los efectos que las obras pueden causar aguas arriba y abajo de su localización.

En este proyecto existe una corriente natural, para su encauzamiento se diseñará un puente vehicular evitando que dañe la carretera.

2.11.5. Drenaje transversal

Son las tuberías que se colocan para aliviar el agua proveniente de las cunetas o de arroyos, se encuentran a lo largo de la carretera; son necesarios en un tramo en corte, sirven para conducir agua al otro lado de la carretera.

El colchón mínimo para protección de los tubos, deberá ser de 1,00 ó 1,20 metros, dependiendo si es tráfico normal o pesado, para que la carga viva se considere uniformemente distribuida.

Se diseñarán nueve drenajes transversales con la finalidad de evacuar el agua de las cunetas a lo largo de todo el tramo, conduciéndolas a áreas determinadas.

2.11.6. Cálculo de diámetro de la tubería

La fase más importante de los drenajes transversales es determinar el diámetro correcto de la tubería para evacuar toda el agua sin dañar la capa de rodadura de la carretera.

La tubería puede ser de varios materiales existen tuberías de concreto, PVC, hierro galvanizado, entre otras. A continuación se presenta el cálculo del diámetro de la tubería en la sección crítica de la carretera:

$$\text{Área} = 5,43 \text{ Ha.}$$

$$C = 0,20 \text{ (zonas suburbanas y carreteras rurales, } 0,10 - 0,30)$$

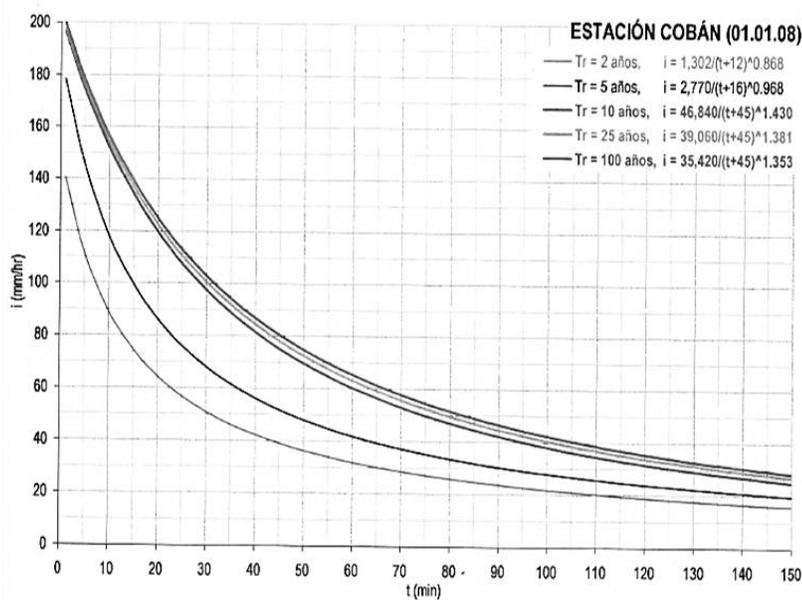
$$I = 122,5 \text{ mm/h}$$

Tabla VI. **Coefficientes de escorrentía C**

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía	
	Mínimo	Máximo
Zona comercial	0,70	0,95
Vecindarios, zonas de edificios, edificaciones densas	0,50	0,70
Zonas residenciales unifamiliares	0,30	0,50
Zonas residenciales multifamiliares espaciadas	0,40	0,60
Zonas residenciales multifamiliares densas	0,60	0,75
Zonas residenciales semiurbanas	0,25	0,40
Zonas industriales espaciadas	0,50	0,80
Zonas industriales densas	0,60	0,90
Parques	0,10	0,25
Zonas deportivas	0,20	0,35
Estaciones e infraestructuras viarias del ferrocarril	0,20	0,40
Zonas suburbanas	0,10	0,30
Calles asfaltadas	0,70	0,95
Calles hormigonadas	0,70	0,95
Calles adoquinadas	0,70	0,85
Aparcamientos	0,75	0,85
Techados	0,75	0,95
Praderas (suelos arenosos con pendientes inferiores al 2%)	0,05	0,10
Praderas (suelos arenosos con pendientes intermedias)	0,10	0,15
Praderas (suelos arenosos con pendientes superiores al 7%)	0,15	0,20
Praderas (suelos arcillosos con pendientes inferiores al 2%)	0,13	0,17
Praderas (suelos arcillosos con pendientes intermedias)	0,18	0,22
Praderas (suelos arcillosos con pendientes superiores al 7%)	0,25	0,35

Fuente: APARICIO MIJARES, Francisco J. *Fundamentos de hidrología de superficie*.

Figura 9. **Curva duración, intensidad y frecuencia (IDF)**



Fuente: INSIVUMEH. *Estudio de intensidades de precipitación en la República de Guatemala*.

Para un aguacero de 20 minutos de duración y un período de retorno de 25 años.

$$i = \frac{39\,060}{(t + 45)^{1,381}} = \frac{39\,060}{(20 + 45)^{1,381}} = 122,50 \text{ mm/h}$$

Para estimar caudales por el método racional se emplea la expresión:

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

Donde:

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia en mm/h

A = área en hectáreas

$$Q = \frac{0,2 * 122,5 * 5,43}{360}$$

$$Q = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

Condiciones de diseño:

S = 3 %

Lleno al 90 %

d = 30 plg (diámetro mínimo de diseño)

Velocidad y caudal a sección llena (utilizando la ecuación de Manning):

$$V = \frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0,03429 * 30^{2/3} * 0,03^{1/2}}{0,014} = 4,10 \text{ m/s}$$

$$Q = VA = \left(\frac{\pi}{4} * (30 \text{ plg})^2 * \frac{(2,54 \text{ cm})^2}{1 \text{ plg}^2} * \frac{1 \text{ m}^2}{(100 \text{ cm})^2} \right) (4,10 \text{ m/s}) = 1,87 \text{ m}^3/\text{s}$$

Relaciones hidráulicas

$$\frac{q_{\text{diseño}}}{Q_{\text{sec.llena}}} = \frac{0,37 \text{ m}^3/\text{s}}{1,87 \text{ m}^3/\text{s}} = 0,1979$$

$$\frac{v}{V} = 0,778967 \rightarrow 0,778967V = 0,778967(4,10) = 3,19 \text{ m/s} < 5,00 \text{ m/s ok}$$

$$\frac{d}{D} = 0,302 < 0,90 \text{ ok}$$

El diámetro de la tubería es capaz de conducir el caudal de diseño, ya que dicho caudal es menor al caudal de sección llena de la tubería.

2.12. Empedrados

Se considera la construcción de empedrados en lugares con pendientes fuertes (mayores al 14 por ciento), para evitar la erosión de la rodadura y proporcionar a los vehículos una fricción y agarre suficiente para el ascenso y descenso.

En el proyecto, las pendientes son menores al 14 por ciento, por lo que no se consideraron empedrados.

2.13. Evaluación socioeconómica

En su mayoría este tipo de proyectos no son un atractivo económico, lo cual lleva a plantear un mecanismo para hacer viable el proyecto con subsidios, transferencias, impuestos, donaciones.

2.13.1. Valor Presente Neto (VPN)

Esta es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de antemano si una inversión vale la pena o no poder realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en el futuro pérdidas.

Pero por ser una carretera, no se obtienen ingresos, entonces se puede deducir que no se recuperará la inversión realizada.

Tabla VII. **Cálculo Valor Presente Neto (VPN)**

DESCRIPCIÓN	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo inicial		Q.1 727167,85
Ingreso inicial	Sin ingresos	Q. 0,00
Ingreso anual	Sin ingresos	Q. 0,00
Vida útil	Período de diseño	5 años

Fuente: elaboración propia.

Para este proyecto la tasa de interés deberá ser lo más baja posible debido a que es un proyecto de carácter social, por lo que se utilizará una tasa del 6 por ciento anual.

Se utilizará el signo negativo para los egresos, y el signo positivo para los ingresos, utilizando valor presente dado un pago uniforme (P/A, i, n), se tiene:

Anualidad

A = 0,00

$$VPN = A * \left[\frac{((1 + i)^n - 1)}{i * (1 + i)^n} \right]$$

Donde:

VPN = valor presente dado un pago uniforme

A = anualidad, según sea ingreso y/o egreso

i = tasa de interés anual

n = número de años en que se proyecta la obra

VPN = 0 – 1 727 167,85

VPN = – 1 727 167,85

El resultado es negativo, lo que indica que no es rentable, ya que no se recuperará el dinero invertido, pero como éste proyecto es de necesidad primaria, es conveniente la inversión, ya que se beneficiará a muchas familias, y mejorará la calidad de vida de los habitantes del caserío Sapalau Samutz.

2.13.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

Se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto, para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso por ser un proyecto social donde no se recupera la inversión inicial, la tasa interna de retorno no tiene mayor significado. Aunque existe el beneficio social del proyecto.

2.14. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

Se llama Evaluación de Impacto Ambiental (EIA), al procedimiento administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en su entorno en caso de ser ejecutado, todo ello con el fin de que la administración competente pueda aceptarlo, rechazarlo o modificarlo.

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) proporciona un listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades, clasificando cada proyecto en categorías. En la siguiente tabla se muestra únicamente la parte del listado taxativo que es de interés en este proyecto.

Tabla VIII. **Listado taxativo**

Tabulación	División	Descripción	Categorías			
			Alto impacto	De moderado a alto impacto	De moderado a bajo impacto	Bajo impacto
Construcción	4 520	Diseño y construcción de obras viales y ferroviarias de red nacional			Hasta 5,000 m	

Fuente: listado taxativo proporcionado por el Ministerio de ambiente y Recursos Naturales. MARN.

Según el listado taxativo proporcionado por la MARN, este proyecto de carretera se clasifica como de moderado a bajo impacto, por lo que se considera ambientalmente viable y sólo es necesario hacer un diagnóstico de bajo impacto. También, se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, ya que se mejorará el acceso a la comunidad al contar con una carretera segura y que cumple con normas de diseño y que además será una fuente de trabajo al momento de su construcción. A continuación se presenta un análisis sobre el proyecto.

Localización del proyecto: el caserío Sapalau Samutz, se localiza a una distancia de 55 kilómetros del municipio de Cobán, Alta Verapaz.

Descripción del proyecto: el proyecto consiste en la construcción de un tramo carretero rural, para comunicar al caserío Sapalau Samutz con la carretera que conduce a la aldea Cubilhuitz, Cobán, Alta Verapaz.

Características generales del proyecto:

Longitud del proyecto: 3+158 kilómetros

Tipo de carretera: rural basada en la típica F de la D.G.C.

Tipo de región: montañosa

Velocidad de diseño: 20 kilómetros por hora

Tránsito promedio diario: no mayor de 100 vehículos/día

Ancho de terracería: 5,5 metros

Espesor de balasto: 0,25 metros

Pendiente máxima: 14 %

Los trabajos necesarios para la preparación del terreno son: la limpieza y desmonte del área del tramo, la explotación de bancos de material, el manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, desmonte y cortes, la excavación y nivelación del terreno, cortes y rellenos de material, compactación o consolidación, derrame de lubricantes, combustibles u otro material provocado por la maquinaria.

Uso de recursos naturales del área: el mismo material proveniente de los cortes, balasto proveniente de banco de materiales, estacas y trompos para referenciar los límites de la carretera.

Sustancias o materiales que serán utilizados: diésel y aceites lubricantes para la maquinaria y equipo a utilizar, cemento, piedra, pedrín, arena, tubería de metal corrugado.

Impacto ambiental que será producido:

Residuos y/o contaminantes que serán generados: dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales y descarga de lubricantes, entre otros.

Emisiones a la atmósfera: el componente atmosférico se verá impactado por las actividades: a) operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases producto de la combustión de derivados del petróleo; b) explotación de bancos de material; c) acarreo de material; durante la realización de estas dos actividades se generan partículas de polvo, las cuales quedan en suspensión. Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

Descarga de aguas residuales: el manejo inadecuado de excretas, provenientes de los campamentos y de otras áreas de trabajo puede generar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

Desechos sólidos: dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tienen los residuos del material de excavación. Además se tendrán desechos producto de la maquinaria como filtros, repuestos usados, neumáticos, depósitos de aceite, basura producto de los trabajadores, cemento, arena, piedra, pedrín producto del desperdicio de las construcciones.

Ruidos y/o vibraciones: se dan por la utilización de maquinaria y equipo durante la fase de preparación del sitio, explotación de bancos de material y durante la fase de construcción de la carretera. El ruido puede resultar perjudicial para los trabajadores de la empresa contratista y a los pobladores de las comunidades aledañas al proyecto.

Los impactos analizados son producidos durante la etapa de construcción de la carretera, es decir, son transitorios y temporales.

2.15. Planos

Son una herramienta fundamental e indispensable para realizar cualquier tipo de construcciones u obras. Representan de forma gráfica, detallada y a escala un objeto real.

En la ejecución de un proyecto ayudan a estandarizar medidas, al cálculo de materiales y superficies, especificaciones técnicas y detalles constructivos y de diseño entre otros. Los planos elaborados son los siguientes:

- Planta general
- Planta – perfil
- Secciones transversales
- Tabla de movimiento de tierras
- Detalles de drenajes y secciones típicas

2.16. Presupuesto

Para elaborar el presupuesto se aplicó el método de renglones de trabajo, tomando los costos indirectos con un valor de 35 por ciento del total del costo directo. El precio de los materiales y maquinaria, está con base en el lugar donde se construirá la obra de infraestructura.

Tabla IX. Presupuesto general

PRESUPUESTO DE COSTOS UNITARIOS DE MATERIALES Y MANO DE OBRA						
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN CAMINO RURAL						
UBICACIÓN: CASERÍO SAPALAU SAMUTZ						
MUNICIPIO: COBÁN, ALTA VERAPAZ						
LONGITUD:			3+158 Km			
ANCHO DE BRECHA:			6,00 m			
ANCHO DE RODADURA:			5,50 m			
ESPESOR CAPA DE BALASTO:			0,25 m			
DISTANCIA DEL PROYECTO AL BANCO DE MATERIAL:			< 10 Km			
No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	MONTO PARCIAL	MONTO TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,1	Limpia, chapeo y destronque	2,21	Ha	Q 3 665,16	Q 8 100,00	Q 15 778,80
1,2	Replanteo topográfico	3,16	Km	Q 2 430,00	Q 7 678,80	
2	MOVIMIENTO DE TIERRA					
2,1	Excavación no clasificada	9 922,00	m3	Q 68,04	Q 675 060,05	Q 821 990,44
2,2	Excavación no clasificada de desperdicio	3 181,00	m3	Q 46,19	Q 146 930,39	
3	REACONDICIONAMIENTO DE SUBRASANTE					
3,1	Escarificación, conformación y compactación de subrasante	17 270,00	m2	Q 8,50	Q 146 795,00	Q 146 795,00
4	DRENAJES TRANSVERSALES					
4,1	Excavación estructural de alcantarilla	130,00	m3	Q 38,51	Q 5 006,30	Q 148 543,54
4,2	Relleno estructural de alcantarilla	105,00	m3	Q 67,73	Q 7 111,65	
4,3	Transversales Ø 30"	64,00	ml	Q 1 278,81	Q 81 843,84	
4,4	Muros de mampostería de piedra	25,00	m3	Q 2 183,27	Q 54 581,75	
5	CUNETAS REVESTIDAS					
5,1	Cunetas revestidas	72,00	m3	Q 2 129,16	Q 153 299,52	Q 153 299,52
6	CARPETA DE RODADURA					
6,1	Corte, carga, acarreo y compactación de balasto	3 454,00	m3	Q 119,01	Q 411 060,54	Q 411 060,54
7	TRASLADO DE MAQUINARIA					
7,1	Traslado de maquinaria	1,00	Global	Q29 700,00	Q 29 700,00	Q 29 700,00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						Q 1 727 167,85

Fuente: elaboración propia.

2.17. Cronograma de ejecución física-financiera

El cronograma de ejecución es una herramienta que sirve para ayudar a cumplir con los plazos de inicio, desarrollo y fin de un proyecto. Es muy útil, por ejemplo, al realizar cualquier tipo de construcciones u obras. Por lo general consta de dos ejes:

Eje horizontal: un calendario, o escala de tiempo definido en términos de la unidad más adecuada al proyecto a ejecutar: hora, día, semana, mes, y otros.

Eje vertical: las tareas que constituyen el proyecto a ejecutar. A cada tarea se representa por una línea horizontal cuya longitud es proporcional a la duración en la escala de tiempo (eje horizontal).

Tabla X. **Cronograma de ejecución físico financiero**

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN CAMINO RURAL																					
UBICACIÓN: CASERÍO SAPALAU SAMUTZ																					
MUNICIPIO: COBÁN, ALTA VERAPAZ																					
LONGITUD:		3+158 Km																			
ANCHO DE BRECHA:		6,00 m																			
ANCHO DE RODADURA:		5,50 m																			
ESPESOR CAPA DE BALASTO:		0,25 m																			
DISTANCIA DEL PROYECTO AL BANCO DE MATERIAL:		< 10 Km																			
		Tiempo de ejecución																			
		Mes/semanas																			
		Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5			
No.	Descripción	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	Preliminares y topografía	Q			15 778,80																
2	Movimiento de tierra					Q			821 990,44												
3	Conformación de sub-rasante									Q			146 795,00								
4	Drenajes													Q		148 543,54					
5	Cunetas revestidas																	Q		153 299,52	
6	Carpeta de rodadura																				Q 411 060,54
7	Traslado de maquinaria	Q	29 700,00																		
		Q	277 177,45			Q	493 835,30			Q	301 924,42			Q	419 338,94			Q	234 891,74		
																		Total	Q	1 727 167,85	

Fuente: elaboración propia.

3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR HACIA EL CASERÍO SAPALAU SAMUTZ

3.1. Descripción del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo principal lograr una vía de acceso que permita a los pobladores beneficiados, desplazarse de un lugar a otro de una forma más corta y económica.

El puente a diseñar contará con una vía, de 18 metros de largo por 5,20 metros de ancho y banquetas laterales de 0,60 metros. Está conformado por los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, viga de apoyo, cortinas, vigas principales, diafragmas, losa de rodadura y banquetas de concreto armado, la carga de diseño será H-15-44. El puente consta de 3 partes, las cuales son:

- Superestructura: son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas que se aplican. La superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz sobre la que se transportan vehículos, camiones, personas y otros. Se compone de los siguientes elementos:
 - Losa
 - Banqueta
 - Diafragmas
 - Barandales
 - Vigas principales

- Subestructura: es el conjunto de elementos estructurales que transmiten las cargas al suelo y le dan estabilidad a toda la estructura. Sus componentes son:
 - Estribo
 - Viga de apoyo
 - Cortina

- Aproches y obras de protección: son unidades que sirven para conectar la carretera al puente, generalmente son rellenos para alcanzar la rasante.

Es necesaria la inclusión de las obras de protección, con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación, así como, el colapso de la estructura. Consiste básicamente en muros que protegen los taludes de la erosión y deslizamientos del terreno.

3.2. Estudio hidrológico

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce, es el que corresponde al tirante normal, al tirante de creciente máxima y al tirante de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente. El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje. La creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia y se determinan a través de las señales que deja, o por la información de vecinos del lugar. Este tipo de crecidas ocurre cada año y la máxima extraordinaria, cada 20 años.

Para el cálculo de los caudales, existen varios métodos, entre los cuales se tiene: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, otros. El método que se utilizó en el presente proyecto fue el de sección-pendiente.

3.2.1. Crecientes

Son eventos extraordinarios que ocurren en los cauces del río, cuando la magnitud de los caudales crece y supera los valores medios o normales que se pudieran dar en el cauce del río.

Método de sección-pendiente

Para la determinación de crecidas por este método, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado. Esto se logra por determinar uno o varios de los siguientes procedimientos.

- Buscar señales que han dejado grandes crecidas
- Preguntar a los habitantes del lugar
- Buscar en viejos archivos o en crónicas locales

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área A de la sección de la corriente en la misma forma como se hace en aforos, para poder calcular el caudal máximo por medio de la ecuación $Q = V \times A$.

El valor de la velocidad V de la corriente aplicando la ecuación de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \left(R^{2/3} * S^{1/2} \right)$$

Donde:

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico (área / perímetro mojado)

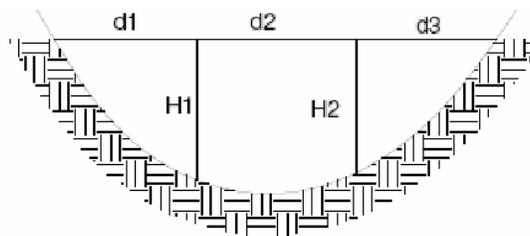
S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

A = área de desalojo

PM = perímetro mojado

Figura 10. **Área de la sección del río**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

$$A = \left(\frac{d_1 + d_2}{2}\right) * h_1 + \left(\frac{d_2 + d_3}{2}\right) * h_2 + \dots + \left(\frac{d_n + d_{n+1}}{2}\right) * h_n$$

3.2.2. **Cálculo de caudal máximo**

Es un parámetro de gran importancia para la determinación de la geometría de los elementos estructurales, para el cálculo de la crecida máxima que ocurre en época de invierno se utiliza el método de sección pendiente.

Cálculo de la pendiente. Para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó la información del levantamiento topográfico.

Cota 1 = 90,00 m

Cota 2 = 89,82 m

Distancia horizontal = 20,00 m

$$s = \frac{90,00 - 89,82}{20,00} * 100 = 0,90\%$$

Cálculo de área de la sección de la corriente

El valor del área de la sección de la corriente se calcula a partir de la sección transversal, obtenida del levantamiento topográfico y la determinación de la altura máxima que alcanza la corriente del río.

De estos datos se obtuvo el área de 23,198 metros cuadrados.

De los datos obtenidos en el campo se determinaron los siguientes resultados.

Cálculo de caudal máximo

Área: 23,198 m²

Perímetro mojado: 15,196 m

Pendiente: 0,9 %

Coefficiente de rugosidad: 0,038

Tipo de superficie: rocas pequeñas, arena y poca maleza

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

$$R = \frac{23,198}{15,196} = 1,527 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(R^{2/3} * S^{1/2} \right)$$

$$V = \frac{1}{0,038} * 1,527^{2/3} * 0,009^{1/2} = 3,31 \text{ m/s}$$

$$Q = 3,31 * 23,198 = 76,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, la altura mínima del puente será de 3,85 metros sobre el lecho del río.

3.3. Levantamiento topográfico

Del estudio topográfico depende la geometría de los elementos básicos en el diseño de puentes, debido a que este proporciona datos para representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra, además proporciona información sobre las pendientes y áreas de descarga de la sección donde se ubicará la estructura, para determinar la altura mínima de la misma.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de planimetría y altimetría, 50 metros aguas arriba y 20 metros aguas abajo del punto de localización del puente, utilizando estación total.

Los datos de campo fueron procesados en gabinete y se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales, ubicando la cota de cada punto, se calcularon y dibujaron las curvas de nivel del terreno, se hizo el trazo del eje central del puente, para proceder a realizar el estudio de la mejor alternativa del puente a diseñar.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 estación total marca Trimble
- 1 prisma
- Estacas
- Cinta métrica de 50,00 metros
- Pintura clavos
- Martillo

3.4. Estudio de suelos

Es necesario conocer las características propias del suelo en dónde se ubicará la subestructura de un puente, para determinar las dimensiones geométricas de la cimentación que soportará la superestructura, para asegurar que no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable.

Se debe de explorar el suelo hasta encontrar un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del mismo; se debe determinar el peso que tiene el suelo y que provocará fuerzas de empuje en la cimentación, de manera que se pueda analizar la estabilidad de la misma.

Básicamente los ensayos que se deben de realizar para la construcción de un puente son:

- Sondeo dinámico
- Ensayo de compresión triaxial
- Gravedad específica
- Granulometría

Debido a que la municipalidad cuenta con limitados recursos, solo se realizó el ensayo de compresión triaxial.

Para el cálculo del valor soporte se aplicó el método del Dr. Karl Terzaghi, quien ha demostrado ser lo suficientemente aproximado, para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

El valor soporte del suelo, también llamado capacidad de carga o apoyo de los cimientos, es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

Cuando se calcula la capacidad soporte de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo por medio del ensayo triaxial. Sin embargo, cuando no se es factible realizar un estudio de esta naturaleza por causas económicas, se sugiere realizar una inspección visual del suelo para lograr determinar la capacidad soporte del mismo. Ver tabla XI.

Tabla XI. **Valor soporte permisible, según tipo de suelo**

Material del suelo	t/m²	Observaciones
Roca sana	645	
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	90	Compactados, buena granulometría
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densa
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad media

Fuente: VILLALAZ, CRESPO. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 193.

Determinación de la calidad del suelo

El suelo encontrado en esta área es arcilla color rojiza con café, para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 2,00 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie cúbico, que se sometió al ensayo de compresión triaxial; mediante la prueba no consolidado – no drenado (ver anexo 1), para obtener los siguientes parámetros:

Ángulo de fricción interna $\phi = 6,03^\circ$

Cohesión $C_u = 9,49$

Descripción del suelo = arcilla color rojiza con café

Densidad seca = $1,27 \text{ t/m}^3$

Densidad húmeda = $1,81 \text{ t/m}^3$

Humedad = 42,7 %

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi.

$$q_u = 1,3CN'_c + \gamma_{\text{suelo}}ZN'_q + 0,4\gamma_{\text{suelo}}BN_w$$

Donde:

q_u = capacidad de carga límite en t/m^2

C = cohesión del suelo

γ_{suelo} = peso volumétrico del suelo en t/m^2

Z = profundidad donde se realizó la prueba

B = ancho de la zapata

N'_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N'_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_w = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

N'_c , N'_q y N_w , pueden calcularse mediante fórmulas o determinarse mediante gráficas.

Para este caso los valores de N'_c , N'_q y N_w fueron obtenidos de la tabla que se muestra a continuación.

Tabla XII. Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	6,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,055	30	18,99	8,31	4,39
5	6,74	1,39	0,074	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,128	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,8	5,60	2,25				

Fuente: DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. p. 160.

Datos:

$$C = 9.49$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,27 \text{ t/m}^3$$

$$Z = 2,0 \text{ m}$$

$$B = 2,0 \text{ m}$$

$$N'_c = 6,97$$

$$N'_q = 1,49$$

$$N_w = 0,10$$

Entonces

$$q_u = 1,3CN'_c + \gamma_{\text{suelo}}ZN'_q + 0,4\gamma_{\text{suelo}}BN_w$$
$$q_u = (1,3 \times 9,49 \times 6,97) + (1,27 \times 2,0 \times 1,49) + (0,4 \times 1,27 \times 2,0 \times 0,10)$$
$$q_u = 89,88 \text{ t/m}^2$$

Como se puede observar, el valor de q_u es el esfuerzo límite, más no el admisible o de diseño de cimentación. Terzaghi recomienda para q_{adm} un factor de seguridad no menor de tres, por lo tanto:

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} = \frac{89,88}{3} = 29,96 \text{ t/m}^2$$

Se adopta un valor soporte de 25 toneladas por metro cuadrado.

3.5. Geometría del puente

Existen diferentes diseños geométricos de puentes: de armadura, arco, cable, viga, suspensión y voladizo, el tipo utilizado de puente dependerá de la distancia que debe cubrir y la cantidad de peso que debe soportar. La geometría que se utilizará para este diseño será de viga.

Luz efectiva 18,00 m

Ancho útil 3,40 m

Peso específico del concreto 2 400 kg/m³

Peso específico del asfalto 2 100 kg/m³

Peso del concreto ciclópeo 2700 kg/m³

f'c 210 kg/cm² (3 000 psi)

Fy 2 810 kg/cm² (40 000 psi)

Sobre carga H 15-44 12 000 lbs o 5 443 kg

Capacidad soporte del suelo 25 t/m²

3.6. Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa

Se deben tomar en cuenta algunos criterios, antes de desarrollar el diseño del puente.

