



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

**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE  
VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL**

**Jenny Azucena Samayoa López**  
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, junio de 2013



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE  
VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**JENNY AZUCENA SAMAYOA LOPEZ**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERA CIVIL**

GUATEMALA, JUNIO DE 2013



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. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

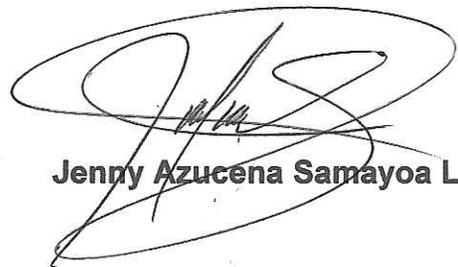


## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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 HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE  
VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha agosto de 2011.

A handwritten signature in black ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke, positioned above the printed name.

**Jenny Azucena Samayoa López**





Guatemala, 06 de febrero de 2013  
Ref.EPS.DOC.162.02.13

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Jenny Azucena Samayoa López** con carné No. **200515880**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL”**.

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,  
 04 de abril de 2013

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 HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL** desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Jenny Azucena Samayoa López, 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. Mario Estuardo Arriola Ávila  
 Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO  
 DE  
 TRANSPORTES  
**USAC**

bbdeb.

*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,  
3 de mayo de 2013

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 HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL** desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Jenny Azucena Samayoa López, 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 INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua







Guatemala, 08 de mayo de 2013  
Ref.EPS.D.347.05.13

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 HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Jenny Azucena Samayoa López**, quien fue debidamente asesorada y supervisada 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 Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Sigrid Alitz Calderón de León De León  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería

SACdL/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 de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigríd Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación de la estudiante Jenny Azucena Samayoa López, titulado **DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES IZABAL**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

*Hugo Leonel Montenegro Franco*  
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco  


Guatemala, junio 2013

/bbdeb.

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





Universidad de San Carlos  
de Guatemala

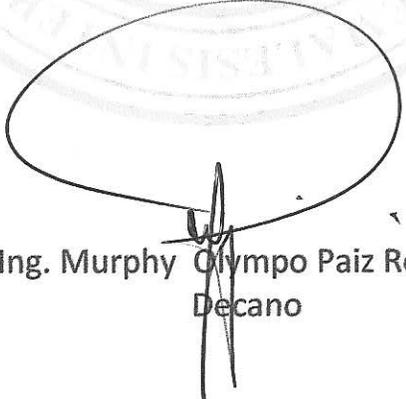


Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. 391.2013

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 HACIA LA ALDEA YORK Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL**, presentado por la estudiante universitaria: **Jenny Azucena Samayoa López**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano

Guatemala, 10 de junio de 2013

/gdech





## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por todas sus bendiciones, su amor y por guiar mi camino.
- Mis padres** Maynor Samayoa e Imelda López, por sus grandes sacrificios y sabios consejos.
- Mi hermana** Karen Julissa Samayoa, por su cariño y apoyo incondicional.
- Mis amigos** Por brindarme su amistad y confianza.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por llenar mi vida de sabiduría y fuerzas para poder alcanzar las metas que me he propuesto.
<b>Mi padre</b>	Maynor Samayoa, por ser el ejemplo de dedicación y esfuerzo.
<b>Mi madre</b>	Imelda Luz López de Samayoa, por brindarme su amor incondicional.
<b>Mi hermana</b>	Por su ayuda y apoyo incondicional, dándome motivaciones para alcanzar este triunfo.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por los conocimientos profesionales otorgados.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por brindarme los conocimientos necesarios para lograr mi formación profesional.
<b>Ing. Juan Merck Cos</b>	Por su amistad y asesoría en el presente trabajo de graduación.
<b>Municipalidad de Morales, departamento de Izabal</b>	Por aceptar mi estadía durante el período del Ejercicio Profesional Supervisado.



## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. DIAGNÓSTICO SOBRE LAS NECESIDADES DE SERVICIOS BÁSICOS DE INFRAESTRUCTURA DEL MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL.....	1
1.1. Descripción de las necesidades.....	1
1.2. Evaluación y priorización de las necesidades.....	2
2. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA YORK.....	3
2.1. Descripción del proyecto a desarrollar.....	3
2.2. Preliminar de campo.....	3
2.2.1. Reconocimiento.....	3
2.2.2. Levantamiento topográfico preliminar.....	4
2.3. Dibujo preliminar.....	5
2.3.1. Planimétrico.....	5
2.3.2. Altimétrico.....	5
2.3.3. Curvas de nivel.....	6
2.4. Diseño de localización.....	7
2.4.1. Corrimiento de línea.....	9
2.4.2. Cálculo de elementos de curva horizontal.....	10

2.4.3.	Determinación de curva vertical.....	20
2.5.	Movimiento de tierras .....	24
2.5.1.	Áreas de secciones transversales .....	24
2.5.2.	Volúmenes de tierra .....	26
2.6.	Determinación de la calidad de suelo .....	30
2.6.1.	Pruebas de laboratorio .....	30
2.6.2.	Criterio para definir la capa de rodadura.....	39
2.7.	Diseño de la carpeta de rodadura .....	39
2.8.	Drenajes.....	69
2.8.1.	Drenaje longitudinal.....	69
2.8.2.	Drenaje transversal .....	71
2.9.	Elaboración de planos del proyecto.....	76
2.10.	Presupuesto .....	77
2.10.1.	Integración del presupuesto .....	77
2.11.	Evaluación de Impacto Ambiental (inicial) .....	78
3.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL .....	83
3.1.	Descripción del proyecto puente vehicular .....	83
3.2.	Estudio hidrológico.....	84
3.2.1.	Crecientes .....	85
3.2.2.	Cálculo del caudal máximo.....	86
3.3.	Levantamiento topográfico .....	88
3.4.	Evaluación del tipo de suelo.....	89
3.5.	Geometría del puente.....	94
3.6.	Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa .....	94
3.7.	Diseño de la súperestructura.....	96
3.7.1.	Predeterminación de la sección de la viga.....	96

3.7.2.	Diseño de la losa .....	98
3.7.2.1.	Cálculo del peralte .....	98
3.7.2.2.	Integración de Cargas .....	99
3.7.2.3.	Cálculo de momentos.....	100
3.7.2.3.1.	Momento debido a la carga muerta .....	100
3.7.2.3.2.	Momento debido a la sobrecarga .....	101
3.7.2.3.3.	Momento debido al impacto .....	102
3.7.2.3.4.	Momento último.....	102
3.7.2.4.	Cálculo de peralte efectivo .....	103
3.7.2.5.	Cálculo de refuerzo .....	103
3.7.3.	Barandal .....	107
3.8.	Diseño de vigas .....	112
3.8.1.	Cálculo de momento por carga muerta .....	113
3.8.2.	Cálculo del momento por sobrecarga.....	114
3.8.3.	Cálculo del momento debido al impacto.....	117
3.8.4.	Cálculo del momento total.....	118
3.8.5.	Cálculo del refuerzo longitudinal y transversal .....	119
3.9.	Diseño de diafragma.....	126
3.10.	Diseño de la subestructura .....	129
3.11.	Diseño de la cortina .....	129
3.12.	Diseño de la viga de apoyo.....	137
3.13.	Diseño del estribo .....	138
3.13.1.	Cálculo del momento de volteo .....	140
3.13.2.	Cálculo del momento estabilizante.....	141
3.13.3.	Revisión del muro sin superestructura .....	141