- Diseño. Para el diseño de puentes se utiliza la norma de Standard Specifications Highway Bridges de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO).
- Carga viva. Se usó la carga viva de diseño tipo AASTHO H 15-44.
- Recubrimientos. AASHTO 8,22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 centímetros; para losas en cama superior 5 centímetros, cama inferior 2,5 centímetros; para columnas y vigas 5 centímetros.
- Longitud de desarrollo. AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz dividido 20.
- Traslapes. Según AASHTO 8.25 (DGC 509.080), se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras no.11, de tal forma que desarrollen un 125 por ciento del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2, y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.

- Ganchos. AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Formaletas. Se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.

Para la superestructura se deben tomar en cuenta:

- La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.
- Todos los elementos de metal deben cubrirse con dos capas de diferente color de pintura anticorrosiva, exceptuando los pernos que deben estar debidamente engrasados.

Para la subestructura se deben tomar en cuenta:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos.
- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.

3.7. Diseño de la superestructura

La superestructura está compuesta de elementos como: vigas, diafragmas, losas, barandas y banquetas. Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones. Usualmente se le llama tablero del puente.

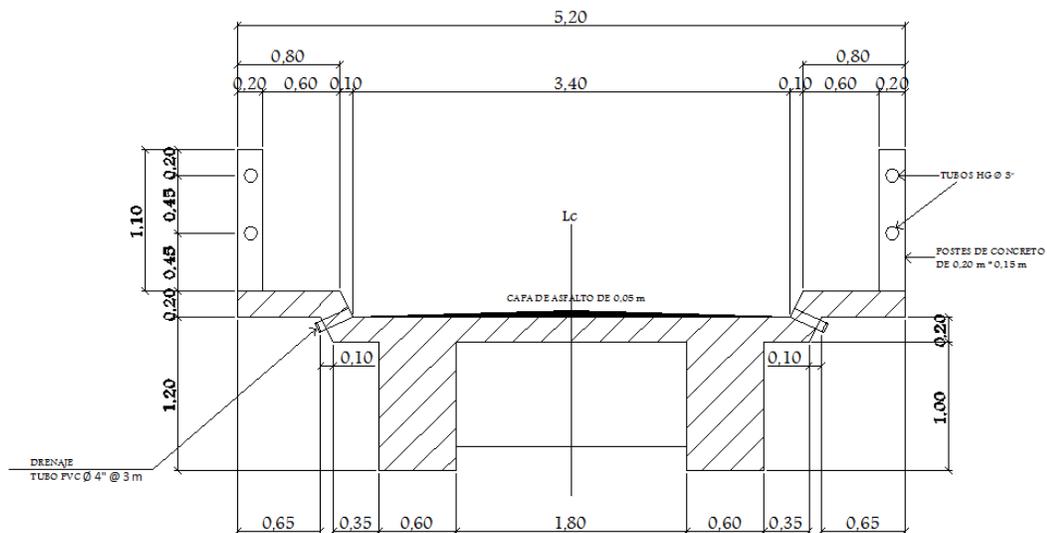
3.7.1. Predeterminación de la sección de la viga

Las vigas principales son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que éstas transmiten cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

El espaciamiento entre vigas queda a criterio del diseñador. Una práctica muy usual es espaciar a 6 u 8 pies. Para el diseño de este proyecto se contará con dos vigas principales con iguales dimensiones para la superestructura del puente, la sección de las vigas se obtiene con base en la luz del puente.

En las superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores a 25,00 metros, la carga que produce mayores efectos es la carga del camión y no la carga de pista, por lo que para este análisis no fue tomada en cuenta.

Figura 11. Sección transversal de superestructura



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Predimensionamiento de vigas

Para no chequear deflexiones y alabeo se calcula de la siguiente manera, según ACI.

$H = \frac{L}{16} = \frac{18,00}{16} = 1,125 \text{ m} \cong$ Se adopta 1,20 metros, por motivo de que después de realizar el diseño, la altura no era suficiente para soportar las cargas.

$b = \frac{2}{5}H = \frac{2}{5}(1,20) = 0,48 \text{ m} \cong 0,60 \text{ m}$ para mantener una relación de 1/2 base/altura.

3.7.2. Diseño de losa

Para el diseño de la losa del puente vehicular se siguen las especificaciones AASHO 8.9.2, para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito recomienda.

$$T = 1,2 * \frac{L + 3,05}{30} \geq 0,15 \text{ m}$$

Donde:

T = Espesor

L = Luz libre entre vigas

$$T = 1,2 * \frac{1,80 + 3,05}{30} = 0,194 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 20 centímetros.

3.7.2.1. Cálculo de peralte

El espesor de las losas para puentes de concreto armado va de 15 centímetros hasta 25 centímetros, según AASTHO. Por las características del puente y para efectos de este proyecto se toma un espesor de losa de 20 centímetros.

Tomando varilla No. 4 G. 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = peralte efectivo en m

t = espesor de la losa en m

R = recubrimiento

\emptyset = diámetro de la varilla usada (No. 4).

$$d = 0,20 - 0,0250 - \frac{0,0127}{2}$$

$$d = 0,1686 \text{ m} = 16,86 \text{ centímetros}$$

3.7.2.2. Integración de cargas

El análisis de integración de cargas se realiza para conocer el total de carga muerta y sobre carga que puedan afectar a la estructura del puente, con estos datos se puede proceder a realizar el cálculo de momentos.

Carga muerta

$$W \text{ losa} = W \text{ concreto} * t * b = 2400 * 0,20 * 1,00 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ asfalto} = W \text{ asfalto} * t * b = 2100 * 0,05 * 1,00 = 105 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ barandal} = (0,20 * 0,15 * 2400 * 1,10) / 2,00 = 39,60 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 624,60 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga

$P = 12\ 000\ \text{lb}$ ó $5\ 443\ \text{kg}$ (carga en el eje más pesado).

Según la AASTHO la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto, por lo que el refuerzo principal es perpendicular al tránsito vehicular.

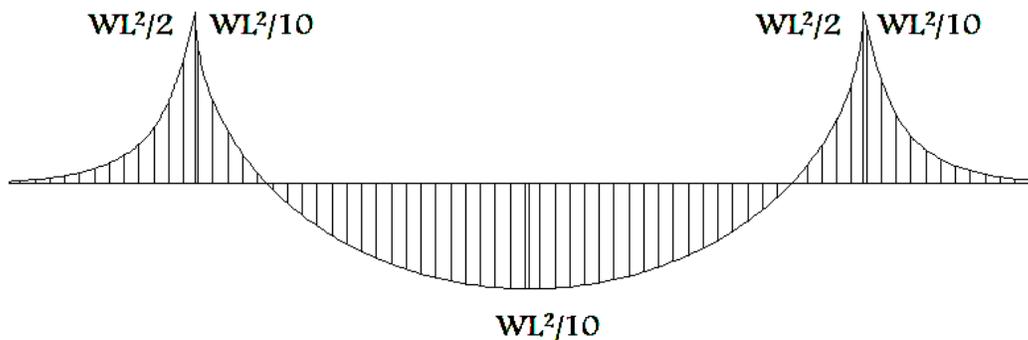
3.7.2.3. Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga (carga viva) e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo.

3.7.2.3.1. Momento debido a la carga muerta

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de la construcción incluyendo su estructura, estas cargas provocan momentos en la estructura por lo que se proceden a analizar para determinar los momentos máximos.

Figura 12. Diagrama de momentos



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} * S^2}{10} \quad \text{ó}; \quad M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{2}$$

W cm = carga muerta = 624,60 kg/m

S = distancia entre vigas a ejes (m) = 2,40 m

L = longitud del voladizo (m) = 1,40 m

$$M_{cm} = \frac{624,6 * 2,40^2}{10} = 359,77 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{cm} = \frac{624,6 * 1,40^2}{2} = 612,11 \text{ kg} - \text{m}$$

Se toma el mayor, $M_{cm} = 612,11 \text{ kg-m}$

3.7.2.3.2. Momento debido a la sobrecarga

Para el cálculo del momento debido a la sobrecarga se siguen las especificaciones AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{CV} = 0,8 \left(\frac{S + 2}{32} \right) P_{15}$$

Donde:

M_{CV} = momento por carga viva

S = luz libre entre vigas = 1,80 m = 5,905 pies

P = carga del eje más pesado = 12 000 libras

$$M_{CV} = 0,8 \left(\frac{5,905 + 2}{32} \right) 12\,000 = 2\,371,5 \text{ lb} - \text{pie} \cong 327,80 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.2.3.3. Momento debido al impacto

Para el cálculo del momento debido al impacto se siguen las especificaciones AASTHO 3.8.2.1. El momento debido al impacto está especificado como un porcentaje de la carga viva, y debe ser menor o igual al 30 por ciento.

$$I = \left(\frac{15,24}{S + 38} \right)$$

S = luz entre vigas a ejes = 2,40 m

$$I = \left(\frac{15,24}{2,40 + 38} \right) = 0,38 \cong 38 \% > 30 \%$$

Se utiliza: I = 30 %

3.7.2.3.4. Momento último

Para el cálculo del momento último se siguen las especificaciones AASTHO 1.2.22, la ecuación que integra los momentos de carga muerta, carga viva e impacto para dar el momento último es:

$$M_u = 1,3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I) \right)$$

Donde:

M_{cm} = momento por carga muerta = 612,11 kg-m

M_{cv} = momento por carga viva = 327,80 kg-m

I = impacto = 30 %

$$M_u = 1,3 \left(612,11 + \frac{5}{3} (327,80 * 1,30) \right) = 1\,719,05 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.2.4. Cálculo de peralte efectivo

Realizar el cálculo de peralte efectivo ayudará a encontrar el refuerzo necesario a utilizar en la estructura, y según las especificaciones de la AASHTO, este valor debe tener un mínimo de altura igual a 15 centímetros y un máximo de 25 centímetros.

Se determina por medio de:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2} \text{ (varilla No. 4)}$$

$$d = 0,20 - 0,0250 - \frac{0,0127}{2}$$

$$d = 0,1686 \text{ m}$$

3.7.2.5. Cálculo de refuerzo

Es necesario para disminuir las tensiones o deformaciones máximas del elemento estructural, para ello se utilizará el valor de peralte efectivo para conocer el área de acero mínimo requerido.

Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Para calcular el área de acero (A_s) se aplica la siguiente ecuación:

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

$$A_s = \left[100 * 16,86 - \sqrt{(100 * 16,86)^2 - \frac{1\,719,05 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\,810}$$

$$A_s = 4,11 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se aplica la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} bd$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 16,86$$

$$A_{s\text{mín}} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * bd$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 \times 10^6}{(0,003 * 2,03 \times 10^6 + 2\,810) * 2\,810} = 0,037$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * 0,037 * 100 * 16,86$$

$$A_{s\text{máx}} = 31,19 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}}$; entonces se utiliza $A_{s\text{mín}} = 8,46 \text{ cm}^2$

Espaciamiento entre varillas (S) No. 4

Donde:

A_s = área de acero requerido

A_{var} = área de la varilla a utilizar

S = espaciamento

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{8,46} = 15,01 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G 40 @ 0,15 metros, refuerzo transversal cama inferior.

Cálculo del refuerzo transversal cama superior

Para encontrar el área de acero (A_s) se calcula el refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0,002 * b * t$$

b = base unitaria = 100 cm

t = espesor = 20 cm

$$A_s = 0,002 * 100 * 20 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas (S) No. 3

A_s = área de acero a utilizar

A varilla = área de la varilla a utilizar

S = espaciamiento.

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{0,71 * 100}{4,00} = 17,75 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G 40 @ 0,15 metros, refuerzo transversal cama superior.

Cálculo del refuerzo longitudinal cama superior e inferior

Para encontrar el área de acero (A_s) según la AASTHO, recomienda que se calcule mediante la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67 \%$$

S = luz libre entre vigas = 5,905 pies (1,80 m)

$$FL = \frac{220}{\sqrt{5,905}} = 90,53 \% > 67 \%$$

Entonces se utiliza: 67 %

$$A_s = 0,67 * A_{s_{trans.inf}}$$

$$A_s = 0,67 * 8,46 = 5,67 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas (S) No. 4

A_s = área de acero requerido

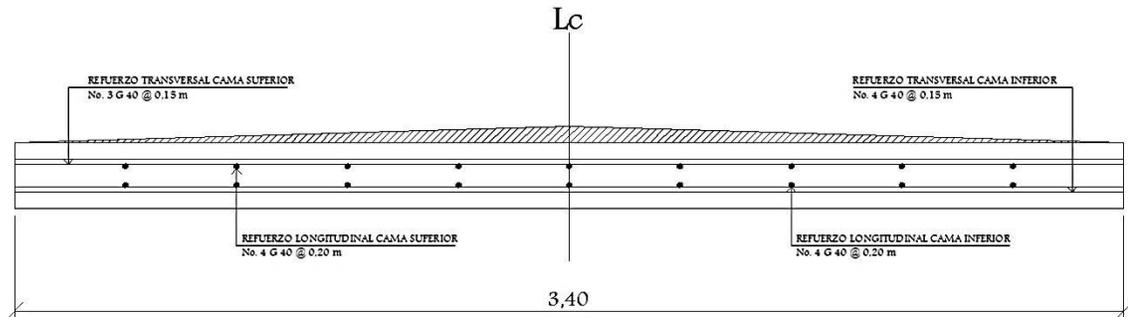
$A_{varilla}$ = área de la varilla a utilizar

S = espaciamento

$$S = \frac{A_{var} * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{5,67} = 22,40 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G 40 @ 0,20 metros, refuerzo longitudinal cama superior e inferior.

Figura 13. Esquema final armado de losa



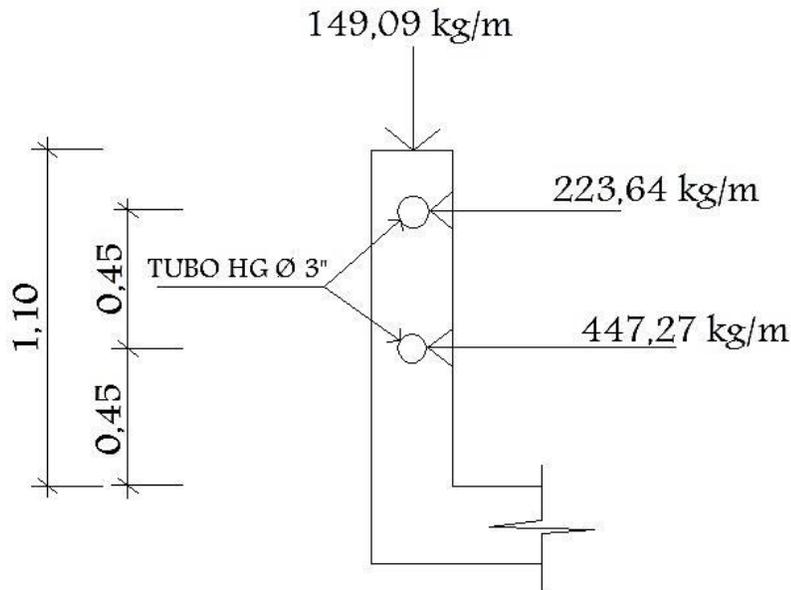
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

3.7.3. Diseño de barandal y banqueteta

Según la AASTHO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura que se muestra a continuación. Su función primordial es la protección de los peatones, soportados por postes de concreto reforzado.

La altura mínima recomendada para los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas. AASTHO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 libras por pie (149 kg/m), y una carga horizontal de 300 libras por pie (448 kg/m), que son producto de los peatones que circulan por la acera.

Figura 14. **Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Diseño de pasamanos

Este se diseñará como una viga continua y se tomará la carga no mayor de 447,21 kilogramos por metro = 300 libras por pie, en el cual se colocarán tubos estándar de diámetro 3 pulgadas de hierro galvanizado, según AISC se tiene:

$$\phi_{\text{ext}} = 3,50 ; \phi_{\text{int}} = 3,068 ; I_{\text{Inercia}} = 3,017 \text{ pulg}^4$$

Módulo de sección:

$$S = \frac{I_{\text{Inercia}}}{C} = \frac{3,017}{1,75} = 1,724 \text{ pulg}^3$$

Análisis de resistencia de tubo

$$M_u = S * f$$

$$f = 20\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$M_u = 1,724 * 20\,000 = 34\,480 \text{ lb} - \text{plg} \cong 2\,873,33 \text{ lb} - \text{pie}$$

Por ser tramos continuos se utiliza:

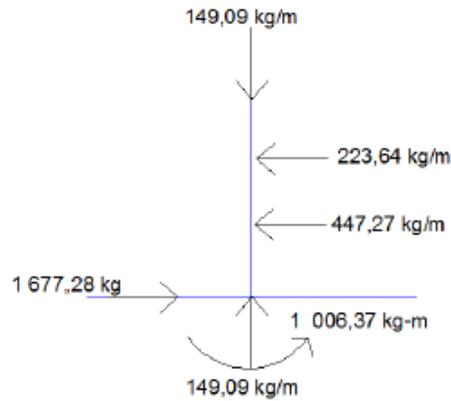
$$M_u = \frac{W * L^2}{10}$$
$$L = \sqrt{\frac{10 * M_u}{W}} = \sqrt{\frac{10 * 2\,873,33 \text{ lb} - \text{pie}}{300 \text{ lb/pie}}} = 9,79 \text{ pie} \cong 2,98 \text{ m}$$

Se distribuirán tubos de $\varnothing 3''$ HG, entre postes con separación máxima de 2,50 metros.

Diseño de postes

Se colocarán postes de concreto a cada 2,00 metros, cada uno se diseñará como una columna a flexocompresión, es decir que actúa sobre ella una carga axial más un momento flexionante, de acuerdo al diagrama de cuerpo libre de cargas actuantes que se muestra en la siguiente figura.

Figura 15. Diagrama de cargas para diseño de postes



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Se seguirá el procedimiento del ACI-318 05 para el diseño de columna a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna.

Cálculo de esbeltez

$$E = \frac{K * L_u}{r}$$

E = esbeltez de la columna

K = factor de longitud efectiva de la columna

Lu = luz de la columna

r = radio de giro (0,30 h)

$$K = \frac{20 * (1,10 + 0)^{1/2}}{20} = 1,05$$

$$r = 0,30 * 0,20 = 0,06$$

$$E = \frac{1,05 * 1,10}{0,06} = 19,25 < 21$$

Como su relación de esbeltez es menor que 21 se clasifica como una columna corta.

Proponiendo, $\rho = 0,01$

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_s = 0,01 * 20 * 15 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 No. 4 (1,27 cm²)

$$A_{st} = 4 * 1,27 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{5,08}{20 * 15} = 0,0169$$

Cálculo de resistencia a la compresión P_u

$$\phi P_n = 0,80 * \phi [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y]; \phi = 0,70$$

$$\phi P_n = 0,80 * 0,70 [0,85 * 210 * (20 * 15 - 5,08) + 3,81 * 2810]$$

$$\phi P_n = 35\,475,62 \text{ kg} > 372,73 \text{ kg}$$

Cálculo de resistencia al cortante del concreto V_c

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * \sqrt{f'_c} * bd$$

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{1,7 * 35\,602,57}{140 * 20 * 15}\right) * \sqrt{210} * 20 * 17,5$$

$$V_c = 3\,874,31 > 1\,677,28 \text{ kg}$$

Espaciamiento entre estribos:

$$\begin{aligned} &= 48 \varnothing \text{ varilla estribo} = 48 * 0,95 = 45,60 \text{ cm} \\ S &= 16 \varnothing \text{ varilla long.} = 16 * 1,27 = 20,32 \text{ cm} \\ &= \text{lado menor} = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Utilizar estribos No. 3 G 40 @ 0,20 metros.

Cálculo de resistencia al momento M_u

$$\begin{aligned} M_n &= \varnothing * \left[A_s * F_y * d - \left(\frac{A_s^2 * F_y^2}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]; \varnothing = 0,70 \\ M_n &= 0,70 * \left[3,81 * 2\,810 * 17,5 - \left(\frac{3,81^2 * 2\,810^2}{1,7 * 210 * 20} \right) \right] \\ M_n &= 119\,912,41 \text{ kg} - \text{cm} \cong 1\,199,12 \text{ kg} - \text{m} \\ M_n &= 1\,199,12 \text{ kg} - \text{m} > 1\,006,37 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Se utilizará para el armado de la columna del barandal varillas 4 No. 4 G 40 + estribos No. 3 G 40 @ 0,20 metros.

3.7.4. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que éstas transmiten las cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Además, las vigas de concreto para superestructuras de puentes, pueden ser vigas reforzadas para luces cortas y preesforzadas para luces grandes, la cantidad de vigas que se diseñarán dependerá del ancho de rodadura del puente, en este proyecto en particular, se diseñarán dos vigas por ser el puente de un solo carril.

El análisis de la carga viva para las vigas comprende dos tipos diferentes de cargas. Para las superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 metros, la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta.

3.7.4.1. Cálculo de momento por carga muerta

El primer paso a realizar para determinar los momentos debidos a carga muerta es la integración de cargas muertas, en la integración de estas cargas se toman en cuenta el peso de la losa, asfalto, barandal, y viga como cargas distribuidas y el peso de los diafragmas como una carga puntual.

- Integración de cargas

- Carga muerta

$$W_{\text{llosa}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,20 \text{ m} * 5,20 \text{ m} = \frac{2\,496}{2} = 1\,248 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asf}} = 2\,100 \text{ kg/m}^3 * 0,05 \text{ m} * 3,40 \text{ m} = \frac{357}{2} = 178,50 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{bar}} = (2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,20 \text{ m} * 0,15 \text{ m} * 1,10 \text{ m}) / 2,00 = 39,6 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 1,20 \text{ m} * 0,60 \text{ m} = 1\,728 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{CM total}} = 3\,194,1 \text{ kg/m}$$

El peso de los diafragmas se toma como carga puntual.

$$W_{\text{diaf.ext.}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * (1,80 + 0,60 * 2)/2 = 648 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf.int.}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * (1,80 + 0,60 * 2)/2 = 972 \text{ kg}$$

- Sobrecarga

$$P = 12\,000 \text{ lb } \acute{o} \text{ } 5\,443 \text{ kg (eje m\u00e1s pesado)}$$

$$M_{\text{cm}} = \left(\frac{W_{\text{CM total}} L^2}{8} \right) + P_{\text{di}} * a_{\text{di}} + P_{\text{de}} * a_{\text{de}}$$

$$W_{\text{cm total}} = \text{carga muerta total} = 3\,194,1 \text{ kg/m}$$

$$L = \text{longitud de la viga principal} = 18,00 \text{ m}$$

$$P_{\text{di}} = \text{carga de diafragma interior} = 972 \text{ kg}$$

$$P_{\text{de}} = \text{carga de diafragma exterior} = 1\,296 \text{ kg}$$

$$a_{\text{di}} = \text{distancia al apoyo diaf. int.} = 9,00 \text{ m}$$

$$a_{\text{de}} = \text{distancia al apoyo diaf. ext.} = 4,5 \text{ m}$$

$$M_{\text{cm}} = \left(\frac{3\,194,1 * 18,00^2}{8} \right) + 972 * (9) + 1\,296 * (4,5)$$

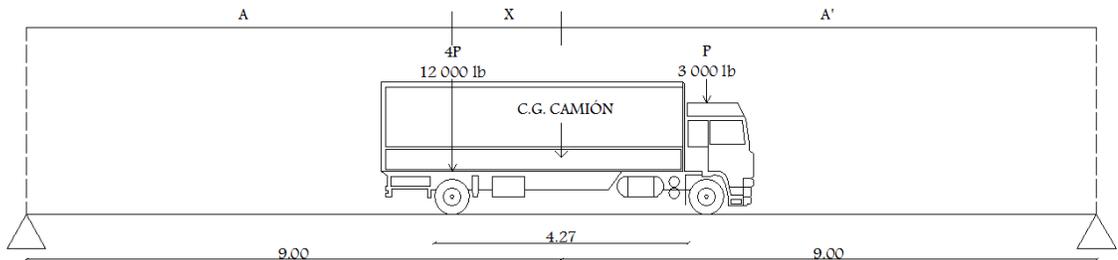
$$M_{\text{cm}} = 143\,941,05 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.4.2. C\u00e1lculo de momento por sobrecarga

Seg\u00fan especificaciones AASTHO, el momento m\u00e1ximo por sobrecarga se presenta cuando el camion se encuentra ubicado a lo largo del puente en el lugar cr\u00edtico.

El punto crítico ocurre cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión, se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad de otro apoyo.

Figura 16. Diagrama de carga viva sobre viga



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

$$P_1 = 12\,000\text{ lb} = 5\,443\text{ kg}$$

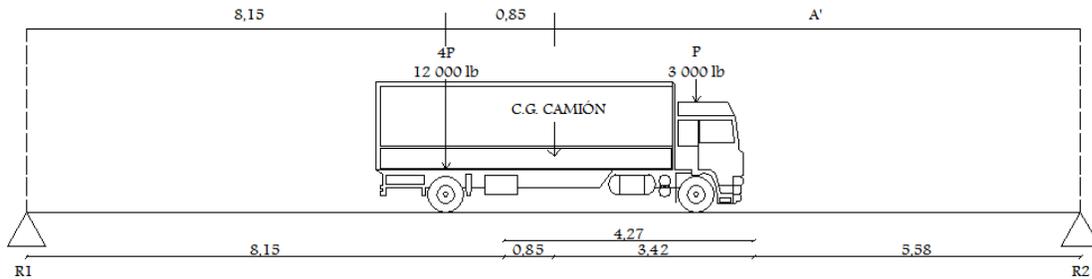
$$P_2 = 3\,000\text{ lb} = 1\,361\text{ kg}$$

Encontrando los valores de A y X, se hace sumatoria de momentos con respecto al Cg.

$$\begin{aligned} \sum M_{cg} &= 0 + \begin{matrix} \leftarrow & \uparrow \\ \downarrow & \rightarrow \end{matrix} \\ -P_2 * (4,27 - X) + P_1 X &= 0 \\ -1\,361 * (4,27 - X) + 5\,443 * X &= 0 \\ X &= 0,85\text{ m} \\ A + X &= 9,00\text{ m} \\ A &= 9,00 - 0,85 \\ A &= 8,15\text{ m} \end{aligned}$$

Para encontrar la reacción R_2 , se debe hacer sumatoria de momentos con respecto a la reacción R_1 .