3.13.4.	Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	143
3.14.	Obras de protección .....	148
3.15.	Almohada de neopreno .....	149
3.16.	Evaluación de Impacto Ambiental (inicial) .....	160
3.17.	Elaboración de planos.....	163
3.18.	Elaboración de presupuesto.....	163
CONCLUSIONES .....		165
RECOMENDACIONES .....		167
BIBLIOGRAFÍA .....		169
APÉNDICES .....		171
ANEXOS .....		173

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Elementos que componen a una curva horizontal.....	12
2.	Trazo de curvas verticales .....	21
3.	Volumen entre secciones del mismo tipo .....	26
4.	Volumen entre secciones de diferente tipo .....	27
5.	Sección transversal en el tramo 0+340 .....	29
6.	Sección transversal en el tramo 0+360 .....	29
7.	Módulo de reacción de la sub rasante .....	65
8.	Detalle de cuneta .....	71
9.	Área de influencia de la cuenca .....	74
10.	Área de la sección del río.....	86
11.	Factores para capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.....	93
12.	Sección transversal de superestructura .....	97
13.	Diagrama de momentos.....	100
14.	Esquema final armado de losa.....	107
15.	Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal.....	108
16.	Diagrama de cargas para diseño de postes.....	110
17.	Diagrama de carga viva sobre viga .....	115
18.	Diagrama de fuerzas por cargas vivas .....	116
19.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva .....	117
20.	Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo .....	122

21.	Diagrama para relación de corte en viga .....	124
22.	Detalle armado de viga principal .....	125
23.	Detalle de viga principal .....	126
24.	Detalle armado de diafragma externo.....	129
25.	Empuje sobre la cortina y viga de apoyo .....	131
26.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo.....	138
27.	Geometría y diagrama de presiones en estribo .....	139
28.	Planta de estribo y aletones .....	148

## TABLAS

I.	Características geométricas .....	8
II.	Demostración de cómo se obtiene el peralte máximo .....	15
III.	Demostración de cómo se obtiene el sobre ancho .....	16
IV.	Elementos geométricos de curva horizontal .....	17
V.	Valores de K para curvas cóncavas y convexas.....	22
VI.	Elementos geométricos de curva vertical .....	23
VII.	Resultado de los ensayos de límites de Atterberg .....	32
VIII.	Tipología de suelos SUCS .....	33
IX.	Clasificación de suelos AASHTO .....	34
X.	Resultado del ensayo de análisis granulométrico .....	35
XI.	Resultados del ensayo Proctor modificado.....	36
XII.	Valores de carga unitaria para calcular el CBR .....	38
XIII.	Resultados del ensayo de razón soporte California .....	38
XIV.	Clasificación cualitativa de los suelos por medio de su CBR .....	41
XV.	Tipos de graduación para material de subbase o base granular....	48
XVI.	Graduación de los agregados.....	51
XVII.	Porcentaje por peso que pasa por tamices de abertura cuadrada .....	53

XVIII.	Clases de concreto .....	55
XIX.	Proporcionamiento del concreto con base en la relación agua/cemento máxima y del contenido de cemento mínimo .....	57
XX.	Categorías de carga por eje.....	59
XXI.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k .....	60
XXII.	Valores de k para diseño sobre bases granulares (de PCA) .....	66
XXIII.	Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k .....	67
XXIV.	TPDC permisible, carga por eje categoría 1.....	68
XXV.	Parámetros A, B y n de la ecuación de intensidad de lluvia .....	75
XXVI.	Presupuesto construcción de carretera para aldea York .....	78
XXVII.	Matriz de Leopold modificado .....	79
XXVIII.	Valor soporte permisible, según tipo de suelo .....	91
XXIX.	Momentos de volteo sin superestructura.....	140
XXX.	Momento estabilizante sin superestructura .....	141
XXXI.	Momentos de volteo con sismo y sin carga viva .....	146
XXXII.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas .....	151
XXXIII.	Matriz de Leopold modificado .....	161
XXXIV.	Presupuesto construcción de puente vehicular para la aldea Barranca .....	164



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
@	A cada cierta distancia
<b>h</b>	Altura de viga
<b>As</b>	Área de acero
<b>Az</b>	Azimut
<b>b</b>	Base
<b>Q</b>	Caudal
<b>Qmd</b>	Caudal máximo diario
<b>Qmh</b>	Caudal máximo horario
<b>Qm</b>	Caudal medio
<b>QT</b>	Caudal total
<b>cm</b>	Centímetro
<b>PVC</b>	Cloruro de polivinilo
<b>C</b>	Coeficiente de rugosidad
<b>V<sub>máx</sub></b>	Corte máximo
<b>V<sub>rc</sub></b>	Corte nominal del concreto
<b>p</b>	Cuantía de acero
<b>∅</b>	Diámetro
<b>Dh</b>	Distancia
<b>Ec</b>	Ecuación
<b>E</b>	Empuje de la tierra
<b>T</b>	Espesor de losa
<b>Est</b>	Estación
<b>e</b>	Excentricidad

<b>EQ</b>	Fuerza de sismo
<b>FH</b>	Fuerza horizontal
<b>FL</b>	Fuerza longitudinal
<b>hab</b>	Habitante
<b>HG</b>	Hierro galvanizado
<b>I</b>	Impacto
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto
<b>km</b>	Kilómetro
<b>km<sup>2</sup></b>	Kilómetro cuadrado
<b>km/h</b>	Kilómetro por hora
<b>Psi</b>	Libras por pulgada cuadrada
<b>l</b>	Longitud
<b>S</b>	Luz eficaz entre vigas
<b>L</b>	Luz libre entre vigas
<b>m</b>	Metro
<b>m<sup>2</sup></b>	Metro cuadrado
<b>m<sup>3</sup></b>	Metro cúbico
<b>ml</b>	Metro lineal
<b>msnm</b>	Metros sobre el nivel del mar
<b>Mcm</b>	Momento por carga muerta
<b>Mcv</b>	Momento por carga viva
<b>Mt</b>	Momento total
<b>Mu</b>	Momento último
<b>d</b>	Peralte
<b>Wc</b>	Peso del concreto armado
<b>Wcc</b>	Peso del concreto ciclópeo
<b>P</b>	Presión
<b>pulg</b>	Pulgada
<b>pulg<sup>2</sup></b>	Pulgada cuadrada

<b>R</b>	Radio hidráulico
<b>Ra</b>	Reacción en el apoyo a
<b>Rb</b>	Reacción en el apoyo b
<b>Fy</b>	Resistencia del acero
<b>f'c</b>	Resistencia del concreto
<b>H-15-44</b>	Sobrecarga, camión standard
<b>TPD</b>	Tránsito promedio diario
<b>TPDA</b>	Tránsito promedio diario anual
<b>Vs</b>	Valor soporte del suelo
<b>V</b>	Velocidad



## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes
<b>Acera</b>	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
<b>Acero de refuerzo</b>	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials
<b>Azimut</b>	Es el ángulo horizontal medido en el sentido de las manecillas del reloj a partir de un punto de referencia.
<b>Caudal</b>	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
<b>CBR</b>	California Bearing Ratio
<b>Concreto</b>	Material pétreo artificial, obtenido de la mezcla elaborada de cemento, agregados finos y gruesos, y agua. Este también podría llevar aditivos.

<b>Compactación</b>	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.
<b>Cota de cimentación</b>	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
<b>Deslizamiento</b>	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
<b>Diafragmas</b>	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas en la superestructura.
<b>Empuje</b>	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
<b>EPS</b>	Ejercicio Profesional Supervisado
<b>Especificaciones técnicas</b>	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.
<b>Estribo</b>	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
<b>Fuerza de sismo</b>	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.