Figura 17. Diagrama de fuerzas por cargas vivas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

$$\sum M_{R_1} = 0 + \begin{matrix} \leftarrow & \uparrow \\ \downarrow & \rightarrow \end{matrix}$$

$$-P_1 * (8,15) - P_2 * (8,15 + 4,27) + R_2 * 18 = 0$$

$$-5\,443 * (8,15) - 1\,361 * (8,15 + 4,27) + R_2 * 18 = 0$$

$$R_2 = 3\,403,56 \text{ kg}$$

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

$$R_1 - P_1 - P_2 + R_2 = 0$$

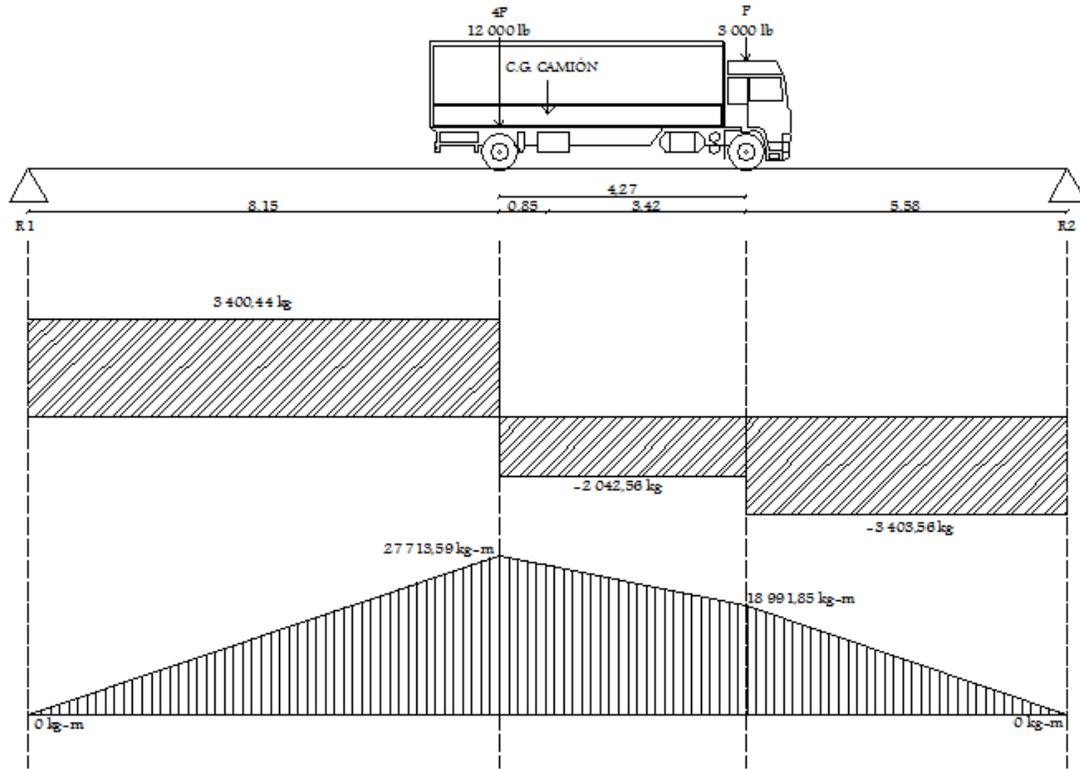
$$R_1 - 5\,443 - 1\,361 + 3\,403,56 = 0$$

$$R_1 = 3\,400,44 \text{ kg}$$

El momento máximo por sobrecarga se calcula haciendo sumatoria de momentos en el eje más cercano al centro de gravedad.

$$M_{\text{máx cv}} = 3\,400,44 * 8,15 = 27\,713,59 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 18. Diagrama de corte y momento producido por carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

3.7.4.3. Cálculo de momento debido al impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave, sino violenta, lo cual produce incrementos en las fuerzas internas de la estructura. Está especificado como un porcentaje de la carga viva y este debe ser menor o igual al 30 por ciento, según AASTHO 3.8.2.1

$$I = \left(\frac{15,24}{L + 38} \right)$$

L = luz del puente = 18,00 m

$$I = \left(\frac{15,24}{18,00 + 38} \right) = 0,2721 \cong 27 \% \text{ como es } < 30 \%$$

Se toma este valor.

Factor de distribución

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$S / 1,75$; en donde S es la separación máxima entre vigas.

Fracción de carga = $1,80 / 1,75 = 1,03 = FD$

3.7.4.4. Cálculo del momento total

El momento máximo o último en las vigas se utilizará posteriormente para realizar el cálculo de refuerzo longitudinal y transversal, el cálculo de momento máximo se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$M_u = 1,3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{CV} * I * FD) \right)$$

M_u = momento último (kg-m)

M_{cm} = momento por carga muerta (kg-m)

M_{CV} = momento por carga viva (kg-m)

I = impacto ($\leq 30 \%$)

FD = factor de distribución

$$M_u = 1,3 \left(143\,941,05 + \frac{5}{3} (27\,713,59 * 1,27 * 1,03) \right)$$

$$M_u = 265\,669,68 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.4.5. Cálculo de refuerzo longitudinal y transversal

Este cálculo se realiza para determinar la cantidad de acero que se puede utilizar en la viga tanto en forma longitudinal como transversal, para esto debe de cumplir con las siguientes comprobaciones.

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M_u = 265\,669,88 \text{ kg-m}$$

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

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y (\text{G60}) = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el área de acero (A_s) se utiliza la siguiente ecuación:

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

$$A_s = \left[60 * 115 - \sqrt{(60 * 115)^2 - \frac{265\,669,88 * 60}{0,003825(210)}} \right] * \frac{0,85 * 210}{4200}$$

$$A_s = 69,30 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * bd$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 60 * 115$$

$$A_{s\text{mín}} = 23,16 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * bd$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 \times 10^6}{(0,003 * 2,03 \times 10^6 + 4200) * 4200} = 0,0214$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * 0,0214 * 60 * 115 = 73,83 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{mín}} < A_s < A_{s\text{máx}}$; entonces se utiliza $A_s = 69,30 \text{ cm}^2$

- Armado de viga principal
 - Refuerzo cama superior (refuerzo por sismo):

$$A_{s\text{mín}} = 23,16 \text{ cm}^2$$

$$33\%A_s = 0,33 * 69,30 = 22,87 \text{ cm}^2$$

Usar $A_{s\text{mín}}$, equivalente a 5 No. 8 G 60 corridos cama superior.

- Refuerzo cama inferior (refuerzo calculado en apoyos):

$$A_{s\text{mín}} = 23,16 \text{ cm}^2$$

$$50\%A_s = 0,50 * 69,30 = 34,65 \text{ cm}^2$$

Utilizar 50 por ciento del A_s equivalente a 7 No. 8 G 60 corridos en cama inferior = $35,47 \text{ cm}^2$.

Refuerzo adicional, 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto.

$A_{s_{\text{ref.adicional}}}$ = Equivalente a 1 varilla No. 5 G 60 corrido como refuerzo adicional a cada 30 centímetros como máximo en cada cara.

- Refuerzo cama inferior (en $L/2$ medidos del centro hacia los apoyos)

$$A_{s_{\text{faltante por cubrir}}} = 69,30 - 35,47 = 33,83 \text{ cm}^2$$

Utilizar 7 No. 8 G 60, con longitud de $L/2$ + longitud de desarrollo como bastones.

- Longitud de desarrollo. AASTHO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieran por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz dividido 20.

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$15\phi_b = 15 * 2,54 = 38,1 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} = \frac{1800 \text{ cm}}{20} = 90 \text{ cm}$$

Se toma la mayor, por lo tanto la longitud de desarrollo es 115 centímetros.

- Cálculo del cortante
 - Carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{cm} = \frac{W_{CM\ total} * L}{2} + \frac{P}{2}$$

W cm total = carga muerta total = 3 194,1 kg/m

L = longitud de la viga principal = 18,00 m

P = carga del diafragma = D_{int} + D_{ext} = 972 + 1 296 = 2 268 kg

$$V_{cm} = \left(\frac{3\ 194,1 * 18,00}{2} \right) + \left(\frac{2\ 268}{2} \right) = 29\ 880,9\ \text{kg}$$

- Impacto

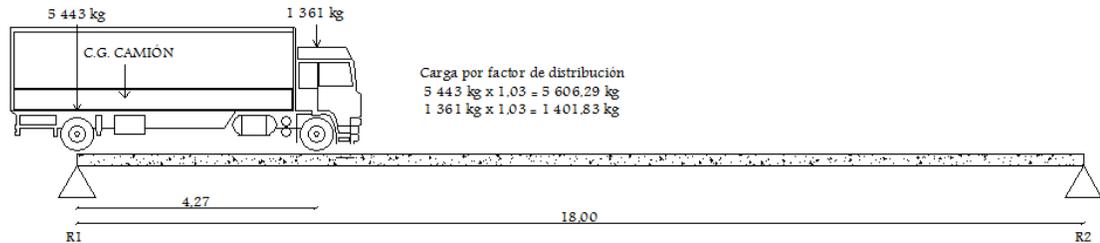
$$I = \left(\frac{15,24}{L + 38} \right)$$

$$I = \left(\frac{15,24}{18,00 + 38} \right) = 0.2721 \cong 27\% < 30\%$$

- Sobrecarga

El corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga mayor del camión se encuentra sobre el apoyo.

Figura 19. Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Para encontrar el cortante máximo ($V_{\text{máx}}$) se hace sumatoria de momentos en R_2 .

$$\sum M_{R_2} = 0 + \begin{matrix} \rightarrow & \downarrow \\ \uparrow & \leftarrow \end{matrix}$$

$$R_1 * 18,00 - 5 606,29 * 18,00 - 1 401,83 * (18,00 - 4,27) = 0$$

$$18,00R_1 = 120 160,35$$

$$R_1 = 6 675,57 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 + \uparrow$$

$$R_1 - P_1 - P_2 + R_2 = 0$$

$$6 675,57 - 5 606,29 - 1 401,83 + R_2 = 0$$

$$R_2 = 332,55 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante para viga principal

$$V_u = 1,3 \left(V_{\text{cm}} + \frac{5}{3} (V_{\text{cv}} * I) \right)$$

V_u = cortante último (kg)

V_{cm} = cortante por carga muerta (kg)

V_{cv} = cortante por carga viva (kg)

I = impacto

$$V_u = 1,3 \left(29\,880,9 + \frac{5}{3} (6\,675,57 * 1,27) \right)$$

$$V_u = 57\,214,11 \text{ kg}$$

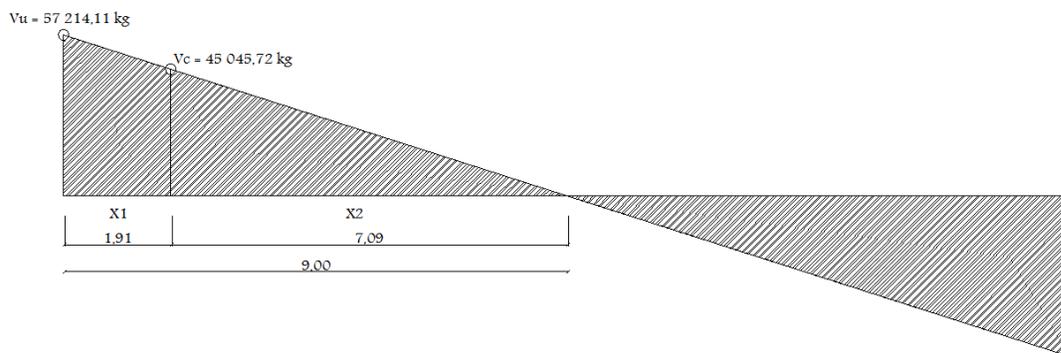
- Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 \sqrt{210} * 60 * 115$$

$$V_c = 45\,045,72 \text{ kg}$$

Figura 20. Diagrama para relación de corte en viga



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

X₁ = distancia donde se debe reforzar por corte (zona de confinamiento)

X₂ = distancia donde se debe colocar refuerzo mínimo

Relación de triángulos

$$\frac{9,00}{57\ 214,11} = \frac{X_2}{45\ 045,72}$$

$$X_2 = 7,09 \text{ m}$$

$$X_1 = 9,00 - 7,09 = 1,91 \text{ m} \approx 2,00 \text{ m (zona de confinamiento)}$$

- Cálculo del refuerzo a corte
 - Espaciamiento de refuerzo en zona de confinamiento (varillas número 4)

$$S = \frac{2 * A_v * F_y * d}{V_u}$$

$$S = \frac{2 * 1,267 * 2\ 810 * 115}{57\ 214,11} = 14,31 \text{ cm} \cong 0,14 \text{ m}$$

Utilizar estribos No. 4 G 40 @ 0,14 metros.

- Espaciamiento de estribos en zona no confinada

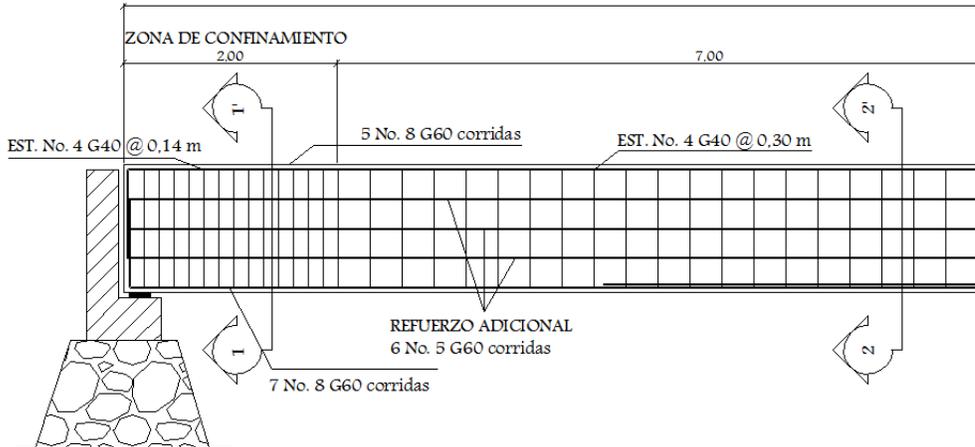
$$S_{\text{zona no confinada}} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

$$S_{\text{zona no confinada}} = \frac{115}{2} = 57,5 > 30 \text{ cm}$$

Se toma la separación de 30 centímetros en la zona no confinada.

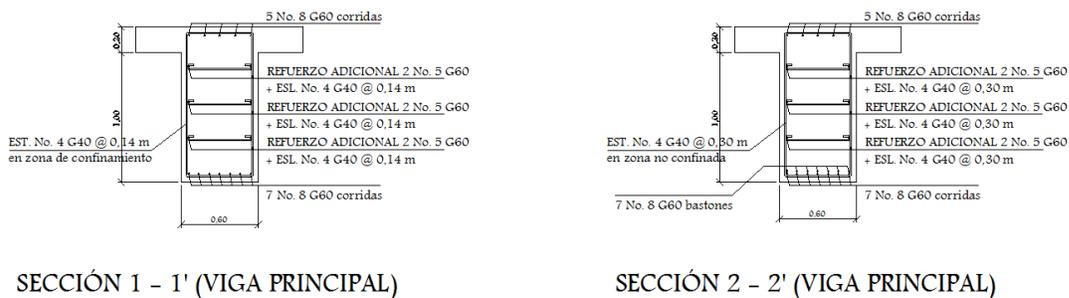
Utilizar estribos No. 4 G 40 @ 0,30 metros.

Figura 21. Armado de viga principal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Figura 22. Secciones viga principal



Fuente: elaboración propia.

3.7.5. Diseño del diafragma

Los diafragmas son vigas secundarias, que sirven para transmitir cargas de la losa a las vigas principales y rigidizar el sistema ante cargas laterales. Se deben utilizar en los extremos.

Para luces mayores de 12 metros, se recomiendan intermedios, en el punto de máximo momento positivo, según AASHTO 8.1.2. AASTHO define los peraltes mínimos para diafragmas, tanto internos como externos de la siguiente manera: los diafragmas exteriores serán como mínimo de 1/2 de la altura de la viga principal, pero no menor de 50 centímetros; los diafragmas interiores serán de 3/4 de la altura de la viga principal.

Según AASTHO, el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará de la siguiente manera:

- Dimensionamiento

Para este proyecto se usaron dos diafragmas exteriores y uno interior, debido a la luz del tramo de 18,00 metros. Los diafragmas exteriores se calculan con una altura de medio peralte de la viga principal. El ancho de los diafragmas es generalmente de 30 centímetros. Recubrimiento = 5 centímetros → AASTHO 8.19.3.

- Diafragma externo

La altura del diafragma externo se aconseja que sea de 1/2 de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 centímetros.

$$h_{\text{diaf.ext.}} = 0,5 * h_{\text{viga prin}}$$

$$b_{\text{diaf.ext.}} = 0,30 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga prin}} = \text{altura de viga principal} = 1,20 \text{ m}$$

$$h_{\text{diaf.ext.}} = 0,5 * 1,20 = 0,60 \text{ cm}$$

$$b_{\text{diaf.ext.}} = 0,30 \text{ m}$$

De acuerdo a especificaciones AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) requerido por la sección.

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{F_y} * bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 60 = 9,03 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 No. 5 G40 + 1 No. 4 G 40 corridas tanto en la cama superior como en la inferior.

Debe colocarse un refuerzo adicional en cada cara del elemento, equivalente a 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto.

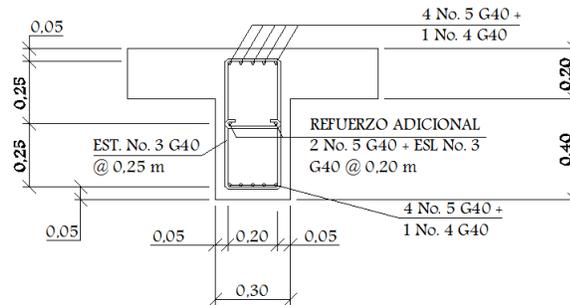
Para el refuerzo transversal se colocará diámetro mínimo a $S_{m\acute{a}x} = d/2$.

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G 40 @ 0,25 metros.

Figura 23. Detalle armado de diafragma exterior



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

○ Diafragma interior

La altura del diafragma interior se aconseja que sea de 3/4 de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 centímetros.

$$h_{\text{diaf.ext.}} = 0,5 * h_{\text{viga prin}}$$

$$b_{\text{diaf.ext.}} = 0,30 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga prin}} = \text{altura de viga principal} = 1,20 \text{ m}$$

$$h_{\text{diaf.ext.}} = 0,75 * 1,20 = 0,90 \text{ cm}$$

$$b_{\text{diaf.ext.}} = 0,30 \text{ m}$$

De acuerdo a especificaciones AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo ($A_{s_{\text{mín}}}$) requerido por la sección.

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s_{\text{mín}}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{F_y} * bd$$

$$A_{S_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 90 = 13,55 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 No. 8 G40 + 2 No. 5 G 40 corridas tanto en la cama superior como en la inferior.

Debe colocarse un refuerzo adicional en cada cara del elemento, equivalente a 0,25 pulgadas cuadradas por cada pie de alto.

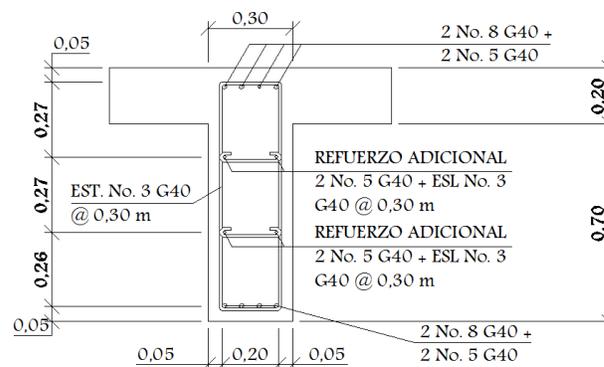
Para el refuerzo transversal, se colocará diámetro mínimo a $S_{\text{máx}} = d/2$.

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{85}{2} = 42,5 \text{ cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G 40 @ 0,30 metros.

Figura 24. **Detalle armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

3.8. Diseño de la subestructura

Requiere mayores consideraciones por estar expuesta a varios tipos de carga como; de la superestructura, de agua, de relleno y del suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento y presión portante, la subestructura estará compuesta por los elementos siguientes: vigas de apoyo, cortinas, estribos.

3.8.1. Diseño de la cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo, el alto depende de la altura de la viga principal del puente.

- Predimensionamiento de cortina

La cortina se diseñará a flexión y corte. Sobre ésta actúan fuerzas de empuje de tierra (E), fuerza de sismo (S), fuerza longitudinal (FL), la cortina debe diseñarse para tener un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico, según especificaciones AASTHO 1.1.19.

$$b_{\text{cortina}} = 0,30 \text{ m mínimo}$$

$$H_{\text{cortina}} = H_{\text{viga principal}} = 1,20 \text{ m}$$

- Cálculo de la fuerza de sismo

$$S_{\text{sismo}} = 0,12 * W$$

$$W = \text{Peso de la viga de apoyo} + \text{cortina}$$

$$W = [(2\,400 * 0,70 * 0,40) + (2\,400 * 0,30 * 1,20)]$$

$$W = [(2\,400 * 0,30 * 1,20) + (2\,400 * 0,40 * 0,70)] = 1\,536 \text{ kg}$$

$$S_{\text{sismo}} = 0,12 * 1\,536,00 = 184,32 \text{ kg}$$

- Cálculo de la fuerza longitudinal

Esta será producida por las llantas del camión en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la siguiente manera:

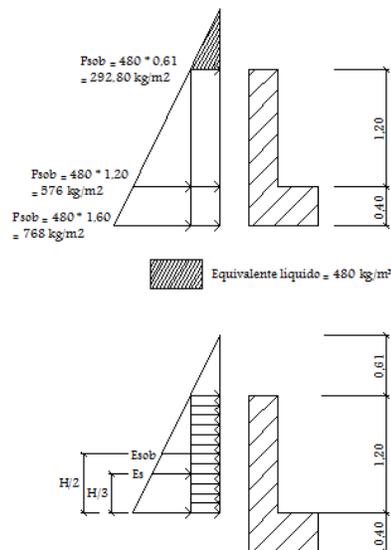
$$FL = 0,05 * \frac{P}{2H}$$

P = peso del camión = 5 443 kg (12 000 lb)

H = altura de cortina = 1,20 m

$$FL = 0,05 * \frac{5\,443}{2 * 1,20} = 113,40 \text{ kg}$$

Figura 25. Empuje sobre la cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

- Cálculo de fuerza debido al empuje de tierra

$$E = E_s + E_{sob}$$

E_s = empuje de la tierra sobre la cortina

E_{sob} = sobrecarga del suelo equivalente líquido de 2 pies de alto con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico

$$E_s = P_s \left(\frac{H}{2} \right)$$

$$E_s = 480 \left(\frac{1,20}{2} \right) = 288 \text{ kg/m}$$

$$E_{sob.} = P_s * H_{cortina}$$

$$E_{sob.} = 480 * 0,61 * 1,20 = 351,36 \text{ kg/m}$$

$$E = 288 + 351,36 = 639,36 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de momentos

$$M_{E_{sob}} = E_{sob} * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_{sob}} = 351,36 * \frac{1,20}{2} = 210,82 \text{ kg - m}$$

$$M_{E_s} = E_s * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_s} = 288 * \frac{1,20}{3} = 115,2 \text{ kg - m}$$

$$M_s = S_{sismo} * \text{centroide figura}$$

$$M_s = 184,32 * \frac{1,20}{2} = 110,59 \text{ kg - m}$$

$$M_{FL} = FL * \text{centroide figura}$$

$$M_{FL} = 113,40 * \frac{1,20}{2} = 68,04 \text{ kg} - \text{m}$$

- Combinación de cargas para momentos

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

$$\text{Grupo III} = 1,3*(M_{E \text{ sob}}+M_{E \text{ s}}+M_{FL})$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3*(M_{E \text{ sob}}+M_{E \text{ s}}+M_S)$$

- M E sob = momento debido a la sobrecarga de 2 pies aplicada al centro de la cortina.
- M E s = momento debido a la carga de suelo aplicada a un tercio de la cortina.
- M FL = momento debido a la fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina.
- M S = momento debido a la fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina.

$$\text{GRUPO III} = 1,3*(210,82+115,2+68,04)$$

$$\text{GRUPO III} = 512,28 \text{ kg-m}$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3*(210,82+115,2+110,59)$$

$$\text{GRUPO VII} = 567,59 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor.

- Cálculo del refuerzo por flexión en cortina

$$M_u = 567,59 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b = 120 \text{ cm}$$

$$d = 27,5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el área de acero (A_s) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{F_y}$$
$$A_s = \left[120 \cdot 27,5 - \sqrt{(120 \cdot 27,5)^2 - \frac{567,59 \cdot 120}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810}$$
$$A_s = 0,82 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} \cdot bd$$
$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot 120 \cdot 27,5$$
$$A_{s\text{mín}} = 16,56 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * bd$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 \times 10^6}{(0,003 * 2,03 \times 10^6 + 2\ 810) * 2\ 810} = 0,0369$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * 0,0369 * 120 * 27,5 = 60,88 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}} < A_{s\text{máx}}$; entonces se utiliza $A_{s\text{mín}} = 16,56 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento entre varillas (S) No. 6

A_s = Área de acero requerido

A varilla = Área de la varilla a utilizar

S = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{2,85 * 100}{16,56} = 17,21 \text{ cm} \cong 0,15 \text{ m}$$

Utilizar varillas No. 6 G 40 @ 0,15 metros, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo principal.

- Combinación de cargas para corte

Según la AASTHO 3.22.1, cuando existe sismo se debe comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

Grupo III = $1,3*(E+FL)$

Grupo VII = $1,3*(E+S)$

E = empuje

FL = fuerza longitudinal

S = sismo

Grupo III = $1,3 \cdot (639,36 + 113,40)$

Grupo III = 978,59 kg

Grupo VII = $1,3 \cdot (639,36 + 184,32)$

Grupo VII = 1 070,78 kg

Se toma el mayor.

Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f'_c} bd$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 \sqrt{210} (120)(27,5)$$

$$V_c = 21 543,60 \text{ kg}$$

Debido a que el $V_c > V_{\text{máx}}$, el concreto resiste el cortante. Se colocará refuerzo mínimo al cortante.

Para el espaciamiento mínimo se calcula el área de la varilla necesaria por ACI 11.4.7.2.

$$A_v = \frac{V_u S}{f_y d}$$

Donde:

S = espaciamiento (cm)

A_v = área de acero de la varilla (cm²)

d = peralte efectivo (cm)

f_y = fluencia del acero (kg/cm²)

V_u = cortante último (kg)

$$A_v = \frac{(1\ 070,78)(30)}{(2\ 810)(27,5)} = 0,42\text{ cm}^2$$

Utilizar varillas No. 3 G 40 @ 0,30 metros, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo por corte.

3.8.2. Diseño de la viga de apoyo

Como va apoyada a lo largo de todo el estribo, no hay flexión, solo se revisa por aplastamiento. Se coloca A_s mínimo.

Predimensionamiento de la viga de apoyo.

Esta irá apoyada a todo lo largo del estribo, se recomienda colocar para el armado acero mínimo. La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 0,40 metros. Se chequeará por aplastamiento y se deberá colocar refuerzo por corte, refuerzo mínimo y espaciamiento máximo.

$b_{\text{mínima}} = 2\text{ cm}$ por cada metro de luz libre del puente ó 0,40 metros mínimo

$b_{\text{mínima}} = 0,02 * 18,00 = 0,36\text{ m} < 0,40\text{ m}$; entonces se utilizará 0,40 metros

$$b_{\text{total}} = b_{\text{mínima}} + b_{\text{cortina}}$$

$$b_{\text{total}} = 0,40 + 0,30 = 0,70\text{ m}$$

$$H_{\text{mínima}} = 0,40\text{ m}$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} bd$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * 40 * 35$$

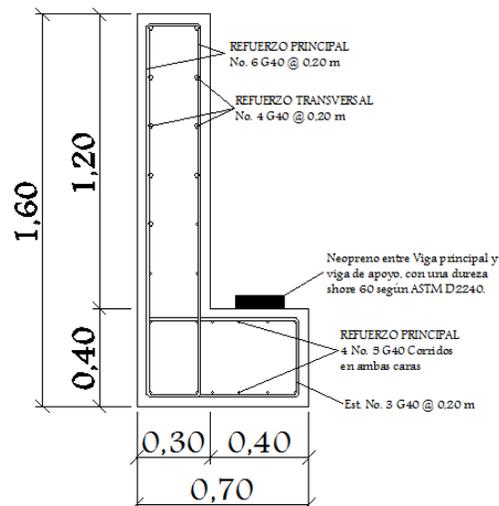
$$A_{s\text{mín}} = 7,02 \text{ cm}^2; \text{equivalente a 4 No. 5}$$

Utilizar 4 No. 5 G 40 corridos en ambas camas de la viga de apoyo.

Para el refuerzo por corte se deberá colocar el refuerzo mínimo y espaciamiento máximo pero a no menos de $H/2$, esto sólo por seguridad.

Utilizar estribos No. 3 G 40 @ 0,20 metros.

Figura 26. **Detalle armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

3.8.3. Diseño de la almohadilla neopreno

La AASHTO en su capítulo 14 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación, los puentes con claros menores de 50 pies también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura a base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

Según lo afirmado anteriormente los apoyos elastoméricos ofrecen mayor versatilidad en su uso, razón por la cual el presente apartado estará enfocado en el estudio de estos.

- Apoyos elastoméricos

Es un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero), laminados (son varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica) en adición a cualquier refuerzo interno.

Los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual esté unido.

Especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos elastoméricos.

- Propiedades de los materiales

Dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor.

Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla siguiente:

Tabla XIII. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

Hardness (Shore 'A')	50	60	70
Shear modulus at 73°F (psi) Creep deflection at 25 yrs	95 - 130	130 - 200	200 - 300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) capítulo. 14.*

Tomando en cuenta esto, el valor del módulo cortante = 130 para una dureza SHORE A 60.

Características de los apoyos de neopreno:

- Los apoyos de neopreno pueden soportar esfuerzos de compresión hasta de 70 kilogramos por centímetro cuadrado.
- La durabilidad del neopreno es superior a la del hule natural. Su vida útil es de 40 años.
- Las deformaciones verticales de apoyos de neopreno no deben exceder el 15 por ciento del espesor inicial del mismo. Deformaciones mayores del 25 por ciento aceleran el proceso de deterioro del neopreno y afectan su vida útil.
- Los parámetros que definen el comportamiento de los apoyos de neopreno son la dureza y el módulo de elasticidad a corte G.
- Una norma práctica indica que el área del apoyo elastomérico debe tener unas dimensiones tales, que el esfuerzo producido sobre él por la acción de la carga muerta más la carga viva, sea como máximo del orden de 60 kilogramos por centímetro cuadrado.

Según la sección 14.7.6 de las normas AASHTO se tiene:

- Cálculo del neopreno:

Luz = 18,00 m

Módulo de elasticidad del concreto de la viga = 2×10^6 t/m²

Ancho de la viga = 0,60 m

Reacción en cada apoyo de la viga debida a las cargas de servicio:

Por carga muerta = 29 880,9 kg = 29,88 toneladas

Por carga viva = 6 675,57 kg = 6,68 toneladas

Reacción de diseño = 29,88 + 6,41 = 36,29 toneladas

Para el cálculo se empleará el método A de la sección 14.7.6 de las Normas AASTHO.

- Variación máxima de temperatura

El puente se encuentra localizado en una región con una variación máxima de temperatura $\Delta = 30$ grados centígrados. El coeficiente de dilatación térmica del concreto es igual a 11×10^{-6} (milímetro/metro)grado centígrado para el concreto de densidad normal. Por consiguiente, la deformación unitaria del concreto debida a la diferencia de temperatura es:

$$\varepsilon_{\text{temp}} = 11 \times 10^{-6}(30) = 0,00033$$

- Deformación debida a la retracción del fraguado

En ausencia de datos experimentales es posible suponer que la deformación unitaria del concreto, debida a la retracción del fraguado, equivale al 10 por ciento de la deformación máxima utilizable ($\epsilon_{\text{concreto}} = 0,003$) del material sometido a compresión. En estas condiciones entonces:

$$\varepsilon_{\text{ret.fraguado}} = (0,10)(0,003) = 3 \times 10^{-4}$$

Por consiguiente, el movimiento horizontal máximo del apoyo es igual a:

$$\Delta_s = L(\varepsilon_{\text{temp}} + \varepsilon_{\text{ret.fraguado}}) = 18(0,00033 + 0,0003)$$

$$\Delta_s = 0,01134 \text{ m} = 11,34 \text{ mm}$$

Las normas AASTHO-tabla A.3.4.1-1, recomiendan aumentar este desplazamiento en un 20 por ciento, con el fin de tener en cuenta otras causas de deformación de la viga tales como flujo plástico.

En consecuencia

$$\Delta_{s \text{ TOTAL}} = (1,2)(11,34) = 13,61 \text{ mm}$$

Evaluación de la altura del apoyo elastomérico.

El apoyo se diseña para $h_{rt} > 2\Delta_s$ total según AASTHO 14.7.6.3.4-1.

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero del apoyo

Por consiguiente

$$h_{rt} = 2(13,61) = 27,22 \text{ mm}$$

Se propone un apoyo elastomérico de 60,3 milímetros = 6,03 centímetros de espesor total, con cuatro capas de refuerzo de acero de 2,38 milímetros = 3/32 pulgadas de espesor cada una.

Evaluación del factor de forma S del apoyo elastomérico

El factor de forma viene dado por la siguiente ecuación, válida para apoyos rectangulares sin orificios, según AASTHO 14.7.5.1-1.

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

Donde:

W = dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal

L = dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal

h_{ri} = espesor de la capa i del elastómero

Se supone un apoyo elastomérico compuesto por 3 capas interiores de $1/2'' = 12,7$ milímetros de espesor cada una, separadas entre sí por una lámina de acero de $3/32'' = 2,38$ milímetros de espesor. Las capas exteriores tendrán una altura de $1/4'' = 6,35$ milímetros, cumpliendo con los requerimientos de AASTHO, la cual dice que el espesor de las capas exteriores del elastómero deben ser menores que el 70 por ciento de las capas interiores.

El apoyo de la viga tiene un espesor de 600 milímetros en consecuencia se supone que el ancho W del apoyo elastomérico es igual a 400 milímetros.

$$S = \frac{400 L}{2 * (12,7)(L + 400)} = \frac{15,75L}{L + 400} ; (a)$$

Evaluación del esfuerzo a compresión

El esfuerzo promedio a compresión en cualquier capa del elastómero debe cumplir la siguiente ecuación, según AASHTO 14.7.6.

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta}$$

Donde:

$\sigma_{c,TL} \leq 70 \text{ kg/cm}^2$. Para apoyos reforzados con acero

$\sigma_{c,TL} \leq 56 \text{ kg/cm}^2$. Para apoyos simples o apoyos reforzados con acero

β = Factor de modificación que tiene un valor para capas internas de apoyos reforzados, 1,4 para capas cubiertas y 1,8 para apoyos simples

Se supone un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de dureza Shore A. Según la tabla 14.7.5.2-1 de AASTHO, en la cual se indican los valores del módulo cortante para un elastómero de dureza 60. Estos valores varían entre 9,10 kilogramo por centímetro cuadrado y 14,00 kilogramos por centímetro cuadrado. En este caso se tomará $G = 10,00 \text{ kg/cm}^2$.

Se supone además que $\beta = 1$

Por consiguiente el factor de forma S es:

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta} \rightarrow S = \frac{(\sigma_{c,TL})(\beta)}{G} = \frac{(70)(1)}{10} = 7$$

Sustituyendo en la ecuación (a), se obtiene:

$$7 = \frac{15,75L}{L + 400} \rightarrow L = 320 \text{ mm}$$

Las dimensiones propuestas del apoyo elastomérico serán:

$$W = 400 \text{ mm}$$

$$L = 250 \text{ mm (criterio personal)}$$

$$h_{ri} = 10 \text{ mm}$$

Diseño propuesto del apoyo elastomérico

$$2 \text{ capas exteriores de } 1/4" = 6,35 \text{ mm}$$

$$3 \text{ capas interiores de } 1/2" = 12,7 \text{ mm}$$

$$4 \text{ láminas de refuerzo en acero de } 3/32" = 2,38 \text{ mm}$$

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico

$$\sigma = \frac{P_{\text{servicio}}}{\text{área}} = \frac{57\,214,11}{40 * 25} = 57,21 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

- Evaluación de la deflexión instantánea de compresión

La deformación instantánea debe calcularse como:

$$\Delta_c = \varepsilon_{ci} h_{ri}$$

Los valores de ε_{ci} pueden obtenerse de ayudas de diseño basadas en ensayos, tales como las que se presentan en las figuras 14.6.5.3.3-1 de las normas AASTHO.

De las gráficas antes mencionadas se obtiene una deformación unitaria instantánea igual al 3,8 por ciento es decir $\varepsilon = 0,038$, para un esfuerzo a compresión sobre el apoyo de 65,06 kilogramo por centímetro cuadrado, un factor de forma de 7 y una dureza de 60.

Por consiguiente:

$$\Delta_c = 3 * 0,03 * 12,7 + 0,03 * 6,35 = 1,52 \text{ mm}$$

- Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico

Las deformaciones rotacionales alrededor de cada eje, deben tomarse como la rotación máxima posible entre las caras superior e inferior del apoyo, causado por la falta inicial de paralelismo y la rotación del apoyo de la viga.

Estas deben limitarse a lo siguiente, según AASTHO 14.6.7.

$$T_{1,x} = \frac{2\Delta_c}{L}$$
$$T_{1,z} = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

Δ_c = Deformación instantánea por compresión del apoyo, milímetros

De la geometría de rotación del apoyo elastomérico se tiene:

$$T_{1,x} = \frac{2\Delta_c}{L} = \frac{2 * 1,52}{250} = 0,012 \text{ rad}$$

Rotación del apoyo debida a la carga muerta más la carga viva, del análisis estructural se conoce que la rotación en el apoyo de una viga simplemente apoyada, de longitud L sometida a una carga repartida q, es igual a:

$$= \frac{qL^3}{24EI}$$

Es posible mostrar que las propiedades geométricas de la viga son las siguientes:

- Momento centroidal de inercia de la sección homogénea

$$I = 86,4 \times 10^{-3} m^4$$

- Módulo de elasticidad supuesto para el concreto $E = 2 \times 10^6 t/m^2$.

$$\text{Carga muerta repartida} = 29,88/5,20 = 5,75 \text{ t}$$

$$\text{Carga viva repartida} = 6,41/5,20 = 1,23 \text{ t}$$

Por consiguiente, la rotación de la viga para la acción simultánea de la carga muerta más la carga viva es:

$$\text{Rotación} = \frac{(5,75 + 1,23)(18)^3}{24(2 \times 10^6)(86,4 \times 10^{-3})} = 0,0098 \text{ rad}$$

$$0,0098 \text{ rad} < 0,012 \text{ rad.} \quad \text{Si cumple}$$

- Verificaciones

Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor valor de:

L/5, W/5 ó D/6 para apoyos simples

L/3, W/3, ó D/6 para apoyos reforzados

En consecuencia el espesor total del apoyo (6,03 cm) no debe exceder el menor valor entre:

$$L/3 = 25/3 = 8,33 \text{ cm} \geq 6,03 \text{ cm. Cumple}$$
$$W/3 = 40/3 = 13,33 \text{ cm} \geq 6,03 \text{ cm. Cumple}$$

El refuerzo debe ser de tela o acero y su resistencia en kilogramos por centímetro lineal bajo niveles de esfuerzo de trabajo en cada dirección no debe ser menor que:

$$250 h_{ri} \text{ para tela}$$
$$300 h_{ri} \text{ para acero}$$

Para estos propósitos h_{ri} debe tomarse como el espesor promedio de las dos capas de elastómero pegadas al refuerzo.

Sustituyendo el valor numérico $h_{ri} = 0,10 \text{ cm}$, se concluye:

$$300 h_{ri} = 300 * 0,10 = 30 \text{ kg/cm.}$$

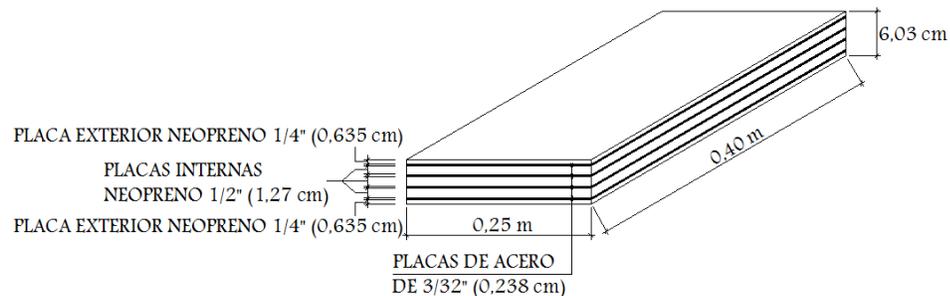
La resistencia por centímetro lineal está dada por el producto del espesor del material del refuerzo y el esfuerzo admisible.

Se toma un esfuerzo admisible del acero igual a $f_s = 1\,700 \text{ kg/cm}^2$.

Por lo tanto:

$$\text{Resistencia por centímetro lineal: } 1\,700 * 0,10 = 170 \text{ kg/cm} \geq 30 \text{ kg/cm}$$

Figura 27. **Detalle de neopreno**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

3.8.4. **Diseño del estribo**

Elemento cuya función es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo. También tiene por función contener la carga del relleno circundante. El tipo de estribo por diseñar en este proyecto corresponde a un muro de gravedad de concreto ciclópeo. Consiste en asumir una sección del muro, con ello se verifica volteo, deslizamiento y presiones.

Peso específico concreto = $2\,400\text{ kg/m}^3$

Peso específico del suelo = $1\,810\text{ kg/m}^3$

Peso específico concreto ciclópeo = $2\,700\text{ kg/m}^3$

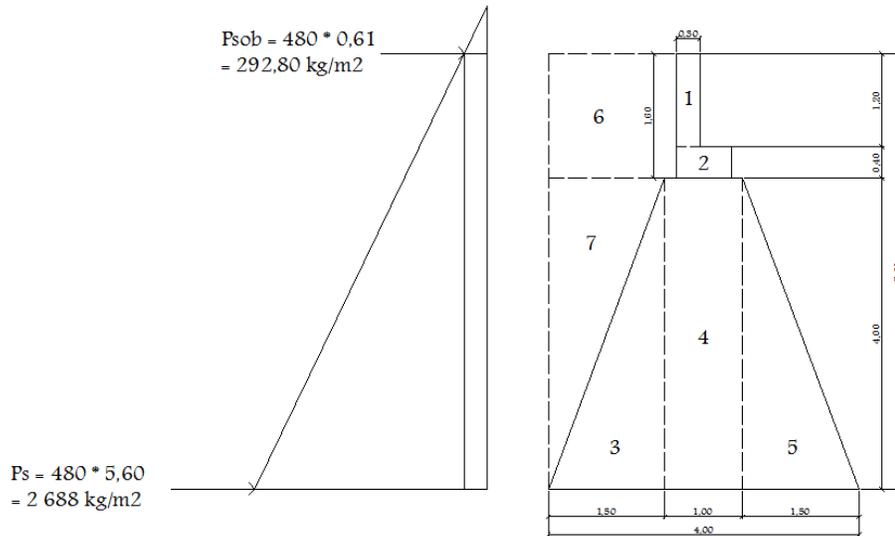
Valor soporte = $25\,000\text{ kg/m}^2$

Base = 4 m

Altura total = 4 m

Eqv. líquido = 480 kg/m^3

Figura 28. **Geometría y diagrama de presiones en estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

3.8.4.1. Cálculo del momento de volteo

Es de suma importancia realizar el cálculo de momento de volteo para conocer el momento producido por el empuje del suelo sobre el estribo, para esto se realizan las siguientes verificaciones.

P_{sob} = presión de sobrecarga del suelo

P_s = presión del suelo

$$P_{sob} = 480 * 0,61 = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = \text{Equiv liq} * H_{total}$$

$$P_s = 480 * 5,60 = 2\ 688 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{sob} = 292,80 * 5,60 = 1\ 639,68 \text{ kg}$$

$$E_s = 2\ 688 * (5,60/2) = 7\ 526,40 \text{ kg}$$

$$M_{E_{sob}} = E_{sob} \cdot \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_{sob}} = 1\,639,68 \cdot (5,60/2) = 4\,591,10 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_s} = E_s \cdot \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_s} = 7\,526,40 \cdot (5,60/3) = 14\,049,28 \text{ kg-m}$$

Tabla XIV. **Momentos de volteo sin superestructura**

Sección	H (m)	Pres. (kg/m ²)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	5,60	292,80	1 639,68	2,80	4 591,10
II	2,80	2 688	7 526,40	1,87	14 074,37
			\sum 9 166,08 (Ev)		\sum 18 665,47 (Mv)

Fuente: elaboración propia.

3.8.4.2. Cálculo del momento estabilizante

Este momento es el que se produce por el peso de la estructura y el relleno; para esto es necesario dividir el estribo en secciones y para cada sección debe encontrarse el peso, área y brazo de la figura geométrica; para la sección I se tiene:

$$\text{Área 1} = 0,3 \cdot 1,2 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 0,3 \cdot 1,2 \cdot 2\,400 \cdot 1 = 864 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 0,3/2 + 0,4 + 0,15 + 1,50 = 2,20 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 864 \cdot 2,2 = 1\,900,8 \text{ kg-m}$$

Para las demás secciones se tiene:

Tabla XV. **Momento estabilizante sin superestructura**

Sección	Área	P _{esp} (kg/m ³)	Peso (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,36	2 400	864	2,20	1 900,80
2	0,28	2 400	672	2,00	1 344
3	3,00	2 700	8 100	3,00	24 300
4	4,00	2 700	10 800	2,00	21 600
5	3,00	2 700	8 100	1,00	8 100
6	2,64	1 810	4 778,40	3,175	15 171,42
7	3,00	1 810	5 430	3,5	19 005

$$W_e = 38\,744,40$$

$$ME = 91\,421,22$$

Fuente: elaboración propia.

3.8.4.3. Revisión del muro sin superestructura

Se realiza una serie de revisiones del muro sin superestructura para ver el comportamiento que tiene el estribo exclusivamente, al momento de realizar las revisiones debe de cumplir, de lo contrario se deberá cambiar la geometría del estribo.

- Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{91\,421,22}{18\,665,47} = 4,90 > 1,50$$

- Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E}{E_V} > 1,50$$

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{38\,744,40}{9\,166,08} = 2,11 > 1,50$$

- Presiones

A = área

e = excentricidad = $b/2 - a$

b = base del estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{91\,421,22 - 18\,665,47}{38\,744,40} = 1,88$$

$$3a > b \rightarrow 3 * 1,88 = 5,64 > 4,00$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,00}{2}\right) - 1,88 = 0,12$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E}{A} * \left(1 \pm \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{38\,744,40}{4,00 * 1,00} * \left(1 \pm \frac{0,12}{4,00}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 9\,976,68 \text{ kg/m}^2 < 25\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 9\,395,52 \text{ kg/m}^2 > 0$$

3.8.4.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Para esta revisión se debe realizar una integración de cargas muertas y vivas, con estos datos se podrá determinar el momento estabilizante, volteo y presiones, estos chequeos deben cumplir para garantizar la estabilidad de la obra.

- Integración de cargas

- Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 2400 * 0,20 * 5,20 * 18 / (2 * 5,20) = 4\,320 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{bar}} = (2400 * 0,20 * 0,15 * 1,10) * 20 / (2 * 5,20) = 152,31 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 * 1,00 * 0,60 * 18,00 * 2 / (2 * 5,20) = 4\,984,62 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{diaf ext}} = 2400 * 0,40 * 0,30 * (1,80) / 5,20 = 99,69 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{diaf int}} = 2400 * 0,70 * 0,30 * 1,80 / (2 * 5,20) = 87,23 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{CM total}} = 9\,643,85 \text{ kg/m}$$

- Integración de carga viva

$$W_{\text{CV}} = \text{reacción más crítica en el apoyo}$$

$$W_{\text{CV}} = 6\,675,57 / 5,20 = 1\,283,76 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 9\,643,85 + 1\,283,76 = 10\,927,61 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 2,00 \text{ m (punto medio de la base del estribo)}$$

- Momento estabilizante (ME)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

M_E = momento estabilizante total

M_{E1} = momento estabilizante de la superestructura ($C_M + C_V$)

M_{E2} = momento estabilizante de la subestructura

$$M_{E1} = 10\,927,61 * 2,00 = 21\,855,22 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_E = 21\,855,22 + 91\,421,22 = 113\,276,44 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{113\,276,44}{18\,665,47} = 6,07 > 1,5 \text{ ok}$$

- Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E + W_{\text{total}}}{E_V} > 1,50$$

W_E = peso subestructura

W_{total} = peso superestructura

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{38\,744,40 + 10\,927,61}{9\,166,08} = 5,42 > 1,50 \text{ Ok}$$

- Presiones

A = área

e = excentricidad

b = base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{113\,276,44 - 18\,665,47}{38\,744,40 + 10\,927,61} = 1,90$$

$$3a > b \rightarrow 3 * 1,90 = 5,7 > 4,00 \text{ Ok.}$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,00}{2}\right) - 1,90 = 0,10$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 \left(\frac{e}{b}\right)\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{38\,744,40 + 10\,927,61}{4,00 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,10}{4,00}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 14\,280,70 \text{ kg/m}^2 < 25\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 10\,555,30 \text{ kg/m}^2 > 0$$

- Revisión del estribo con sismo y sin carga viva

Se toman los momentos de volteo en sentido horizontal

$$W_{\text{total } 2} = W_E + W_{\text{CM}}$$

$$W_{\text{total } 2} = 38\,744,40 + 9\,643,85 = 48\,388,25 \text{ kg/m}$$

- Momento estabilizante (M_E)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

Donde:

ME = momento estabilizante total

ME1 = momento estabilizante de la carga muerta (Cm)

E2 = momento estabilizante de la subestructura

$$M_{E1} = 9\,643,85 * 2,00 = 19\,287,7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_E = 19\,287,7 + 91\,421,22 = 110\,708,92 \text{ kg} - \text{m}$$

- Fuerza horizontal (FH)

$$FH = (1,08 * E_V) + (0,08 * W_{\text{total } 2})$$

$$FH = (1,08 * 9\,166,08) + 0,08 * 48\,388,25 = 13\,770,43 \text{ kg}$$

- Momento de volteo (M_{V2})

Es resultado por las fuerzas de sismo.

Tabla XVI. **Momento de volteo con sismo y sin carga viva**

Sección	Área	P _{esp} (kg/m ³)	Peso (kg/m)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,36	2 400	864	5,00	4 320
2	0,28	2 400	672	4,20	2822,40
3	3,00	2 700	8 100	1,33	10 773
4	4,00	2 700	10 800	2,00	21 600
5	3,00	2 700	8 100	1,33	10 773
6	2,64	1 810	4 778,40	4,80	22 936,32
7	3,00	1 810	5 430	2,67	14 498,10

$$W_e = 38\,744,40$$

$$ME = 87\,722,82$$

Fuente: elaboración propia.

$$M_{EQ} = 0,08 * M_{V2}$$

$$M_{EQ} = 0,08 * 87\,722,82 = 7\,017,83 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{V3} = M_V + W_{CM} * 0,08 * H' + M_{EQ}$$

$$M_{V3} = 18\,665,47 + 9\,643,85 * 0,08 * 4,40 + 7\,017,83 = 29\,077,94 \text{ kg} - \text{m}$$

- Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_{V3}} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{110\,708,92}{29\,077,94} = 3,81 > 1,50 \text{ Ok}$$

- Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_{\text{total}2}}{FH} > 1,50$$

FH = fuerza horizontal

W_{total} = peso total

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{48\,388,25}{13\,770,43} = 3,51 > 1,50 \text{ Ok}$$

- Presiones

A = área

e = excentricidad = $b/2 - a$

b = base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_{V3}}{W_{\text{total}2}} = \frac{110\,708,92 - 29\,077,94}{48\,388,25} = 1,69$$

$$3a > b \rightarrow 3 * 1,69 = 5,07 > 4,00 \text{ Ok.}$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,00}{2}\right) - 1,69 = 0,31$$

$$\text{Presión} = \frac{W_{\text{total 2}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{48\,388,25}{4,00 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,31}{4,00}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 17\,722,20 \text{ kg/m}^2 < 25\,000 \text{ kg/m}^2$$

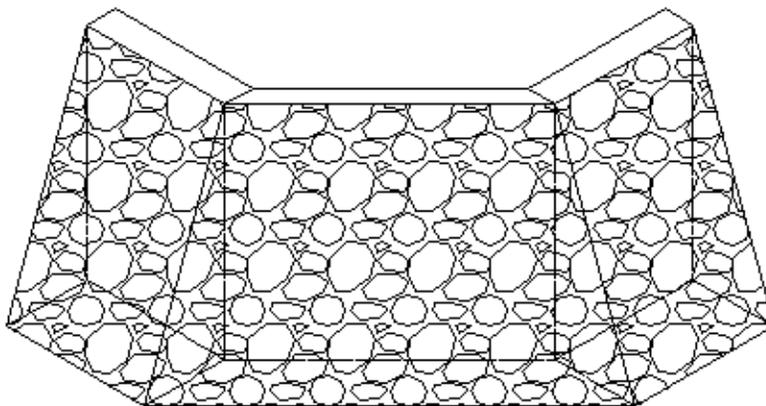
$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 6\,471,93 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Dado que la presión máxima y mínima se encuentra dentro de los parámetros de diseño, la sección del muro es apta para resistir las cargas.

3.9. Obras de protección

Con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación de las mismas, así como el colapso de la estructura, las obras de protección en este proyecto son los aletones de concreto ciclópeo, que serán del mismo tipo que el estribo.

Figura 29. **Vista frontal de estribo y aletones**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD 2012.

Otra forma de brindarle protección a las bases del puente, consisten en el mantenimiento de la cuenca y dragado del río. Es recomendable que al cauce del río se le dé un mantenimiento previo a la entrada del invierno.

3.10. Elaboración de planos

Consiste en representar de forma gráfica lo que se ha planificado con anterioridad, facilitando la etapa de construcción y siendo una base para la supervisión de obras.

Los planos se realizaron por medio del programa AutoCAD 2012. A continuación se especifican los planos correspondientes al proyecto del puente vehicular del caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz, siendo estos:

- Plano de ubicación de puente sobre río
- Plano de geometría de superestructura
- Plano de armado de superestructura, detalles de vigas y diafragmas
- Plano de detalles de subestructura

3.11. Presupuesto

Consiste en dar un valor de la obra, esta estimación requiere de experiencia y de los precios de materiales, mano de obra, maquinaria y equipo, entre otros.

Para elaborar el presupuesto se aplicó el método de renglones de trabajo, tomando los costos indirectos con un valor de 35 por ciento del total del costo directo.

Tabla XVII. **Presupuesto construcción de puente vehicular para el caserío Sapalau Samutz**

PUENTE VEHICULAR SAPALAU SAMUTZ						
CUADRO DE CANTIDADES (RENGLONES) DE TRABAJO						
No.	RENGLÓN DE TRABAJO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1,1	Limpieza general del área	100,00	m2	Q 41,18	Q	4 118,00
1,2	Trazo y nivelación	125,00	m2	Q 368,42	Q	46 052,50
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2,1	Excavación estructural	52,00	m3	Q 110,64	Q	5 753,28
2,2	Relleno estructural	715,00	m3	Q 265,21	Q	189 625,15
3	SUBESTRUCTURA					
3,1	Estribo con aletones de concreto ciclópeo	100,00	m3	Q 1 527,19	Q	152 719,00
3,2	Cortina + viga de apoyo	3,35	m3	Q 6 824,00	Q	22 860,40
3,3	Neopreno	1,00	Global	Q 7 500,00	Q	7 500,00
4	VIGAS					
4,1	Vigas principales	36,00	m1	Q 5 972,05	Q	214 993,80
4,2	Diafragmas exteriores	6,00	m1	Q 6 101,07	Q	36 606,42
4,3	Diafragma interior	3,00	m1	Q 9 151,60	Q	27 454,80
5	CARPETA DE RODADURA					
5,1	Losa + banquetas	94,00	m2	Q 2 060,64	Q	193 700,16
5,2	Aproche de concreto de 3,000 psi	2,50	m3	Q 603,83	Q	1 509,58
6	BARANDALES					
6,1	Columnas + barandal	36,00	m1	Q 2 101,76	Q	75 663,36
MONTO TOTAL GLOBAL					Q	978 556,45

Fuente: elaboración propia.

3.12. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

Se realizó una evaluación preliminar de impacto ambiental, por medio de la matriz de Leopold modificada, que permite conocer los potenciales impactos ambientales, para los componentes biofísicos y socioeconómicos y con esto, determinar el grado de importancia que provocará la construcción del puente vehicular en el caserío Sapalau Samutz.

Tabla XVIII. **Matriz de Leopold modificada**

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En el lugar de operación de la obra, lo que ésta dure.	Utilizar equipo adecuado, de tal forma que no afecten a los usuarios e identificar las zonas de trabajo para no crear inconvenientes.
		Ruido	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En el lugar de operación de la obra, lo que ésta dure.	Trabajar solo en horas hábiles, evitando trabajar de noche, para no crear inconvenientes.
		Vibraciones	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En el lugar de operación de la obra, lo que ésta dure.	Trabajar solo en horas hábiles, evitando trabajar de noche, para no crear inconvenientes.
		Olores	No aplica	No aplica	No aplica ya que es obra nueva.
2	Agua	Abastecimiento de agua	Cantidad: No aplica.	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.
		Aguas residuales ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas).	Cantidad: No aplica.	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.
		Aguas residuales especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias).	Cantidad: No aplica.	Descarga: No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.

Continuación de la tabla XVIII.