<b>Impacto</b>	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
<b>Losa</b>	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
<b>Pavimento</b>	Estructura que se coloca sobre el suelo de fundición de vía terrestre destinada a soportar cargas de tránsito.
<b>PCA</b>	Portland Cement Association
<b>Pérdida de carga</b>	Disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
<b>Puente</b>	Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
<b>Rasante</b>	El trazo vertical que determina el nivel superior, sobre la línea central, que se proyecta construir a lo largo de una carretera.
<b>Sobrecarga</b>	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
<b>Subestructura</b>	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

<b>Subrasante</b>	El área sobre la que se construye las capas de sub base, de base, de superficie y los hombros.
<b>Suelo</b>	Capa delgada de la corteza terrestre que proviene de la desintegración y alteración física o química de las rocas.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
<b>Tránsito</b>	Sitio por donde se pasa de un lugar a otro. Se dice de la cantidad de vehículos que se trasladan de un lugar a otro.
<b>Velocidad de diseño</b>	Es la velocidad máxima en la que un vehículo puede de diseño transitar con seguridad, en una carretera trazada con determinadas características.
<b>Volteo</b>	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

## **RESUMEN**

En el Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la Municipalidad de Morales de Izabal, se desarrollaron los diseños de la carretera hacia la aldea York y puente vehicular para la aldea Barranca, que serán de suma importancia para el desarrollo de estas comunidades.

El primero de los proyectos trata sobre el diseño de la carretera hacia aldea York para comunicar dicha aldea con el municipio de Morales, este diseño está conformado por topografía, diseño geométrico, estudio de suelos, movimiento de tierras y pavimento.

El segundo es el diseño del puente vehicular para la aldea Barranca. El cual se diseñó con las siguientes características: luz de 10,00 metros, ancho de rodadura de 3,40 metros, carga viva AASHTO H15-44 de 12 000 libras en el eje más pesado. Considerando que dicho proyecto beneficia y solventa el problema de los accesos hacia la aldea Barranca, facilitando así su movilización y transporte.

Para los dos proyectos, se elaboran los planos y el presupuesto, los cuales se adjuntan al final de este trabajo.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseñar la carretera hacia la aldea York y puente vehicular para la aldea Barranca, municipio de Morales, Izabal.

### **Específicos**

1. Realizar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del área rural del municipio de Morales, Izabal.
2. Capacitar a los miembros del Consejo Comunitario de Desarrollo de las aldeas York y Barranca, sobre el mantenimiento del puente y del alcantarillado de la carretera.



## INTRODUCCIÓN

El trabajo de graduación que se presenta a continuación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en el municipio de Morales, departamento de Izabal. Este contiene el desarrollo de los proyectos: Diseño de la carretera hacia la aldea York y puente vehicular en la aldea Barranca, los cuales fueron definidos previo a un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio, elaborado por la municipalidad, el cual sirvió para priorizar dichos proyectos.

En el capítulo uno se describe el diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Morales, Izabal, con el fin de conocer el estado actual de la población.

En el capítulo dos se presenta el desarrollo del diseño de la carretera hacia la aldea York, para darle solución al problema de vía de acceso, esto porque se encuentra en malas condiciones para transitar. Su solución es primordial porque en época de invierno se dificulta el acceso a la aldea. Eso conlleva a realizar el diseño geométrico de la carretera, basándose en las normas y parámetros técnicos.

El capítulo tres contiene el desarrollo del diseño del puente vehicular en la aldea Barranca, el cual está constituido por losa de rodadura, vigas principales, diafragmas externos, banquetas, barandales, viga y cortina de apoyo y estribos.