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el Impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	Cantidad: No aplica.	Descarga: No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
		Agua de lluvia	Captación: No aplica	Descarga: No aplica.	No aplica para la ejecución de la obra.
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: Solo los producidos por la obra (materiales de construcción)	Únicamente en el lugar de construcción.	Recolectar todos los desechos y ubicarlos en un lugar adecuado para su posterior recolección.
		Desechos peligrosos (con una o más de las siguientes características: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables y bioinfecciosos)	Cantidad: Debido a los materiales que se usaran en la ejecución de la obra.	Disposición: en el lugar de la obra.	Dar especificaciones de manejo de los materiales para que no existan malos manejos de ellos y solo utilizarlos cuando sea necesario.
		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)	No aplica	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.
		Modificación del relieve o topografía del área.	Debido al uso de maquinaria en la obra.	En el lugar de operación de la obra.	Modificar solo lo que está en el derecho de vía, y lo indicado en las especificaciones.
4	Bio diversidad	Flora (árboles, plantas)	No aplica	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.
		Fauna (animales)	No aplica	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.
		Ecosistema	No aplica	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.

Continuación de la tabla XVIII.

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental (de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental. Indicar que se hará para evitar el Impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
5	Visual	Modificación del paisaje	Por el uso de maquinaria	En todo el transcurso de la obra.	Tratar de minimizar los cortes para no afectar al vecino del proyecto.
6	Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos arqueológicos.	No aplica	No aplica	No aplica para la ejecución de la obra.

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Al determinar las necesidades básicas y de infraestructura del caserío Sapalau Samutz, se establece mejorar la vía de acceso, por lo que se beneficiará de gran manera a la población aumentando el desarrollo y comercialización de productos.
2. El diseño y posterior construcción de la carretera y puente vehicular que comunica al caserío Sapalau Samutz, ayudará a la comunidad a obtener una mejor vía de acceso y mayor fluidez para los vehículos que transitan, con esto se logra el desarrollo económico y social del caserío.
3. Con una vía de acceso adecuada la población del caserío Sapalau Samutz tendrá acceso a mejores servicios, facilitando el traslado de mercancías, granos básicos y animales domésticos.
4. Con la capacitación adecuada, los habitantes del caserío podrán darle mantenimiento a la carretera y puente vehicular, garantizando el funcionamiento adecuado, reduciendo el tiempo de viaje y promoviendo la visita a centros de salud cercanos.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Cobán, Alta Verapaz:

1. Al ejecutar los proyectos debe incluirse una supervisión técnica adecuada mediante un profesional de ingeniería civil, con el propósito de asegurar el cumplimiento de las especificaciones y siguiendo el proceso constructivo adecuado.
2. La mano de obra debe ser local (calificada y no calificada) de ser posible, para involucrar a las personas beneficiadas durante la ejecución de los proyectos.
3. Al finalizar la construcción de los proyectos, tanto los beneficiarios como la municipalidad, deben darle mantenimiento, garantizando obras que cumplan su periodo de diseño, logrando permanecer en buen estado.
4. Buscar fuentes externas a la municipalidad, para obtener apoyo económico, por medio de gestiones que permitan facilitar la ejecución de ambos proyectos y así darles una mayor viabilidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 16a ed. USA; AASHTO. 1996. 760 p.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamentos para Concreto Estructural (ACI 318S-05)*. Michigan, Estados Unidos de América: ACI 318. 2005. 495 p.
3. BUECHSEL BATÚN, Allan Ludwing. *Diseño del puente vehicular en la aldea Sequib y edificio escolar de la aldea Naxombal, municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2013. 252 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa. 1999. 640 p.
5. _____. *Vías de comunicación: Caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos*. 3a ed. México: Limusa. 2004. 740 p.
6. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5a ed. México: Cengage Learning. 2008. 743 p.

7. Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. 2000. 724 p.
8. ROS ESTEBAN, Alfredo. *Ampliación y mejoramiento de la carretera y diseño de puente vehicular para la aldea el Chacal, San Andrés Sajcabajá, departamento del Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2013. 324 p.
9. SAMAYOA LÓPEZ, Jenny Azucena. *Diseño de la carretera hacia la aldea York y puente vehicular para la aldea Barranca, municipio de Morales, Izabal*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2013. 246 p.

ANEXOS

Anexo A. Resultados estudio de suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 011S.S.

O.T.: 30,585

Interesado: José Manuel Aguilar Quezada

Proyecto:

EPS "Diseño de Puente vehicular para El Caserio Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Caserio Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz

FECHA: Martes, 15 de enero de 2013

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL (%)	LP (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	NP	NP	ML	Grava con Arena Color Gris

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Terma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CI/USAC



Ing. César Enrique Meléndez Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

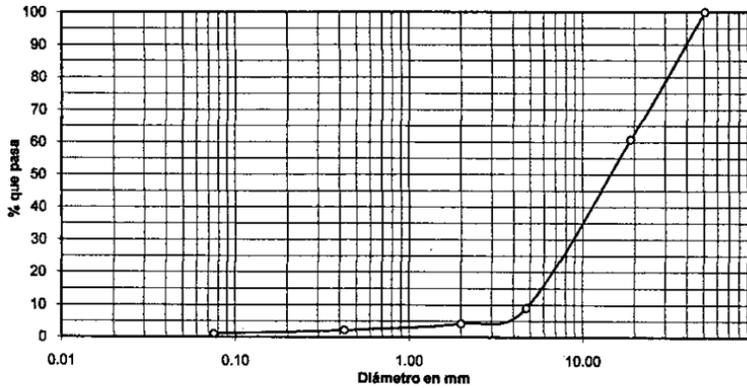


INFORME No. 012 S.S. O.T. No. 30,585

Interesado: José Manuel Aguilar Quezada
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y con lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: EPS "Diseño de Puente vehicular para El Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz"
 Ubicación: Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz
 Fecha: Martes, 15 de enero de 2013

Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.80	100.00
3/4"	19	60.81
4	4.75	9.03
10	2	4.31
40	0.425	2.26
200	0.075	1.11

% de Grava: 90.97
 % de Arena: 7.91
 % de finos: 1.11



Descripción del suelo: Grava con Arena Color Gris
 Clasificación: S.C.U.: GP P.R.A.: A-1-a
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
 Inga. Teima Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





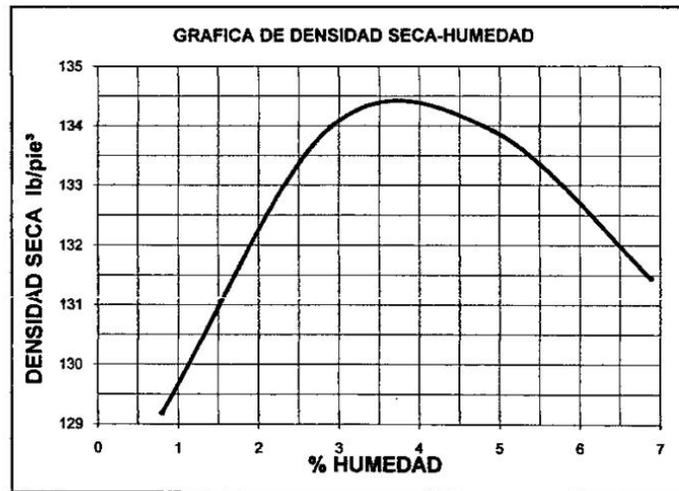
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 013 S.S.

O.T. No.: 30,585

Interesado: José Manuel Aguilar Quezada
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
Proyecto: EPS "Diseño de Puente vehicular para El Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz"
Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz" Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
Ubicación: Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz
Fecha: Martes, 15 de enero de 2013



Descripción del suelo: Grava con Arena Color Gris
Densidad seca máxima γ_d : 2,154 Kg/m³ 134.5 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 3.8 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



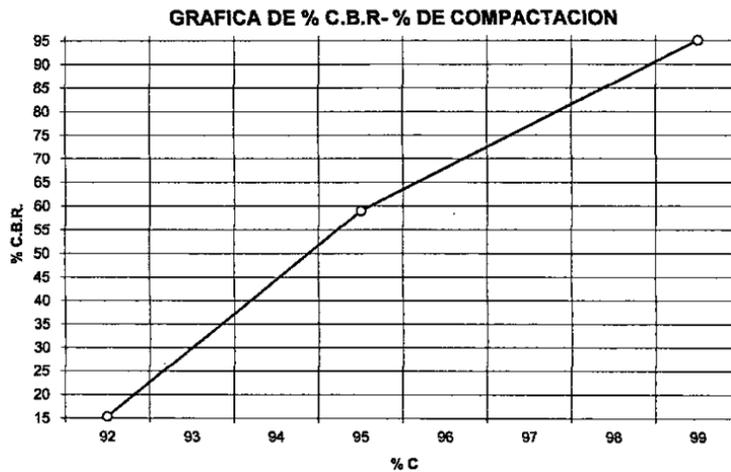
INFORME No.: 014 S.S. O.T. No.: 30,585

Interesado: José Manuel Aguilar Quezada
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: EPS "Diseño de Puente vehicular para El Caserio Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz"

Ubicación: Caserio Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz
 Descripción del suelo: Grava con Arena Color Gris

Fecha: Martes, 15 de enero de 2013

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (Lb/pie ³)			
1	10	3.75	134.5	92.1	-0.07	15.4
2	30	3.75	134.5	95.0	0.02	59.0
3	65	3.75	134.5	99.7	0.02	95.1



Vo. Bo.:

Atentamente,
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CIVIL
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

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>

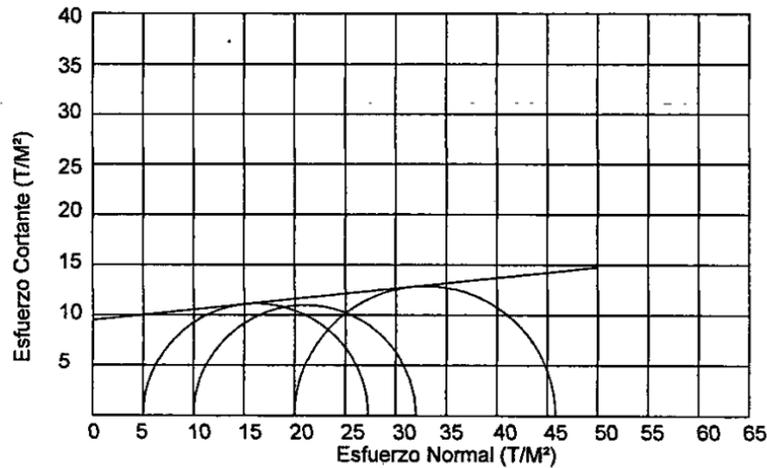


**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 417 S.S. O.T.: 30,586
 INTERESADO: Jose Manuel Aguilar Quezada
 PROYECTO: EPS-Diseño de Puente vehicular para el Caserío Sapalau Samutz, Coban, Alta Verapaz
 Ubicación: Caserío Sapalau Samutz, Coban, Alta Verapaz
 Fecha: Lunes 12 de noviembre de 2012
 pozo: 1 Profundidad: 1.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 6.03$ COHESIÓN: $C_u = 9.49$

TIPO DE ENSAYO: Arcilla color rojiza con café
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Grava arcilloarenosa color negro
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	10.85	24.99	49.00
PRESIÓN INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA ϵ_r (%)	3.0	6.0	7.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.27	1.27	1.27
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.81	1.81	1.81
HUMEDAD (%H)	42.7	42.7	42.7

Atentamente,
 Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



ENSAYO DE ABRASION POR MAQUINA DE LOS ANGELES
ASTM C-131

INFORME No. S.C. - 661

O.T. No. 30587

INTERESADO: José Manuel Aguilar Quezada, Carné No. 200915273
PROYECTO: EPS "Diseño de Puente vehicular para el Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz"
DIRECCION: Caserío Sapalau Samutz, Cobán, Alta Verapaz.
FECHA: 5 de noviembre de 2012

REFERENCIAS	MUESTRA
1. Norma de Ensayo	ASTM C-131
2. Graduación	"A"
3. % Desgaste	29.00

OBSERVACIONES: a) Muestra proporcionada por el interesado.

ATENTAMENTE,

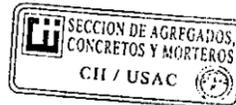
Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
Directora CII/USAC



[Handwritten Signature]

Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
Jefa Sección de Agregados, Concretos y Morteros



M.C.

Anexo B. Integración de precios unitarios carretera

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN CAMINO RURAL						
UBICACIÓN: CASERÍO SAPALAU SAMUTZ						
MUNICIPIO: COBÁN, ALTA VERAPAZ						
LONGITUD:				3+158 Km		
ANCHO DE BRECHA:				6,00 m		
ANCHO DE RODADURA:				5,50 m		
ESPEJOR CAPA DE BALASTO:				0,25 m		
DISTANCIA DEL PROYECTO AL BANCO DE MATERIAL:				< 10 Km		
RENGLÓN No. 01						
TRABAJOS PRELIMINARES						
1,1 LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE						
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL	
1	Limpia, chapeo y destronque	2,21	Ha	Q 2 714,93	Q	6 000,00
TOTAL						Q 6 000,00
COSTO DIRECTO						Q 6 000,00
COSTO INDIRECTO 35%						Q 2 100,00
TOTAL DEL RENGLO						Q 8 100,00
COSTO UNITARIO		2,21	Ha	Q 3 665,16	Q	8 100,00
1,2 REPLANTEO TOPOGRÁFICO						
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL	
1	Replanteo topográfico	3,16	Km	Q 1 800,00	Q	5 688,00
TOTAL						Q 5 688,00
COSTO DIRECTO						Q 5 688,00
COSTO INDIRECTO 35%						Q 1 990,80
TOTAL DEL RENGLO						Q 7 678,80
COSTO UNITARIO		3,16	Km	Q 2 430,00	Q	7 678,80
RENGLÓN No. 02						
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
2,1 EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA		9 922		m3		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL	
1	Arrendamiento (Tractor D-6)	332	hora	Q 500,00	Q	166 000,00
2	Combustible Diesel (Tractor D-6)	1 828	galón	Q 36,00	Q	65 808,00
3	Arrendamiento (Retroexcavadora)	380	hora	Q 500,00	Q	190 000,00
4	Combustible diesel (Retroexcavadora)	2 090	galón	Q 36,00	Q	75 240,00
TOTAL						Q 497 048,00
MANO DE OBRA						
	Supervisor maquinaria	1	Global	Q 2 996,48	Q	2 996,48
TOTAL MANO DE OBRA						Q 2 996,48
COSTO DIRECTO						Q 500 044,48
COSTO INDIRECTO 35%						Q 175 015,57
TOTAL DEL RENGLO						Q 675 060,05
COSTO UNITARIO		9 922,00	m3	Q 68,04	Q	675 060,05

Continuación del anexo B.

2,2 EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DE DESPERDICIO		3 181	m3		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Arrendamiento (Cargador frontal)	123	hora	Q 500,00	Q 61 500,00
2	Combustible Diesel (Cargador frontal)	677	galón	Q 36,00	Q 24 372,00
4	Arrendamiento Camión Doble Eje 10 m3	20	día	Q 1 000,00	Q 20 000,00
TOTAL					Q 105 872,00
MANO DE OBRA					
	Supervisor maquinaria	1	Global	Q 2 965,33	Q 2 965,33
TOTAL MANO DE OBRA					Q 2 965,33
COSTO DIRECTO					Q 108 837,33
COSTO INDIRECTO 35%					Q 38 093,06
TOTAL DEL RENGLON					Q 146 930,39
COSTO UNITARIO		3 181,00	m3	Q 46,19	Q 146 930,39
REGLÓN No. 03					
REACONDICIONAMIENTO DE SUBRASANTE					
3,1 ESCARIFICACIÓN, CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE		17 270,00	m2		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Arrendamiento (Motoniveladora)	88	hora	Q 500,00	Q 44 000,00
2	Combustible Diesel (Motoniveladora)	440	galón	Q 36,00	Q 15 840,00
3	Arrendamiento (Vibrocompactadora)	64	hora	Q 500,00	Q 32 000,00
4	Combustible Diesel (Vibrocompactadora)	240	galón	Q 36,00	Q 8 640,00
5	Arrendamiento (Cisterna)	7	día	Q 1 000,00	Q 7 000,00
TOTAL					Q 107 480,00
MANO DE OBRA					
	Supervisor maquinaria	1	Global	Q 1 257,04	Q 1 257,04
TOTAL MANO DE OBRA					Q 1 257,04
COSTO DIRECTO					Q 108 737,04
COSTO INDIRECTO 35%					Q 38 057,96
TOTAL DEL RENGLON					Q 146 795,00
COSTO UNITARIO		17 270,00	m2	Q 8,50	Q 146 795,00
REGLÓN No. 04					
DRENAJES TRANSVERSALES					
4,1 EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA		130	m3		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Arrendamiento (Retroexcavadora)	5	hora	Q 500,00	Q 2 500,00
2	Combustible Diesel (Retroexcavadora)	28	galón	Q 36,00	Q 1 008,00
TOTAL					Q 3 508,00
MANO DE OBRA					
	Supervisor maquinaria	1	Global	Q 200,37	Q 200,37
TOTAL MANO DE OBRA					Q 200,37
COSTO DIRECTO					Q 3 708,37
COSTO INDIRECTO 35%					Q 1 297,93
TOTAL DEL RENGLON					Q 5 006,30
COSTO UNITARIO		130,00	m3	Q 38,51	Q 5 006,30

Continuación del anexo B.

4,2 RELLENO ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA		105	m3		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Arrendamiento (Retroexcavadora)	5	hora	Q 500,00	Q 2 500,00
2	Combustible Diesel (Retroexcavadora)	28	galón	Q 36,00	Q 1 008,00
3	Arrendamiento (Bailarina)	10	hora	Q 75,00	Q 750,00
4	Combustible Gasolina (Bailarina)	20	galón	Q 38,00	Q 760,00
TOTAL					Q 5 018,00
MANO DE OBRA					
	Supervisor maquinaria	1	Global	Q 249,89	Q 249,89
TOTAL MANO DE OBRA					Q 249,89
COSTO DIRECTO					Q 5 267,89
COSTO INDIRECTO 35%					Q 1 843,76
TOTAL DEL RENGLON					Q 7 111,65
COSTO UNITARIO		105,00	m3	Q 67,73	Q 7 111,65
4,3 TRANSVERSALES Ø 30"		64	ml		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Tubería Ø 30" metálica corrugada	64	ml	Q 850,00	Q 54 400,00
2	Flete (Traslado tubería)	1	Global	Q 3 500,00	Q 3 500,00
TOTAL					Q 57 900,00
MANO DE OBRA					
	Mano de obra armar y colocación tubería	64	ml	Q 31,50	Q 2 016,00
	Ayudante	1	Global	Q 709,07	Q 709,07
TOTAL MANO DE OBRA					Q 2 725,07
COSTO DIRECTO					Q 60 625,07
COSTO INDIRECTO 35%					Q 21 218,77
TOTAL DEL RENGLON					Q 81 843,84
COSTO UNITARIO		64,00	ml	Q 1 278,81	Q 81 843,84
4,4 MURO DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA		25	m3		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Cemento	175	saco	Q 70,00	Q 12 250,00
2	Arena de río	14,5	m3	Q 185,00	Q 2 682,50
3	Piedrín	20	m3	Q 210,00	Q 4 200,00
4	Piedra bola o cantera	13	m3	Q 140,00	Q 1 820,00
5	Cernido	6,5	m3	Q 160,00	Q 1 040,00
6	Flete (traslado de material)	11	Flete	Q 1 000,00	Q 11 000,00
TOTAL					Q 32 992,50
MANO DE OBRA					
	Mano de obra cabezal y caja de salida	25	m3	Q 205,20	Q 5 130,00
	Ayudante de albañil	1	global	Q 2 308,43	Q 2 308,43
TOTAL MANO DE OBRA					Q 7 438,43
COSTO DIRECTO					Q 40 430,93
COSTO INDIRECTO 35%					Q 14 150,82
TOTAL DEL RENGLON					Q 54 581,75
COSTO UNITARIO		25,00	m3	Q 2 183,27	Q 54 581,75

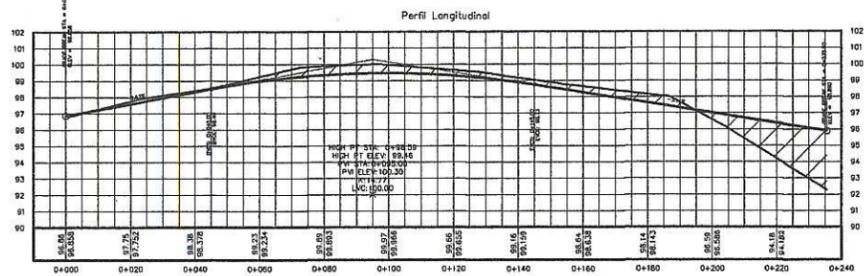
Continuación del anexo B.

RENGLÓN No. 05					
CUNETAS REVESTIDAS					
608	Cunetas revestidas		72	m3	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Cemento	576	saco	Q 70,00	Q 40 320,00
2	Arena de río	33	m3	Q 185,00	Q 6 105,00
3	Piedrín	43	m3	Q 210,00	Q 9 030,00
6	Flete (traslado de material)	32	Flete	Q 1 000,00	Q 32 000,00
TOTAL					Q 87 455,00
MANO DE OBRA					
	Mano de obra cuneta revestida	72	m3	Q 250,00	Q 18 000,00
	Ayudante de albañil	1	global	Q 8 100,20	Q 8 100,20
TOTAL MANO DE OBRA					Q 26 100,20
COSTO DIRECTO					Q 113 555,20
COSTO INDIRECTO 35%					Q 39 744,32
TOTAL DEL RENGLO					Q 153 299,52
COSTO UNITARIO		72,00	m3	Q 2 129,16	Q 153 299,52
RENGLÓN No. 06					
CARPETA DE RODADURA					
6,1	CORTE, CARGA, ACARREO Y COMPACTACIÓN DE BALASTO		3 454,00	m3	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Balasto	3 454	m3	Q 20,00	Q 69 080,00
2	Arrendamiento (Martillo Hidraulico)	63	hora	Q 500,00	Q 31 500,00
3	Combustible Diesel (Martillo Hidraulico)	441	galón	Q 36,00	Q 15 876,00
4	Arrendamiento (Cargador Frontal)	57	hora	Q 400,00	Q 22 800,00
5	Combustible Diesel (Cargador Frontal)	172	galón	Q 36,00	Q 6 192,00
6	Camión 10 m3 (arrendamiento)	44	día	Q 1 000,00	Q 44 000,00
7	Arrendamiento (Motoniveladora)	89	hora	Q 500,00	Q 44 500,00
8	Combustible Diesel (Motoniveladora)	445	galón	Q 36,00	Q 16 020,00
9	Arrendamiento (Vibrocompactadora)	65	hora	Q 500,00	Q 32 500,00
10	Combustible Diesel (Vibrocompactadora)	260	galón	Q 36,00	Q 9 360,00
11	Arrendamiento (Camión Cisterna)	7	día	Q 1 000,00	Q 7 000,00
TOTAL					Q 298 828,00
MANO DE OBRA					
	Supervisor maquinaria	1	global	Q 5 661,29	Q 5 661,29
TOTAL MANO DE OBRA					Q 5 661,29
COSTO DIRECTO					Q 304 489,29
COSTO INDIRECTO 35%					Q 106 571,25
TOTAL DEL RENGLO					Q 411 060,54
COSTO UNITARIO		3 454,00	m3	Q 119,01	Q 411 060,54

Continuación del anexo B.

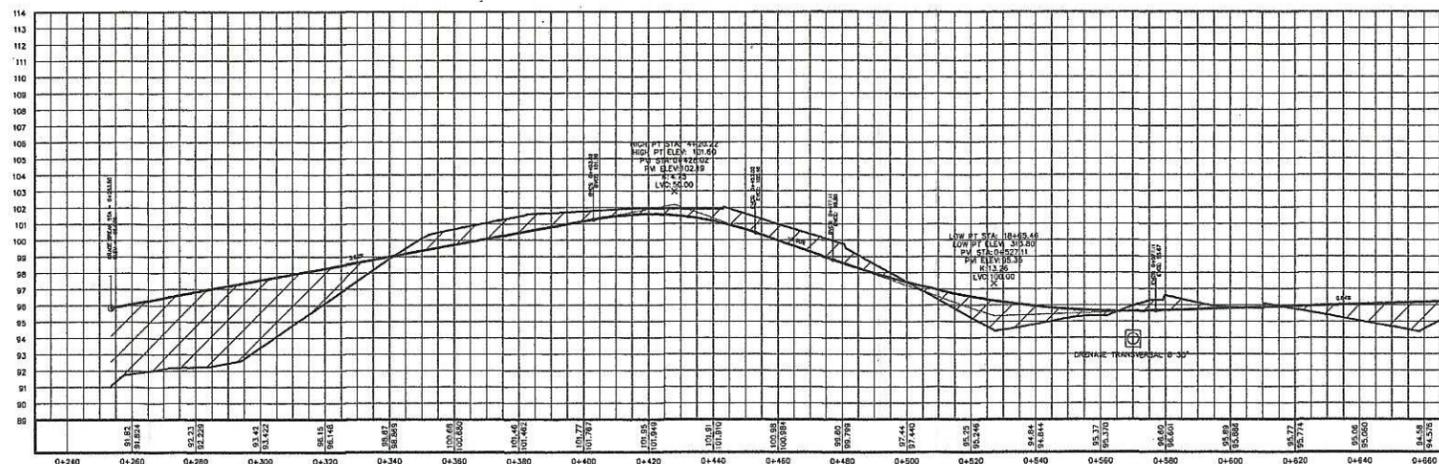
REGLÓN No. 07					
CARPETA DE RODADURA					
7,1	TRASLADO DE MAQUINARIA		1	Global	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Tractor D-6	1	unidad	Q 3 000,00	Q 3 000,00
2	Motoniveladora	1	unidad	Q 2 000,00	Q 2 000,00
3	Vibrocompactadora	1	unidad	Q 2 000,00	Q 2 000,00
4	Excavadora	1	unidad	Q 3 000,00	Q 3 000,00
5	Martillo hidráulico	1	unidad	Q 3 000,00	Q 3 000,00
6	Cargador frontal	1	unidad	Q 2 000,00	Q 2 000,00
7	Retroexcavadora	1	unidad	Q 2 000,00	Q 2 000,00
8	Camiones	5	unidad	Q 1 000,00	Q 5 000,00
TOTAL					Q 22 000,00
COSTO DIRECTO					Q 22 000,00
COSTO INDIRECTO 35%					Q 7 700,00
TOTAL DEL REGLÓN					Q 29 700,00
COSTO UNITARIO		1,00	Global	Q 29 700,00	Q 29 700,00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 1 727 167,85

Fuente: elaboración propia.



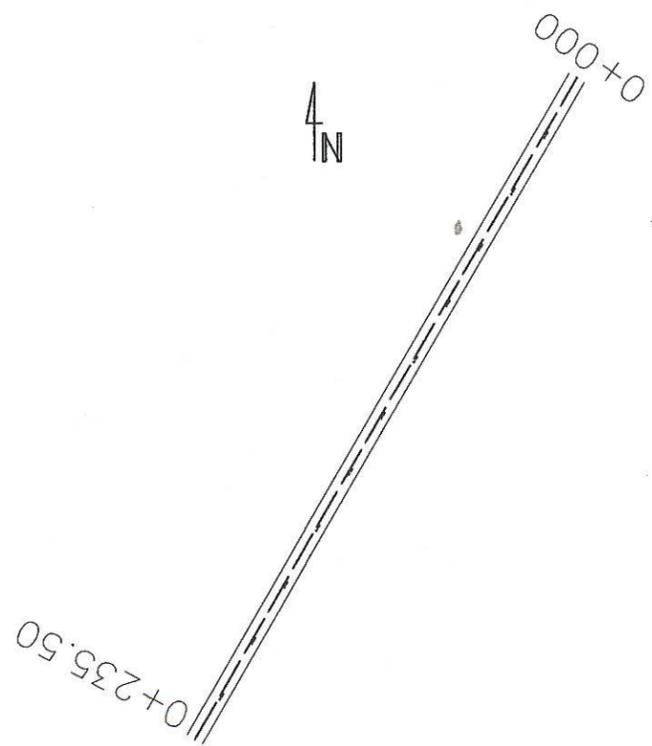
PERFIL EST. 0+000 A 0+235.50

ESCALA H: 1/1000
ESCALA V: 1/200



PERFIL EST. 0+240 A 0+660

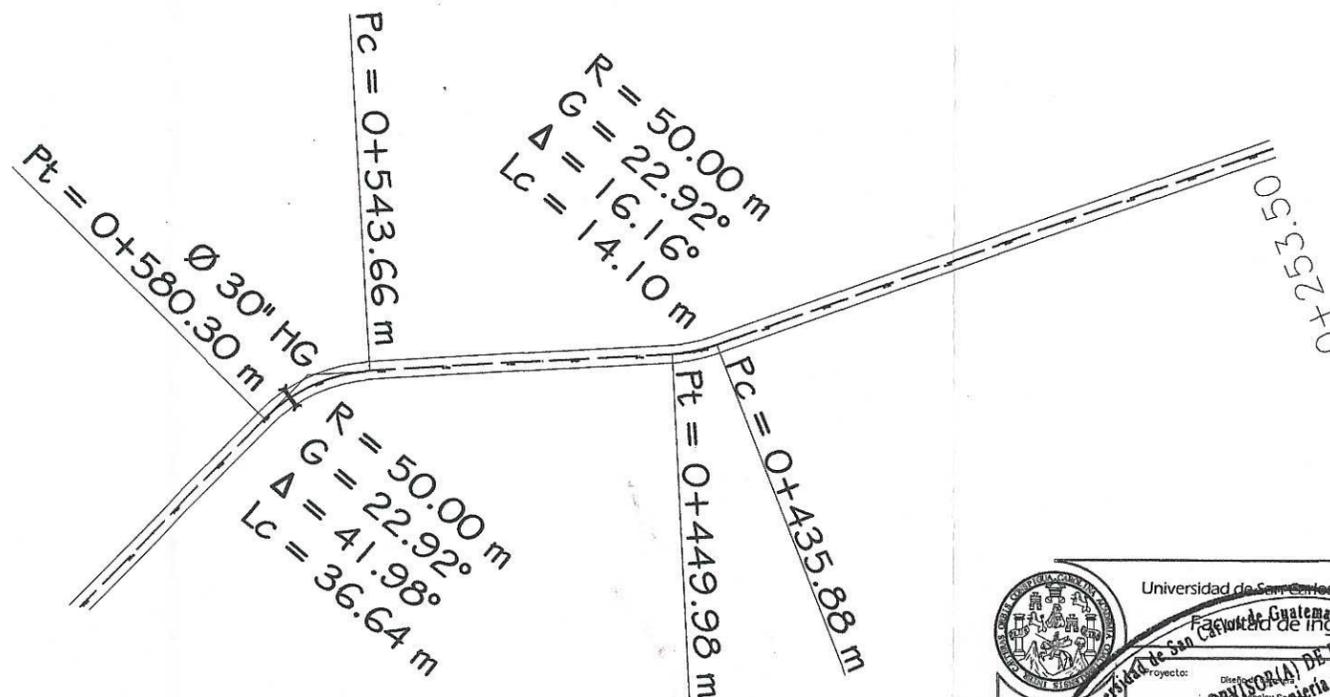
ESCALA H: 1/1000
ESCALA V: 1/200



PLANTA EST. 0+000 A 0+235.50

ESCALA 1/1000

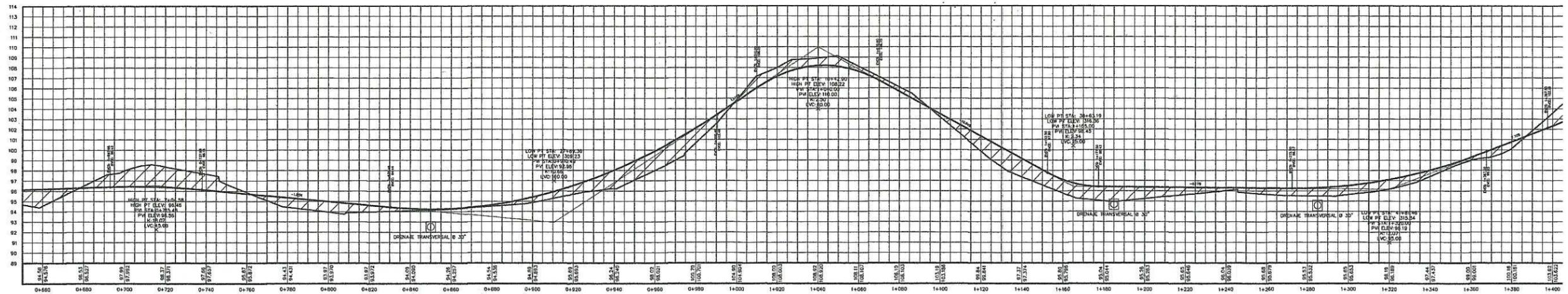
SIMBOLOGIA	
PC	PRINCIPIO DE CURVA
PT	PRINCIPIO DE TANGENCIA
LC	PRINCIPIO DE CURVA
GC	PRINCIPIO DE CURVA
Δ	ANGULO DE DEFLEXION
R	RADIO
G	GRADO DE CURVATURA
DT-1	DRINAJE TRANSVERSAL 1
—	LINEA CENTRAL
+	ESTACION



PLANTA EST. 0+240 A 0+660

ESCALA 1/1000

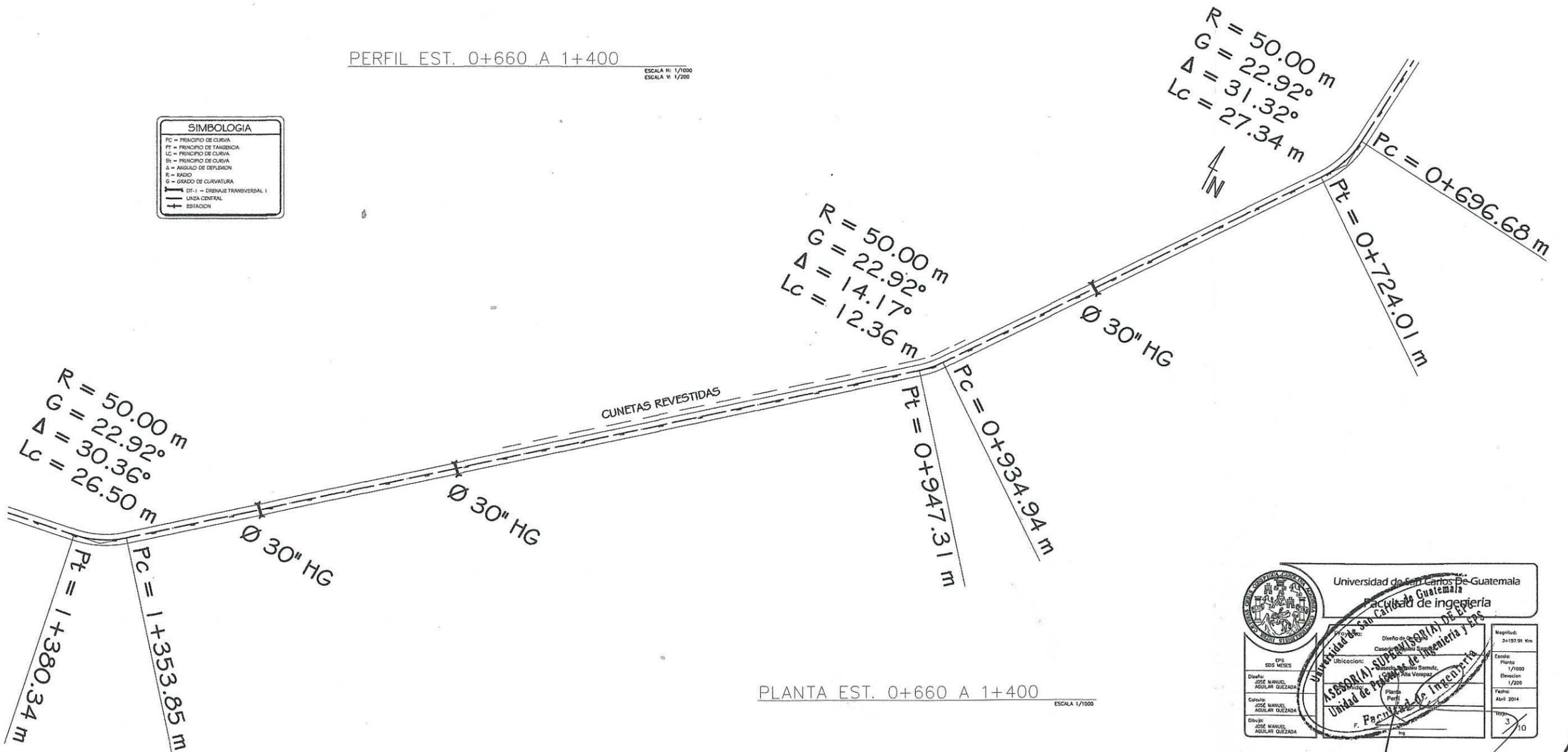
		Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería
Proyecto: Ubiación y Supervisión de ERS	Magnitud: 3+153.91 Km	Escala: 1/1000
Diseñó: JOSE MANUEL AGUILAR QUIZADA	Fecha: Abril 2014	Hoja: 2 / 10
ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE ERS Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS Facultad de Ingeniería		



PERFIL EST. 0+660 A 1+400

ESCALA H: 1/1000
ESCALA V: 1/200

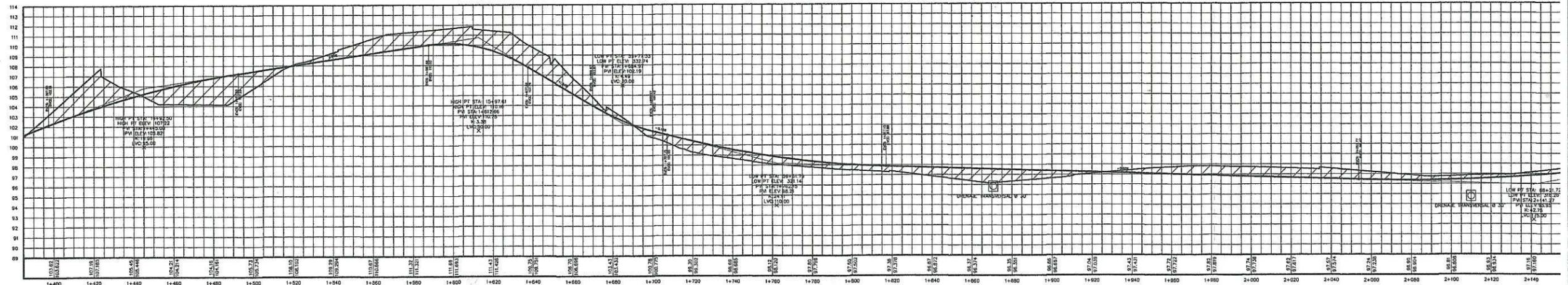
SIMBOLOGIA	
PC	PRINCIPIO DE CURVA
PT	PRINCIPIO DE TANGENCIA
LC	PRINCIPIO DE CURVA
SI	PRINCIPIO DE CURVA
Δ	ANGULO DE DEFLEXION
R	RADIO
G	GRADO DE CURVATURA
DT-1	DRENAJE TRANSVERSAL I
---	LINIA CENTRAL
+	ESTACION



PLANTA EST. 0+660 A 1+400

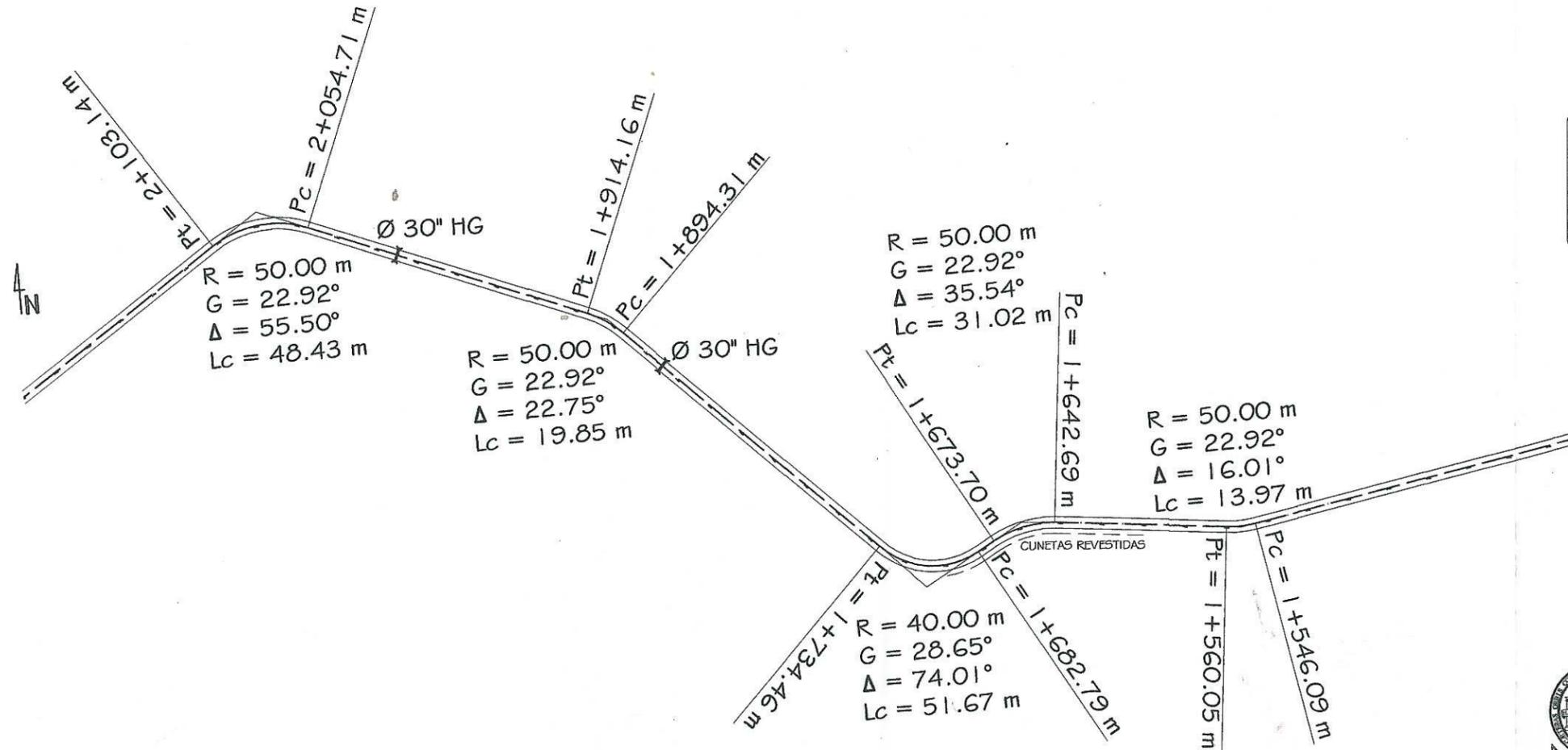
ESCALA 1/1000

 Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería		Mopelán: 24157.01 Km Escala: 1/1000 Elevación: 1/200 Fecha: Abril 2014 Hoja: 3/10
Diseñado por: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	Ubicación: ASBOR(A)-SUPLENLOS (A) DE LA Unidad de Planificación de Ingeniería y EPS	Proyecto: F. Planificación de Ingeniería y EPS



PERFIL EST. 1+400 A 2+140

ESCALA H: 1/1000
ESCALA V: 1/200

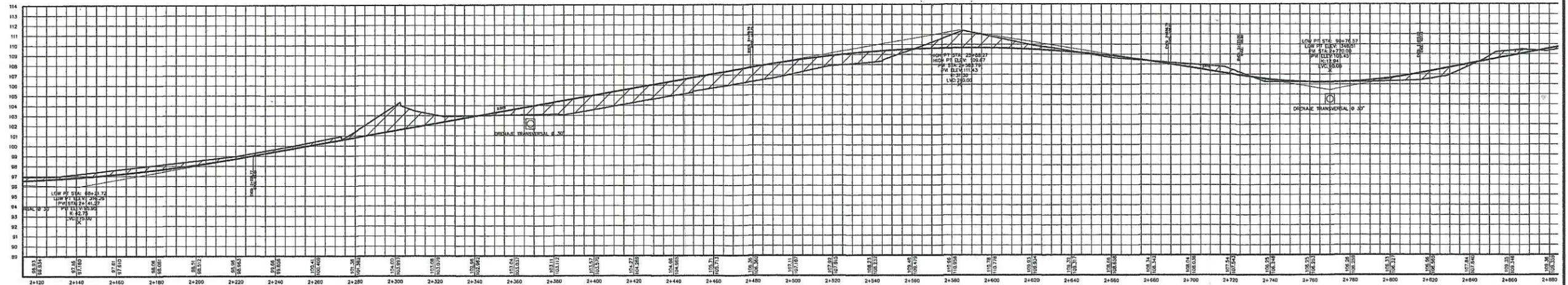


PLANTA EST. 1+400 A 2+140

ESCALA 1/1000

SIMBOLOGIA	
PC	= PRINCIPIO DE CURVA
PT	= PRINCIPIO DE TANGENCIA
LC	= PRINCIPIO DE CURVA
SS	= PRINCIPIO DE CURVA
Δ	= ANGULO DE DEFLEXION
R	= RADIO
G	= GRADO DE CURVATURA
DT-1	= DRENAJE TRANSVERSAL 1
---	= LINEA CENTRAL
+	= ESTACION

 Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería		Magnitud: 3+197.01 Km
Proyecto: EPS SES MESES	Unidad de Prácticas de Ingeniería	Escala: Plano: 1/1000 Elevación: 1/200
Diseñó: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	Asesoría: SUPERVISORIA Unidad de Prácticas de Ingeniería	Fecha: Abril 2014
Calculó: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	Paco Roda	Hoja: 4 / 10
Dibujo: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA		

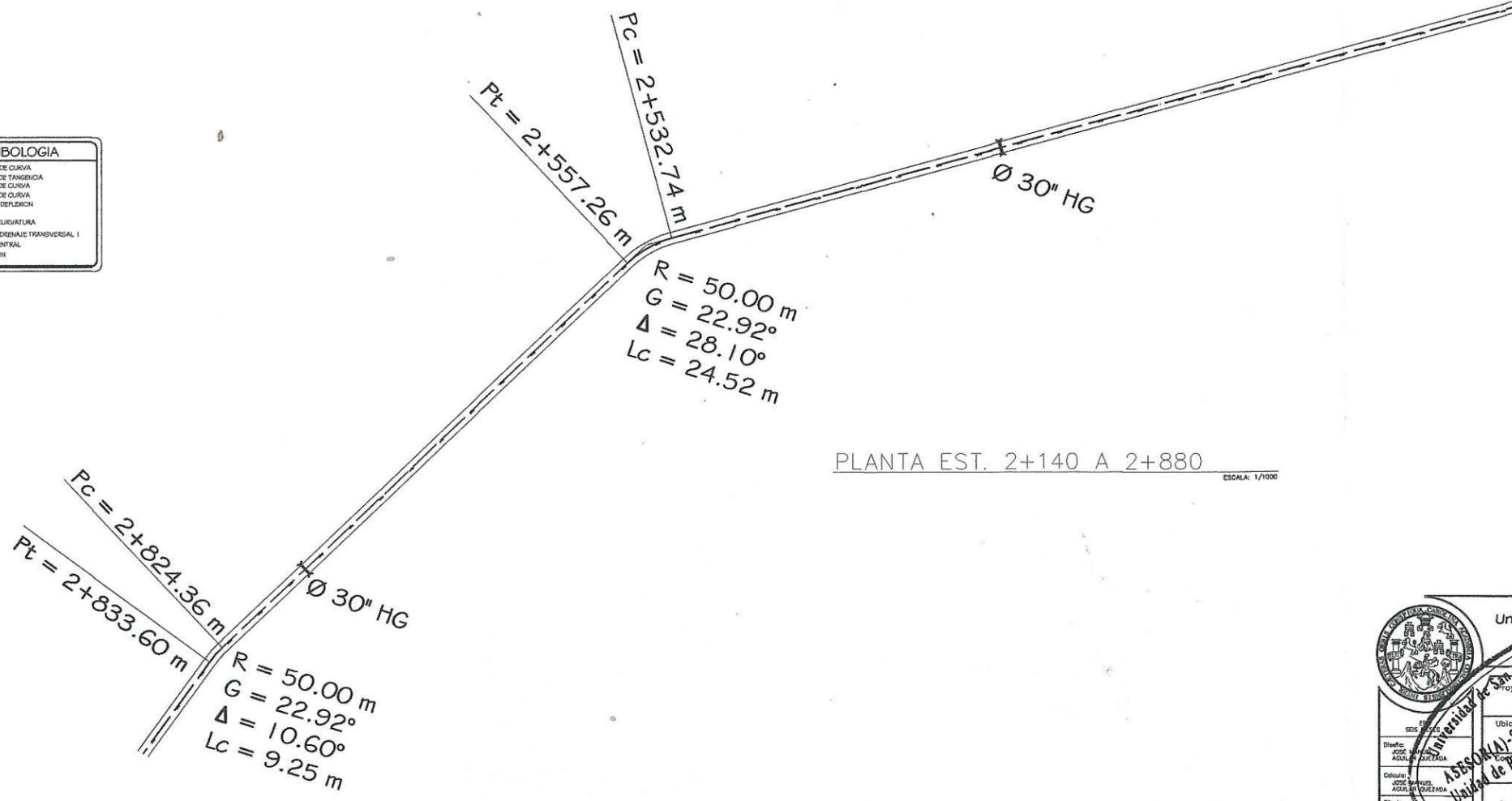


PERFIL EST. 2+140 A 2+880

ESCALA H: 1/1000
 ESCALA V: 1/200

SIMBOLOGIA

- PC = PRINCIPIO DE CURVA
- PT = PRINCIPIO DE TANGENCIA
- LC = PRINCIPIO DE CURVA
- SA = PRINCIPIO DE CURVA
- Δ = ANGLULO DE DEFLECCION
- R = RADIO
- G = GRADO DE CURVATURA
- DT-I = DRENAJE TRANSVERSAL I
- = LINEA CENTRAL
- = ESTACION



PLANTA EST. 2+140 A 2+880

ESCALA: 1/1000

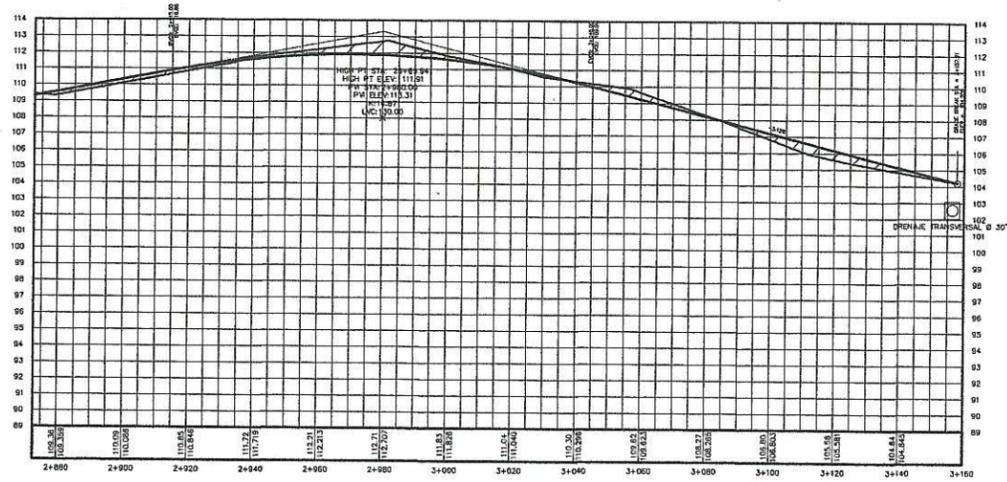
Universidad de San Carlos De Guatemala
 Facultad de Ingeniería

Proyecto: [Illegible]
 Ubicación: [Illegible]

Diseno: JOSE MANUEL ADOLAN OJEDA
 Calculo: JOSE MANUEL ADOLAN OJEDA
 Dibujo: JOSE MANUEL ADOLAN OJEDA

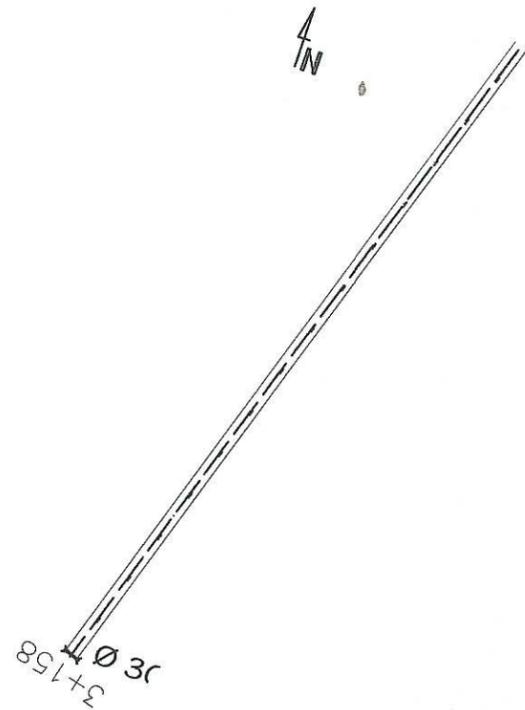
Magnitud: 2+140.81 Km
 Escala: Planta 1/1000, Direccion 1/200
 Fecha: Febrero 2014
 Hoja: 5 / 10

ASOCIACION SUPERVISORA DE INGENIERIA Y ERS
 Unidad de Practicas de Ingeneria y ERS
 Facultad de Ingenieria



PERFIL EST. 2+880 A 3+160

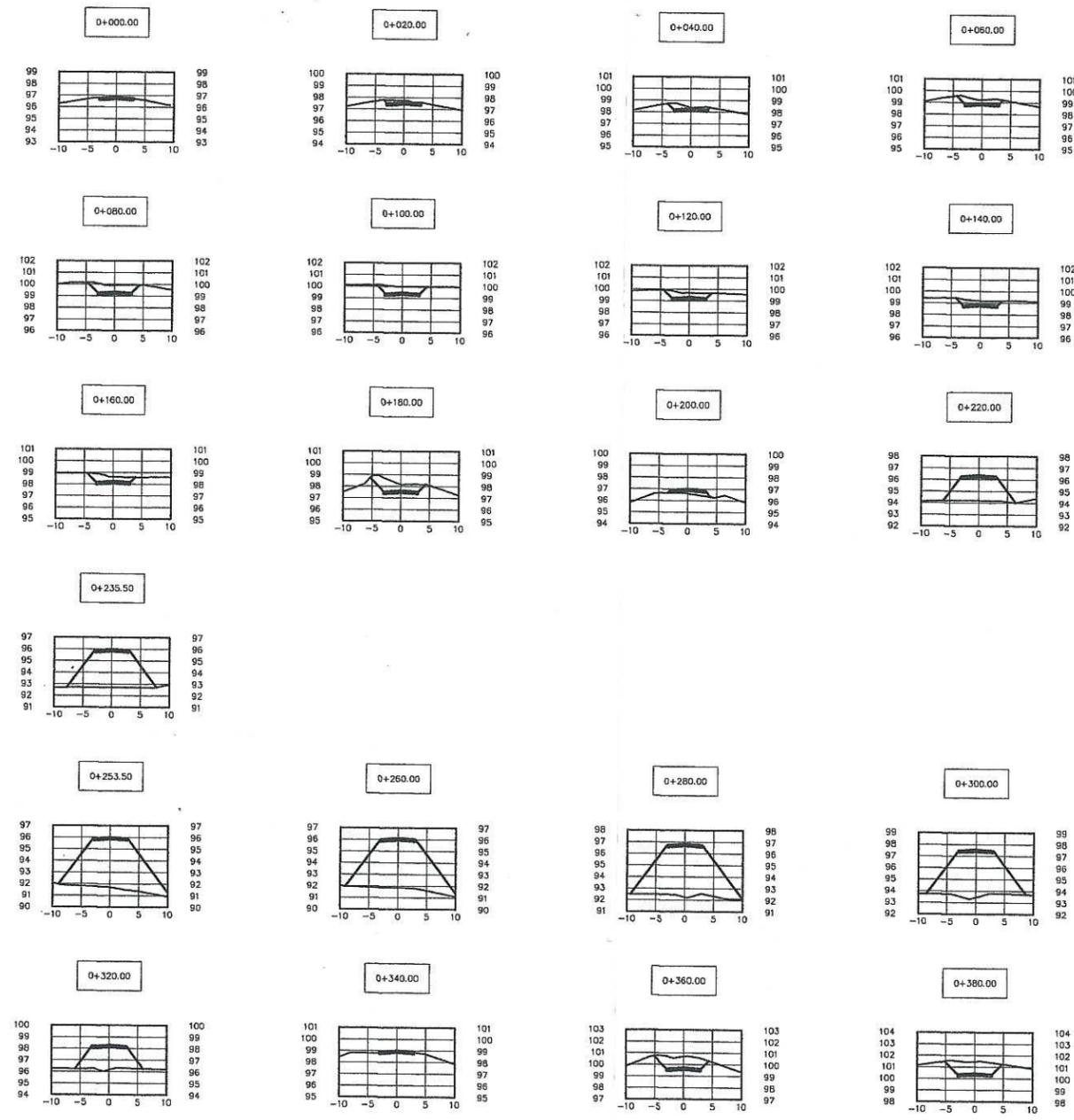
ESCALA H: 1/1000
ESCALA V: 1/200



PLANTA EST. 2+880 A 3+160

ESCALA: 1/1000

SIMBOLOGIA	
PC	PRINCIPIO DE CURVA
PT	PRINCIPIO DE TANGENCIA
LC	PRINCIPIO DE CURVA
SC	PRINCIPIO DE CURVA
Δ	ANGULO DE DEFLEXION
R	RADIO
G	GRADO DE CURVATURA
DT-1	DRENAJE TRANSVERSAL 1
—	LINEA CENTRAL
+	ESTACION