# **1. DIAGNÓSTICO SOBRE LAS NECESIDADES DE SERVICIOS BÁSICOS DE INFRAESTRUCTURA DEL MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL**

## **1.1. Descripción de las necesidades**

El municipio de Morales, a pesar de encontrarse en un desarrollo constante, padece una serie de necesidades, tanto de servicios básicos como de infraestructura tales como:

- Infraestructura
  - Mejoramiento del sistema vial; se requiere de un diseño técnico y pavimentación de las calles existentes.
  - Construcción de puentes; la población de algunas aldeas se ve afectada por el deterioro o la carencia de los mismos ya que dificulta el crecimiento económico del lugar.
  - Sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial; la carencia de un sistema apropiado para disposición de aguas servidas crea alteraciones y problemas de distinta índole.
  - Sistemas de abastecimiento de agua potable; actualmente pobladores de algunas aldeas se surte a través de pozos artesanales y tanques cisterna, lo que hace imperativo diseñar un sistema que proporcione una dotación sanitariamente segura.

- Construcción de un centro de salud; no existe en algunas aldeas una edificación designada al servicio de salud de la población.

## **1.2. Evaluación y priorización de las necesidades**

Se analizaron las necesidades inmediatas de las comunidades y sectores del municipio que requieren de mayor atención; y mediante reuniones con representantes de los Comités Comunitarios de Desarrollo (COCODE) de las comunidades priorizadas y autoridades municipales, se determinaron los problemas de urgencia a solventar.

- Mejoramiento del sistema vial
- Construcción de puentes
- Sistema de alcantarillado sanitario y pluvial
- Sistema de abastecimiento de agua potable
- Construcción de un centro de salud

## **2. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA YORK**

### **2.1. Descripción del proyecto a desarrollar**

El proyecto consiste en el diseño de la carretera tipo F, con una longitud de 6,03 kilómetros, ancho de calzada de 5,50 metros, velocidad de diseño de 40 kilómetros por hora, pendiente máxima de 10 por ciento, con un espesor de losa de concreto de quince centímetros, la carretera unirá a Morales con la aldea York . Se tomaron como parametros de diseño las normas de la Direccion General de Caminos, así como el criterio del manual Centroamericano para el diseño geometrico de carreteras regionales.

### **2.2. Preliminar de campo**

En este proceso se obtiene la información de campo, selección de la ruta, reconocimiento y levantamiento topográfico para realizar el diseño en gabinete, estos datos son de vital importancia ya que con ello se conocerá la longitud total, anchos y pendientes de la carretera existente. Con la informacion recopilada en este proceso se procede a realizar la linea central de la carretera.

#### **2.2.1. Reconocimiento**

Por medio de una visita de campo a la carretera existente, se determinaron los lugares con mayor pendiente y geometría que no se ajustaba a la velocidad de diseño, se determinaron los lugares donde podrían hacerse los cambios de línea necesarios para darle una mayor longitud de desarrollo a las pendientes y menor grado de curvatura a la geometría de la carretera para

que el diseño geométrico cumpliera con las velocidad de diseño. La selección de ruta es muy importante, pues es el paso en el cual se determina por donde pasará la línea central de la carretera.

### **2.2.2. Levantamiento topográfico preliminar**

Se realizó un levantamiento de una poligonal abierta utilizando el método de conservación de azimut; con estacionamientos en promedio a cada 20 metros y en los puntos donde se consideró necesario, la nivelación se realizó a travez de una nivelación compuesta, tratando de obtener la información necesaria como orillas de camino, orillas de río, depresiones, casas, muros de contención y cercos. Se anotaron también localización probables de drenajes y puentes; tipo de material existente y sus características; tipo de cultivos y construcciones; características de los puntos obligados y descripción de los terrenos que corresponden al derecho de via.

Se empleó el equipo topográfico que consta de lo siguiente.

- 1 Teodolito marca Top-com
- 1 Nivel de precisión marca Top-com
- 1 Tripode
- 1 Estadal de aluminio de 5 metros
- 1 Cinta métrica plástica de 100 metros STANLEY
- 1 Plomada
- Clavos para lámina
- 1 cinta métrica de 5 metros STANLEY
- 1 pintura para indicación de estaciones
- 1 martillo

### **2.3. Dibujo preliminar**

Es llevar los datos topográficos calculados de preliminar a un dibujo, el cual se desarrolla por medio de la planta y el perfil.