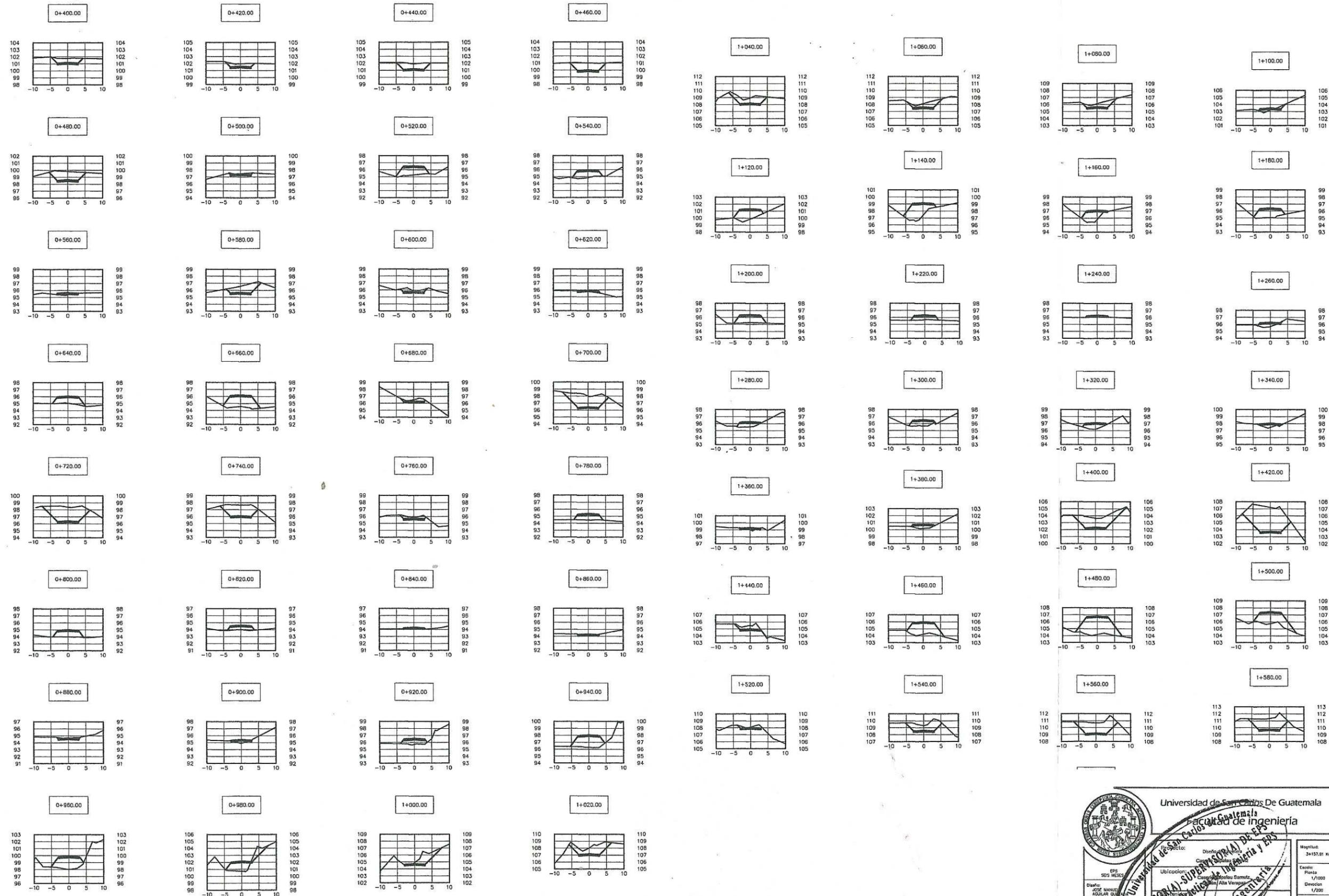


SECCIONES TRANSVERSALES

Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería

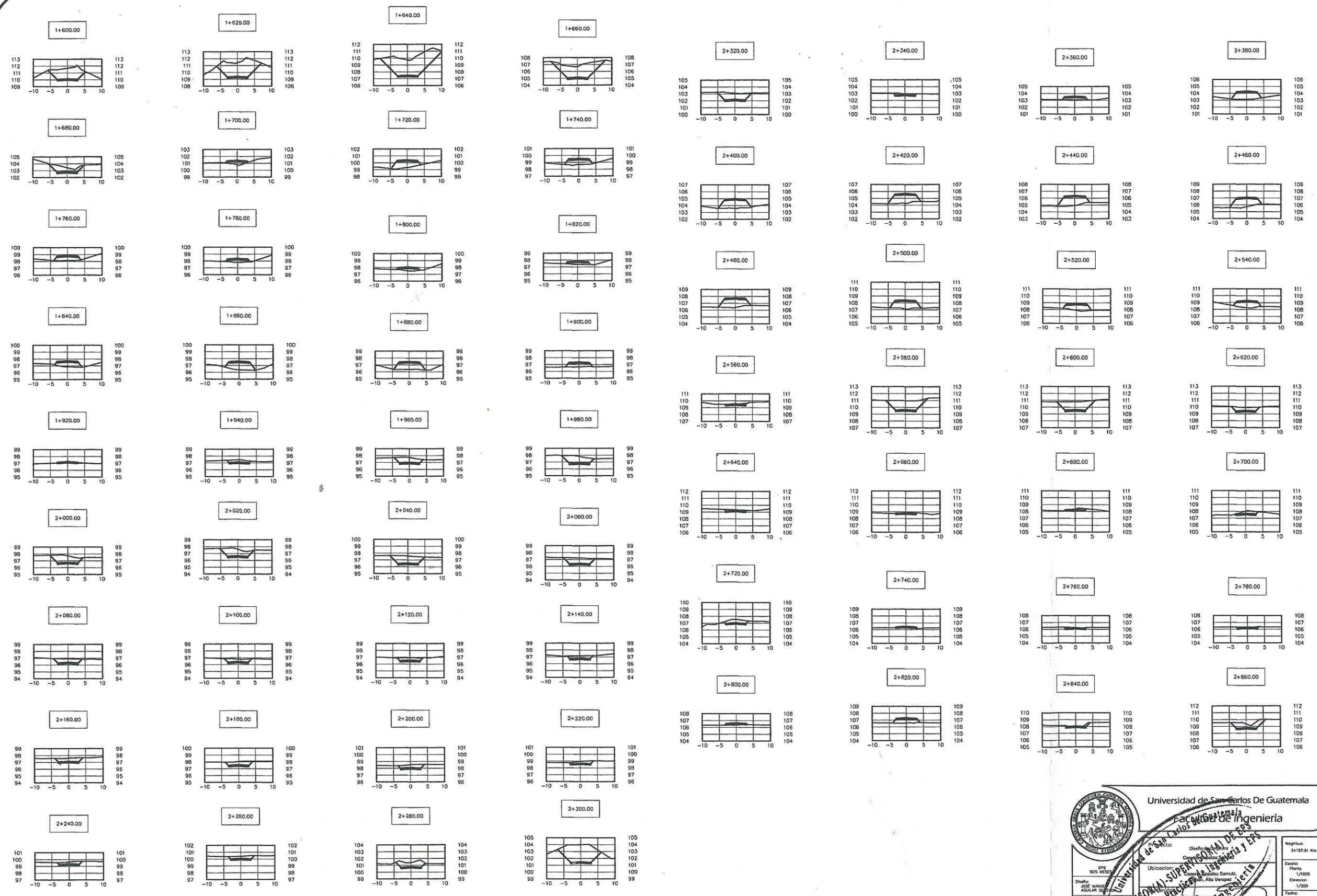
Proyector: [Name]
Escuela: [Name]
Elevación: [Value]
Fecha: [Date]
Hoja: 6/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA



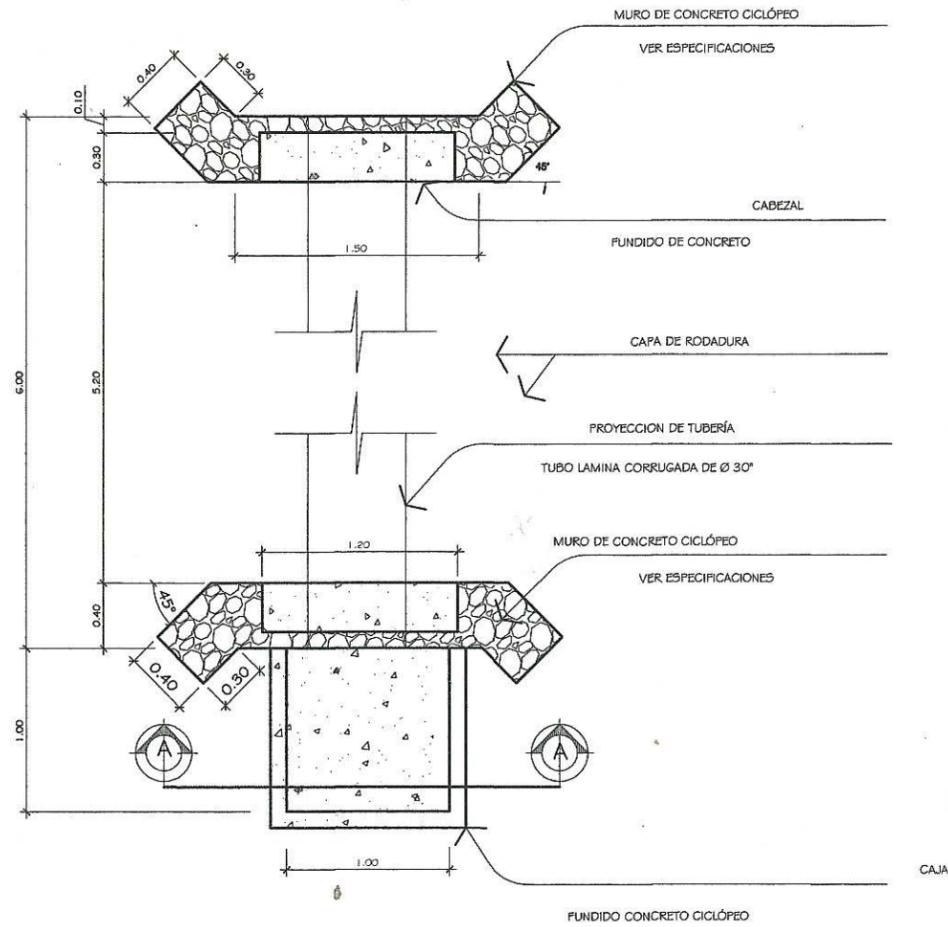
SECCIONES TRANSVERSALES

 Universidad de San Carlos De Guatemala Facultad de Ingeniería y Edificación		Muestra: 3+157.01 Km Escala: 1/1000 Dirección: 1/200 Fecha: Abril 2014 Hoja: 7 / 10
Proyecto: SEDS MESES Diseñador: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA Colaborador: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA Dibuja: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	Ubicación: Ciudad de Guatemala Calle: Calle 13 Zona: Zona 13 Sección: Troncal de la Ruta 157	Autor: MSc. Carlos de la Cruz Asesor: MSc. Carlos de la Cruz Asesor: MSc. Carlos de la Cruz

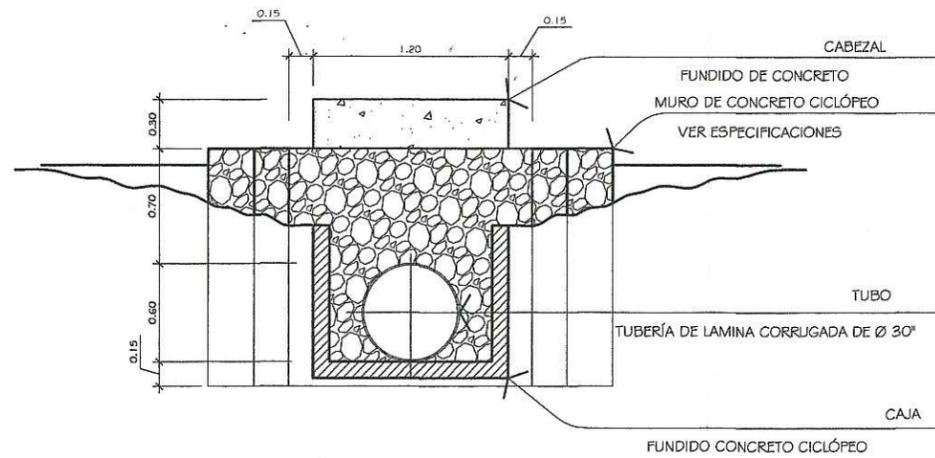


SECCIONES TRANSVERSALES

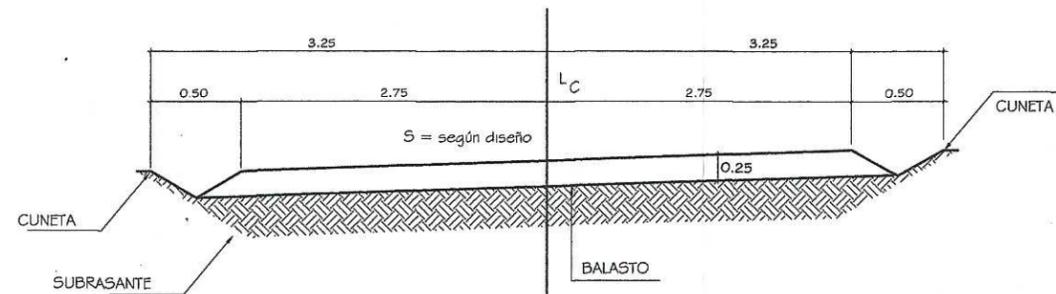
		Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería	
Proyecto: Carretera de Guatemala Ubicación: Alta Verapaz		Magnitud: 3+137.81 km	
Diseñador: JOSE MANUEL AGUILAR GUEZ		Escala: 1/1000	
Calculador: JOSE MANUEL AGUILAR GUEZ		Elevation: 1/200	
Dibuja: JOSE MANUEL AGUILAR GUEZ		Fecha: Abril 2014	
Unidad de Precisión: Ingeniería y EPS		Hoja: 8	
		de 10	



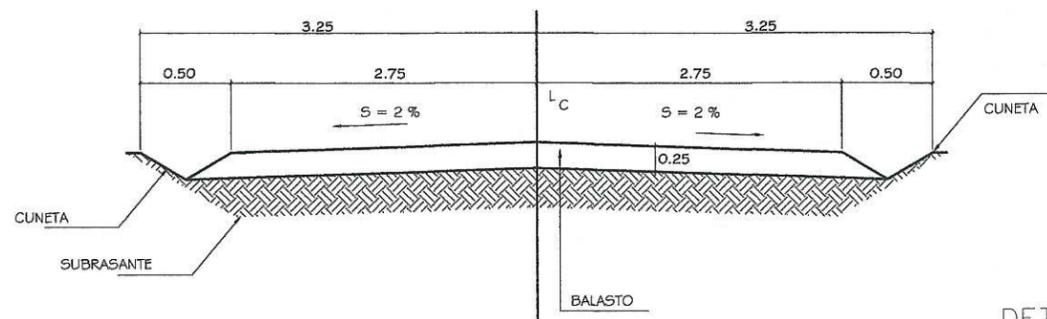
PLANTA DE DRENAJE
ESCALA: 1/20



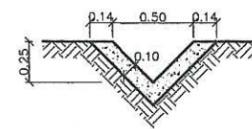
SECCION A-A
ESCALA: 1/20



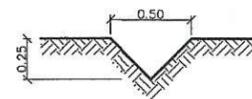
SECCION TIPICA EN CURVA
ESCALA: 1/10



SECCION TIPICA
ESCALA: 1/10

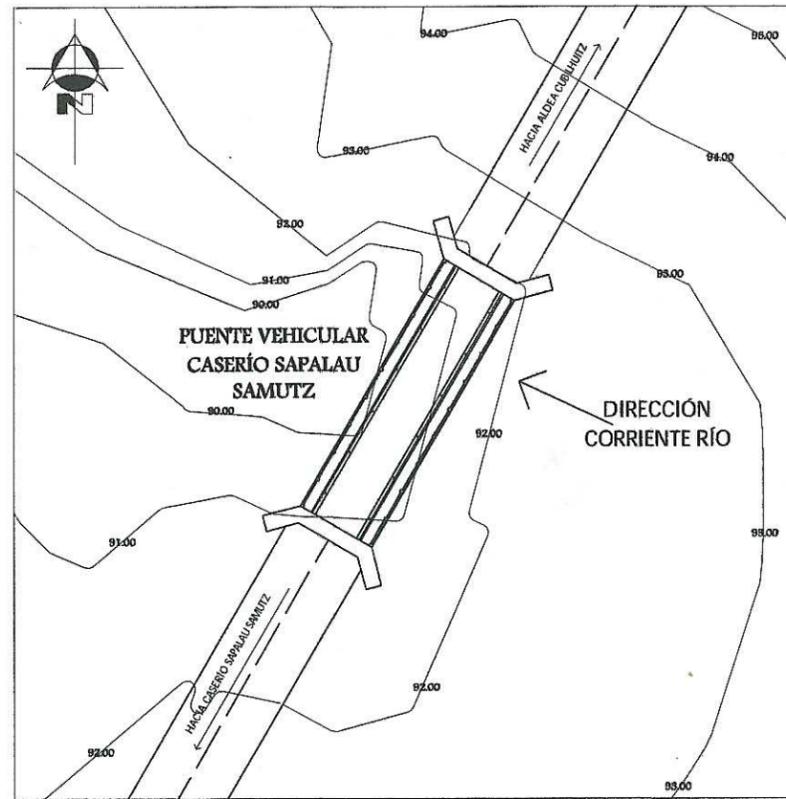


DETALLE CUNETA REVESTIDA
ESCALA: 1/10



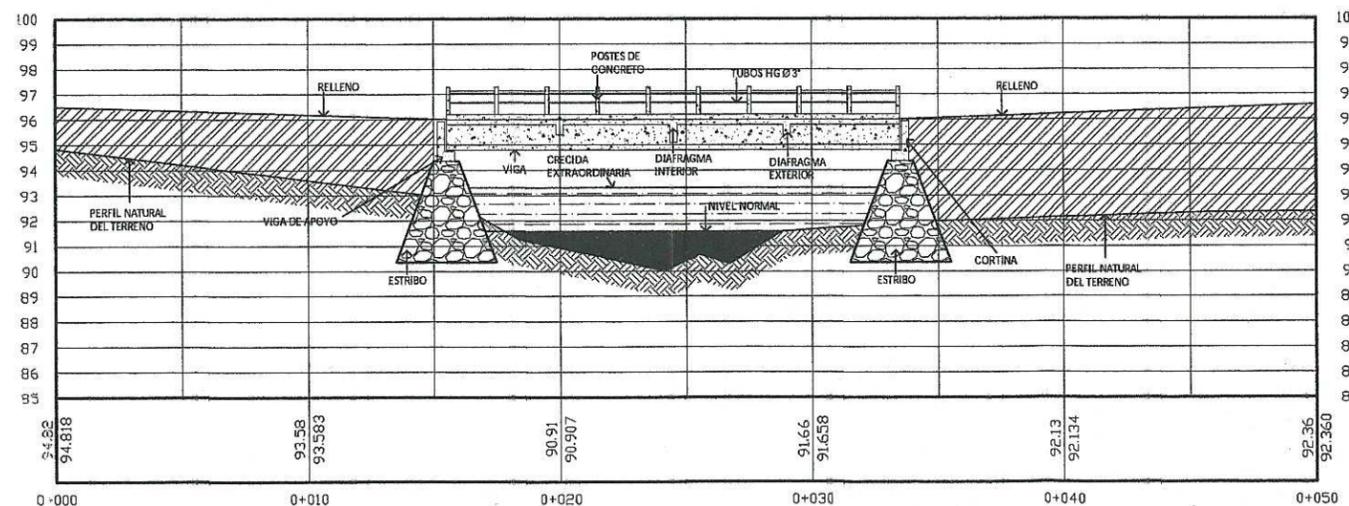
DETALLE CUNETA NATURAL
ESCALA: 1/10

		Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería	
Proyecto: Ubicación: Diseño: Colaborador: Dibujo:	Caserío Sapalau Cobán, Alta Verapaz Unidad de Prácticas de Ingeniería y EIS Facultad de Ingeniería	Magnitud: Escala: Fecha: Hoja:	3x157.91 Km 1/1000 Elevación 1/200 2014 10 10



PLANTA DE UBICACIÓN Y CURVAS DE NIVEL

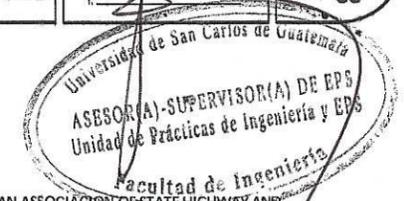
ESCALA 1:200



PERFIL UBICACIÓN PUENTE VEHICULAR

ESCALA 1:125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE COBÁN, ALTA VERAPAZ			
 DISEÑO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA DIBUJO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE 18 METROS DE LONGITUD	MAGNITUD: 18 METROS	ESCALA: INDICADA
	UBICACIÓN: CASERIO SAPALAU SAMUTZ COBÁN, ALTA VERAPAZ	CONTENIDO: PLANTA - PERFIL PUENTE VEHICULAR	FECHA: MAYO 2014



ESPECIFICACIONES:

- 1.- DISEÑO: "STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O) SIXTEENTH EDITION 1996.-
- 2.- CARGA VIVA:
H-15-44 (A.A.S.H.T.O) SIXTEENTH EDICION 1996.- (12 000 LIBRAS EJE MAS PESADO)

MATERIALES:

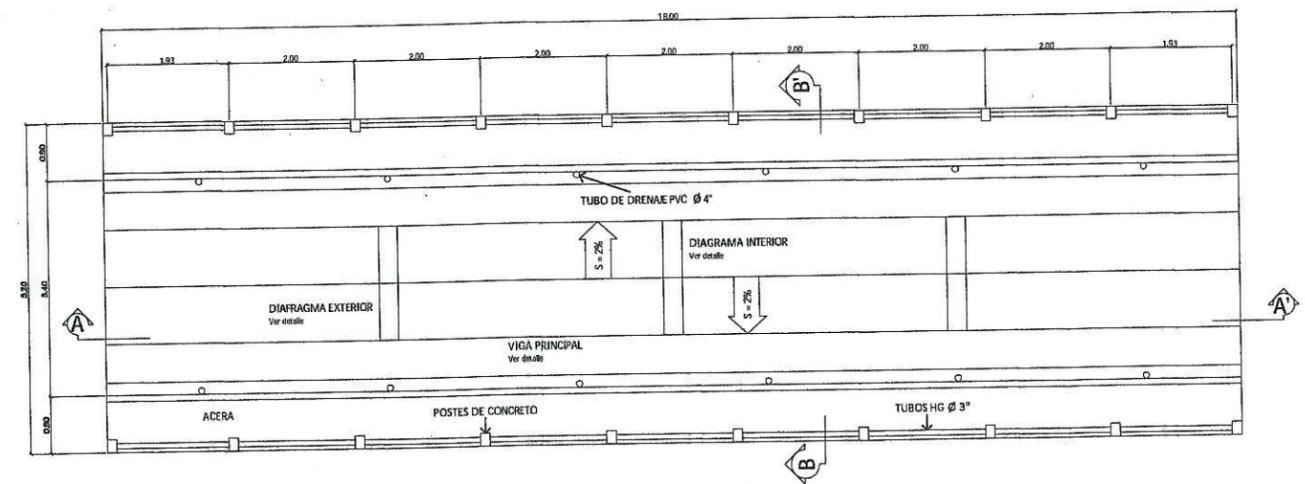
- 3.- CONCRETOS: (SECCIÓN 504 Y 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.)-
 - 3.1.- CONCRETO CLASE 3 000 PSI: SE USARÁ EN LA LOSA, VIGA PRINCIPAL Y DIAFRAGMAS, SE UTILIZARÁ CONCRETOCLASE "A" CON ESFUERZO A RUPTURA A COMPRESIÓN DE 210 KG/CM2 (3 000 PSI) A LOS 28 DIAS.-
 - 3.2.- CONCRETO CLASE 3 000 PSI: SE USARÁ PARA POSTES DE PASAMANOS Y VIGAS DE APOYO, SE UTILIZARÁ CONCRETO CLASE "A" CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 210 KG/CM2 (3 000 PSI) A LOS 28 DIAS.-
- 4.- ACERO DE REFUERZO: (SECCIÓN 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES A.A.S.H.T.O. EN VIGAS SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO 60.
- 5.- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS ESTRIBOS SERÁ 33% PIEDRA BOLA, 67% CONCRETO $f_c = 210$ KG/CM2.