Es un proceso que se realiza en gabinete ya con la información recopilada en campo, esto servirá para conocer la planimetría y altimetría del terreno en el que se construya la carretera.

#### **2.3.1. Planimétrico**

Con la información recopilada en campo se realiza el cálculo de tránsito. Luego, se calculan las coordenadas parciales y totales de cada vértice que componen la poligonal abierta, con la finalidad de contar con información suficiente para localizar con facilidad la localización de la ruta y los corrimientos de línea, en este caso se aplicó el software: hoja de cálculo (Excel), un editor de texto y AutoDesk Land para el dibujo.

#### **2.3.2. Altimétrico**

Este cálculo se desarrolla en la libreta de campo, consiste en calcular las elevaciones de las estaciones de la línea central. El cálculo de las cotas del terreno, muestra la topografía real de la línea preliminar de diseño, determinando el tipo de carretera a diseñar.

Los puntos de partida y llegada son bancos de marca, para controlar y poder comprobar la nivelación, si no tiene cotas establecidas, puede suponerse una cualquiera para el banco, de tal magnitud que no resulte cotas negativas.

Las secciones transversales son las que definen las elevaciones y depresiones que el terreno posee en una franja de 20 metros a cada lado, medida a partir del eje del levantamiento planimétrico y sirven de base para calcular las curvas de nivel en la mencionada franja.

El método consiste en calcular las cotas de los puntos medidos con referencia en la cota del eje central, se realiza restando la lectura del estadal de la altura del instrumento del eje central, esto como si fuera una radiación. Luego estas fueron dibujadas por medio del programa para carreteras AutoDesk Land.

### **2.3.3. Curvas de nivel**

A partir de los datos obtenidos en el cálculo de las secciones transversales, se procede a ubicar en el dibujo en planta, cada punto de las secciones a partir del punto que le corresponda el caminamiento en la línea central. Se anotará a la par de este punto la cota respectiva y posteriormente se procederá a hacer una relación de triángulos semejantes entre cada punto ubicado; ya que la distancia entre puntos es conocida y la diferencia de nivel también lo es.

Se podrá conocer la distancia a la que se pueden ubicar las cotas exactas que pudiesen existir entre los puntos en cuestión, se puede concluir, que al haber calculado la distancia a la que se ubica un punto que posee una cota exacta se ha calculado la ubicación en planta, de donde posteriormente se dibujará una curva de nivel con una cota establecida, es recomendable dibujar las curvas de nivel a cada cinco metros.

Las curvas de nivel del levantamiento sirven para determinar las pendientes del terreno. Estas fueron dibujadas por medio del programa para carreteras AutoDesk Land a cada metro.

#### **2.4. Diseño de localización**

Consiste en diseñar la línea final o la línea de localización, la cual será la definida para el proyecto, se realiza con toda la información que se recabe en campo por la brigada de topografía.

Para realizar el diseño de localización de la carretera mejorada, se deben tener en cuenta las normas o especificaciones, que rigen las características geométricas de los diferentes tipos de carreteras del país.

Primero se debe determinar qué tipo de carretera se requiere diseñar, esto según el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), tomando en cuenta la composición del tránsito y la velocidad que se quiere que lleve este tránsito, pero ésta depende de varios factores entre los que se puede mencionar la topografía del lugar y el clima.