VARIAS:

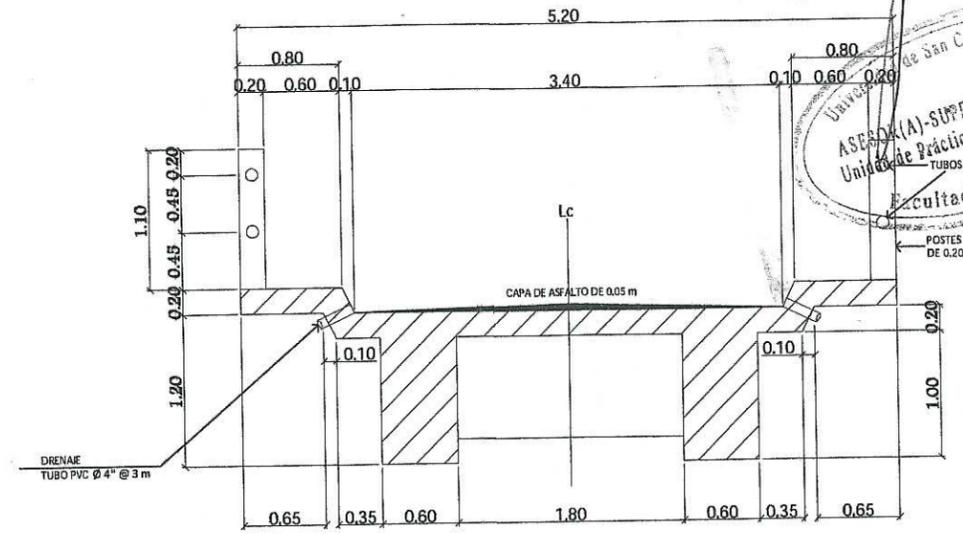
- 6.- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LA LOSA 5CM EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 2.5 CM EN LOS DEMAS CASOS; PARA LAS VIGAS 5CM. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
- 7.- LAS FORMALETAS Y EL ACABADO DE CONCRETO SE HARÁ SEGÚN LA SECCIÓN 505.04 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.
- 8.- LONGITUD DE DESARROLLO: AASHTO 8.24.1.2 SE PROPORCIONARÁ A TODAS LAS BARRAS LA LONGITUD NECESARIA A PARTIR DEL PUNTO DONDE SE REQUIEREN POR DISEÑO, SIENDO ESTA LA MAYOR PROFUNDIDAD EFECTIVA DEL ELEMENTO, 15 DIAMETROS DE LA BARRA O LA LUZ/20.-
- 9.- LOS GANCHOS: AASTHO 8.23.2.2 DGC 509. LOS DOBLECES DEBERÁN SER HECHOS EN FRIJO Y UN EQUIVALENTE A 6 DIAMETROS EN SU LADO LIBRE CUANDO SE TRATA DE 180 GRADOS O 12 DIAMETROS CUANDO SE TRATA DE 90 GRADOS.
- 10.- SE USARÁN JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SOLO DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS O LO AUTORICE EL DELEGADO RESIDENTE.-
- 11.- LOS TRASLAPES SE HARÁN SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES AASTHO 8.25 Y DE LA SECCIÓN 509.080 DE LA D.G.C. O LO QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.-
- 12.- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-
- 13.- VALOR DE SOPORTE 25 000 KG/M2 OBTENIDO A TRAVES DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.
- 14.- NOTA: PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE, VERIFICAR EL VALOR SOPORTE DEL SUELO, PREFERIBLEMENTE A TRAVES DE UN ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA (SPT).-

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 MUNICIPALIDAD DE COBÁN, ALTA VERAPAZ

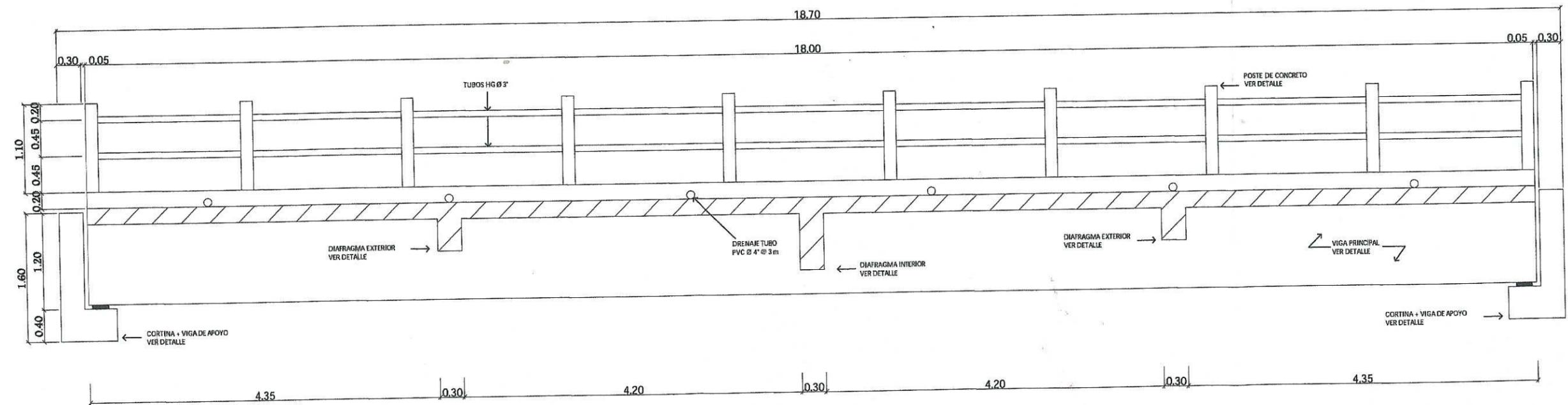
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR DE 18 METROS DE LONGITUD	DIAGRAMA:	18 METROS
UBICACIÓN:	CASERÍO SAPALAU SAMUTZ COBÁN, ALTA VERAPAZ	ESCALA:	INDICADA
DISEÑO:	JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	CONTIENE:	PLANTA Y SECCIONES SUPERESTRUCTURA
FECHA:	MAYO 2014	REVISIÓN:	02/00



PLANTA
 GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA ESCALA 1:50

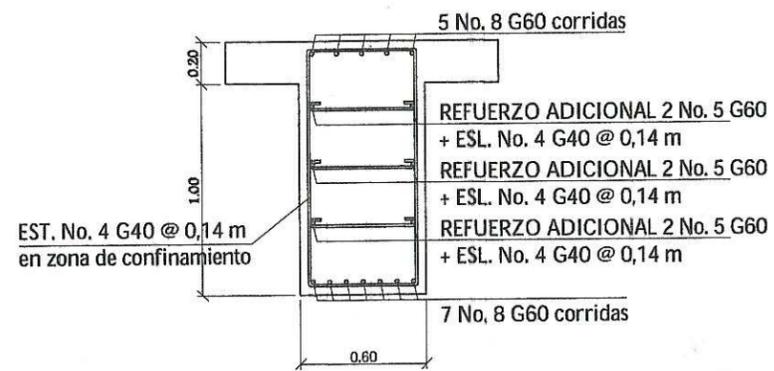


SECCIÓN B - B'
 ELEVACIÓN DE SUPERESTRUCTURA ESCALA 1:25

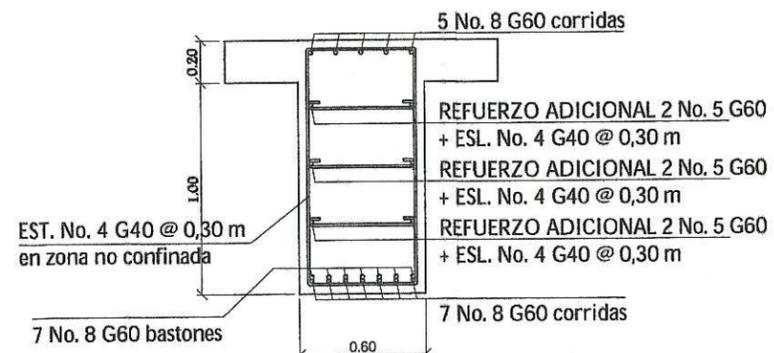


SECCIÓN A - A'
 GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA ESCALA 1:25 ***VER ESPECIFICACIONES EN PLANO No. 1 (PLANTA - PERFIL PUENTE VEHICULAR)

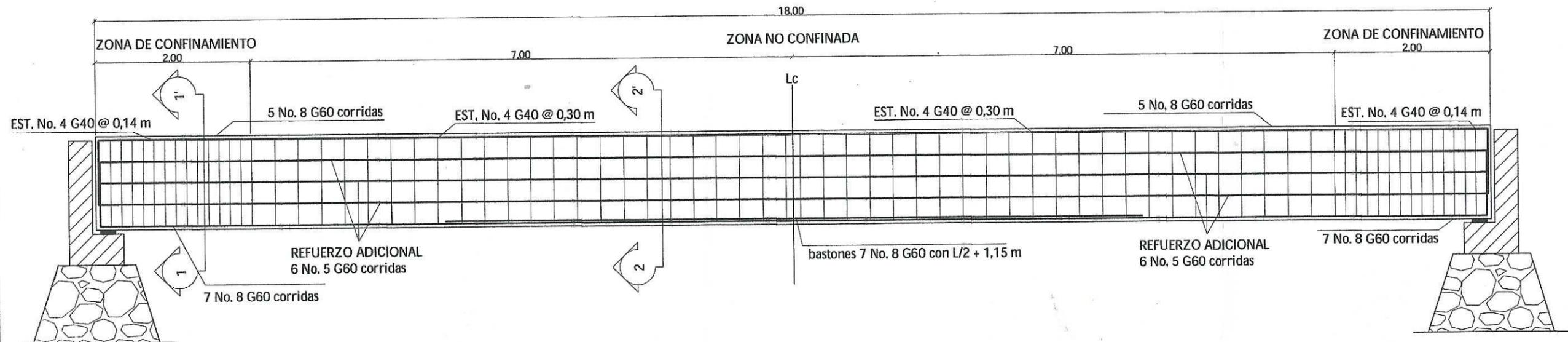
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE COBÁN, ALTA VERAPAZ	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE 18 METROS DE LONGITUD	LONGITUD: 18 METROS
UBICACIÓN: CASERIO SAPALAU SAMUTZ COBÁN, ALTA VERAPAZ	INDICADA
DISEÑO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	FECHA: MAYO 2014
CONTENIDO: DETALLE DE ARMADO Y SECCIONES DE VIGA PRINCIPAL	HOJA: 03 / 06
PROBADO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	



SECCIÓN 1 - 1' (VIGA PRINCIPAL)
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1:15

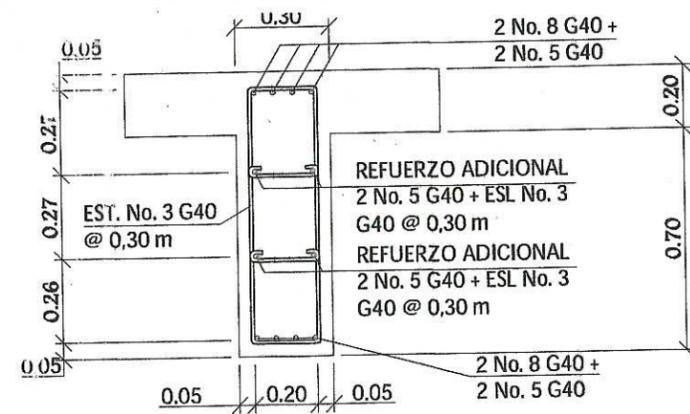


SECCIÓN 2 - 2' (VIGA PRINCIPAL)
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1:15

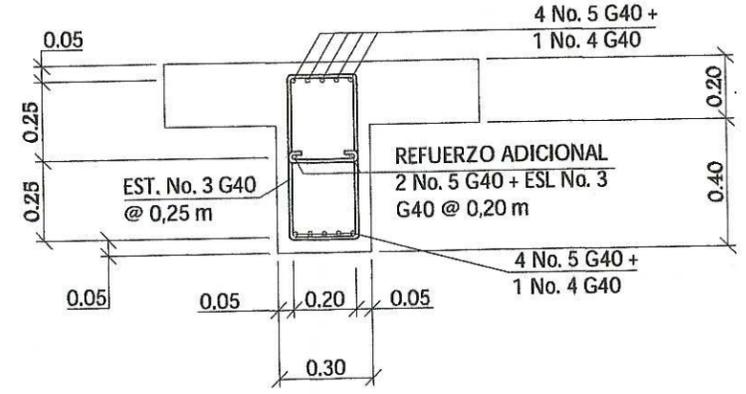


DETALLE VIGA PRINCIPAL
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1:25

***VER ESPECIFICACIONES EN PLANO No. 1 (PLANTA - PERFIL PUENTE VEHICULAR)



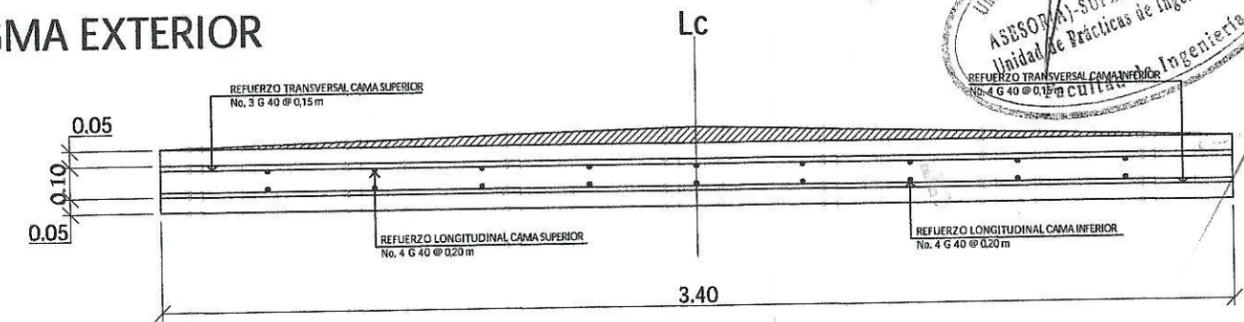
DETALLE DIAFRAGMA INTERIOR
ESCALA 1:10



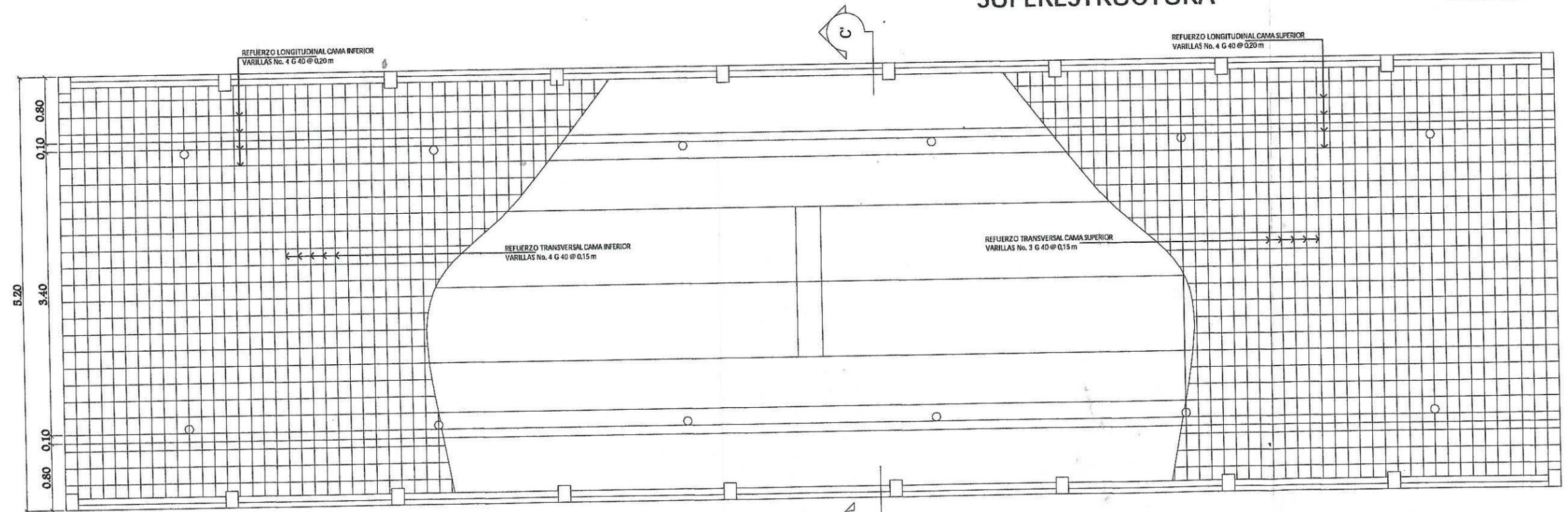
DETALLE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1:10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE COBÁN, ALTA VERAPAZ

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE 18 METROS DE LONGITUD	MANEJO: 18 METROS
UBICACION: CASERIO SAPALAU SAMUTZ COBÁN, ALTA VERAPAZ	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	FECHA: MAYO 2014
REVISOR: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	NO. DE HOJAS: 04 / 08



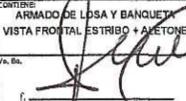
SECCIÓN ARMADO DE LOSA SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1:10

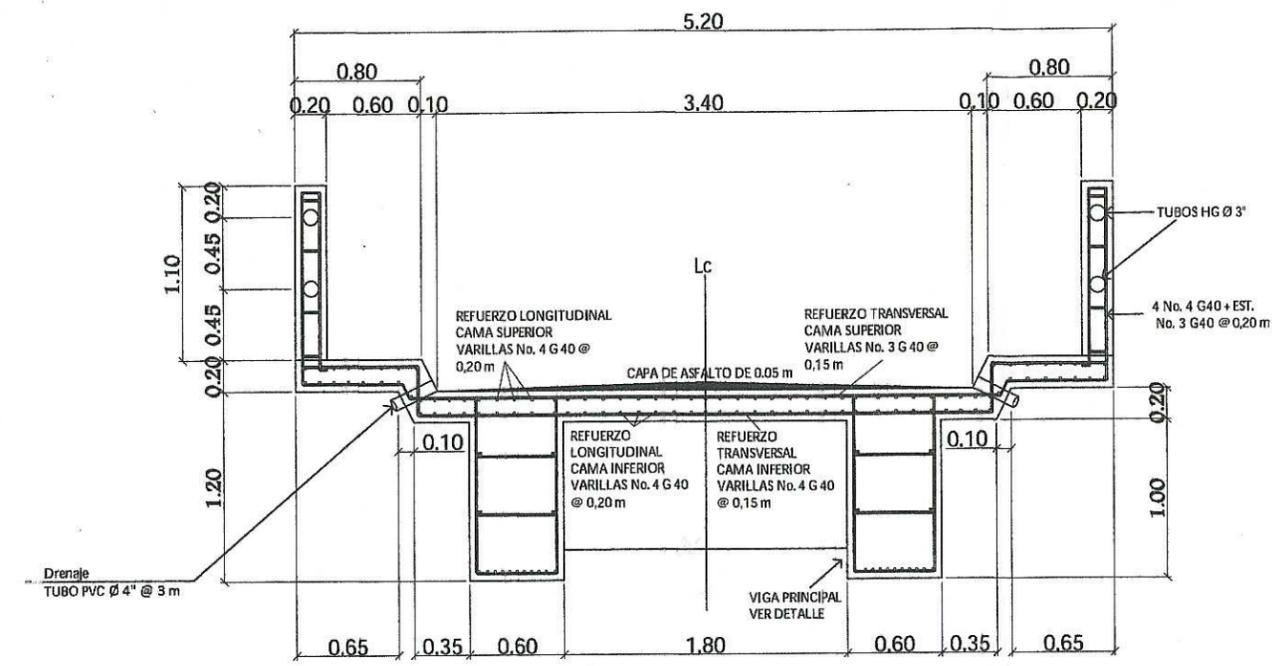


PLANTA ARMADO DE LOSA SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1:25

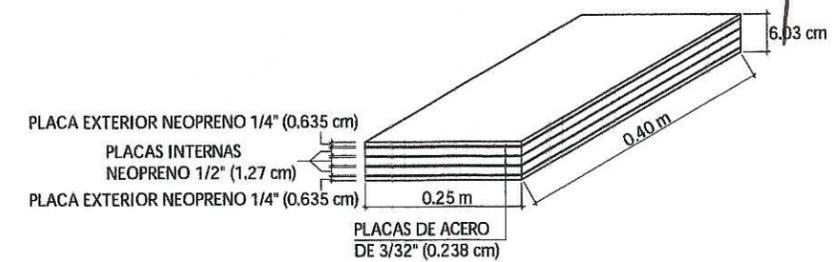
ESCALA 1:25

***VER ESPECIFICACIONES EN PLANO No. 1 (PLANTA - PERFIL PUENTE VEHICULAR)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE COBÁN, ALTA VERAPAZ			
 PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE 18 METROS DE LONGITUD	18 METROS		
	UBICACIÓN: CASERIO SAPALAU SAMUTZ COBÁN, ALTA VERAPAZ	INDICADA	
DISEÑO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	CONTENIDO: ARMADO DE LOSA Y BANQUETAS VISTA FRONTAL ESTRIBO + ALETONES	MAYO 2014	
DISTRIBUCIÓN: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	V. B.  H. B. 	HOJA: 05 / 08	



SECCIÓN C - C'
ELEVACIÓN DE SUPERESTRUCTURA ESCALA 1:20

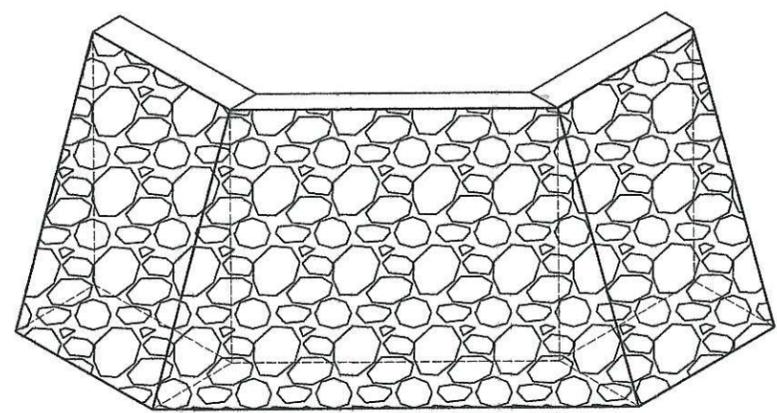


DETALLE ALMOHADILLA NEOPRENO
ESCALA 1:5

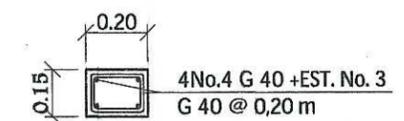
NOTA:

-EL TAMAÑO DEL APOYO DE NEOPRENO ES DE 0,40 m DE LARGO X 0,25 m DE ANCHO.-

-EL ESPESOR TOTAL DEL APOYO SERÁ DE 6,03 cm, EL CUAL LO CONSTITUIRÁN 3 CAPAS INTERMEDIAS DE NEOPRENO DE 1/2", 2 CAPAS EXTERIORES DE NEOPRENO DE 1/4" Y 4 LAMINAS DE ACERO DE 3/32" DE ESPESOR.-



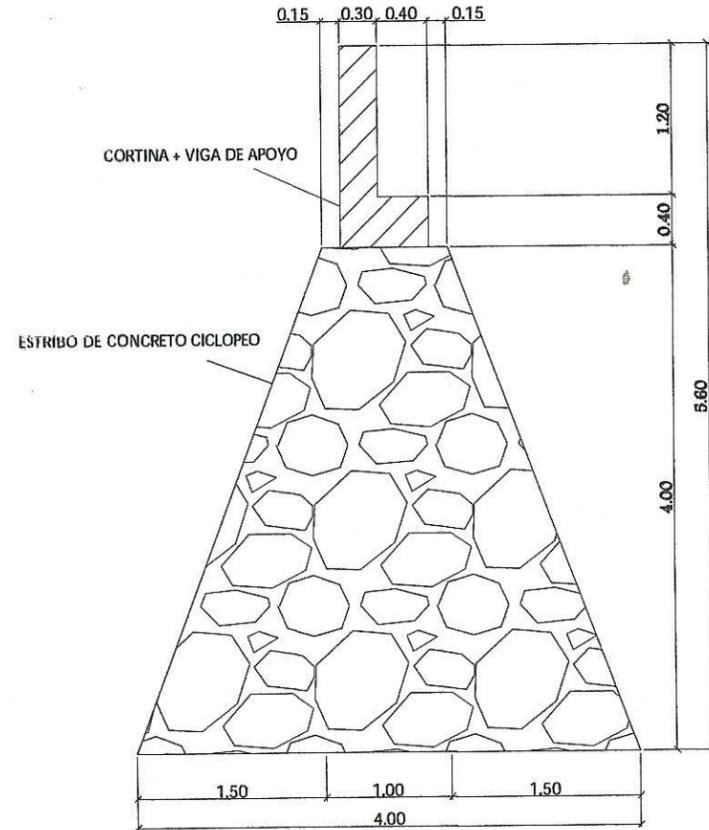
VISTA FRONTAL ESTRIBO + ALETONES
GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA ESCALA 1:50



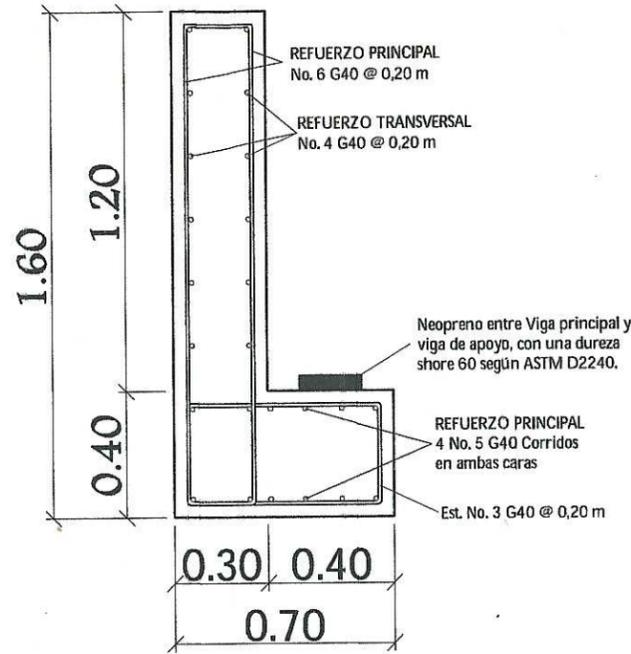
DETALLE POSTE DE CONCRETO
ESCALA 1:10

*** VER ESPECIFICACIONES EN PLANO No. 1 (PLANTA - PERFIL PUENTE VEHICULAR)

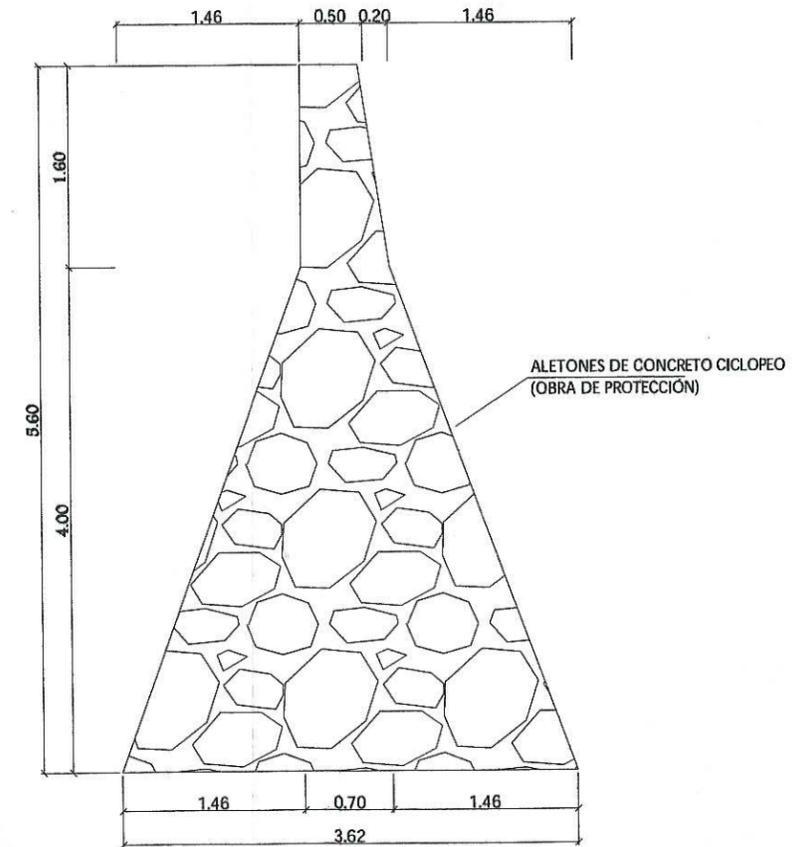
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA MUNICIPALIDAD DE COBÁN, ALTA VERAPAZ	
	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE 18 METROS DE LONGITUD	MAQUETA: 18 METROS
UBICACIÓN: CASERÍO SAPALAU SANÚTZ COBÁN, ALTA VERAPAZ	ESCALA: INDICADA
DISEÑO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	FECHA: MAYO 2014
PROBADO: JOSÉ MANUEL AGUILAR QUEZADA	NO. DE HOJAS: 05



SECCIÓN A - A'
GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA ESCALA 1:25



VIGA DE APOYO + CORTINA ESCALA 1:10



SECCIÓN B - B'
GEOMETRÍA DE ALETONES ESCALA 1:25

***VER ESPECIFICACIONES EN PLANO No. 1 (PLANTA - PERFIL PUENTE VEHICULAR)