Para este proyecto se escogió una carretera tipo F, ya que el tránsito promedio diario actual, es aproximadamente de 60 vehículos, la región es llana por lo que la velocidad de diseño será de 40 kilómetros por hora. A continuación en la tabla I se describen las características geométricas, que deben tener las diferentes clasificaciones de carreteras, según el tránsito promedio diario y el tipo de región:

Tabla I. Características geométricas

VALORES RECOMENDADOS PARA LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA EN ESTADO FINAL

T.P.D. DE	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO	ANCHO DE CALZADA (mts.)	ANCHO DE TERRACERÍA		DERECHO DE VÍA	RADIO MÍNIMO	PENDIENTE MÁXIMA (mts.)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA		DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PASO	
				COR-TE (mts.)	RELLE-NO (mts.)				MÍNI-MA (mts)	RECO-MEN-DADA (mts.)	MÍNI-MA (mts.)	RECO-MEN-DADA (mts.)
3,000 A	<b>TIPO "A"</b>		2x7,2	25	24	50						
	REGIONES											
	LLANAS	10					37	3	160	200	700	750
	ONDULADA	80					22	4	110	150	520	550
5,000	MONTAÑOS	60					11	5	70	100	350	400
1,500 A	<b>TIPO "B"</b>		7,20	13	12	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					22		110	150	520	550
	ONDULADA	60					11		70	100	350	400
3,000	MONTAÑOS	40					47		40	50	180	200
900 A	<b>TIPO "C"</b>		6,50	12	11	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					22	6	110	150	520	550
	ONDULADA	60					11	7	70	100	350	400
1,500	MONTAÑOS	40					47	8	40	50	180	200
500 A	<b>TIPO "D"</b>		6,00	11	10	25						
	REGIONES											
	LLANAS	80					22	6	110	150	520	550
	ONDULADA	60					11	7	70	100	350	400
900	MONTAÑOS	40					47	8	40	50	180	200
100 A	<b>TIPO "E"</b>		5,50	9,50	8,50	25						
	REGIONES											
	LLANAS	50					75	8	55	70	260	300
	ONDULADA	40					47	9	40	50	180	200
500	MONTAÑOS	30					30	10	30	35	110	150
0 A	<b>TIPO "F"</b>		5,50	9,50	8,50	15						
	REGIONES											
	LLANAS	40					47	10	40	50	180	200
	ONDULADA	30					30	12	30	35	110	150
100	MONTAÑOS	20					18	14	20	25	50	100

Notas:

- 1 T.P.D. = Promedio de Tráfico Diario
- 2 La sección típica para carreteras Tipo "A", incluyen isla central de 1,50 mts. De ancho

## Continuación de la tabla I.

- 3 La calidad de la capa de recubrimiento de la calzada podrá ser para carreteras Tipo "A": hormigón, concreto asfáltico (frío o caliente) o tratamiento superficial múltiple; para Tipo "B" y "C": concreto asfáltico (frío o caliente) o tratamiento superficial doble; para Tipo "D" tratamiento superficial doble; para tipo "E" tratamiento superficial doble y para Tipo "F" recubrimiento de material selecto. Los recubrimientos para las carreteras, desde el tipo "A" al "E", dependerán de las características mecánicas del suelo y de las propiedades de los materiales de construcción de la zona.

Fuente: Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001 p 501.

En función de lo anterior, para el tipo de carretera escogida, carretera tipo F Región llana, se tendrán las siguientes características geométricas: velocidad de diseño 40 kilómetros por hora; ancho de calzada 5,50 metros; ancho de terracería: corte 9,50 metros, relleno 8,50 metros; derecho de vía 15 metros; radio mínimo 47 metros; pendiente máxima 10 por ciento; distancia de visibilidad de parada: mínima 40 metros, recomendada 50 metros; distancia de visibilidad de paso: mínima 180 metros, recomendada = 200 metros.

### **2.4.1. Corrimiento de línea**

La línea de localización se diseña de acuerdo a la topografía del terreno, en la cual se ubican puntos fijos como puentes, casas, poblaciones, ríos, rellenos, roca, etc. Cuando el levantamiento se hace para rehabilitar una carretera, la línea de localización coincide con la línea preliminar, en algunos tramos, en tanto que en donde se hacen modificaciones no coinciden, esto permite establecer puntos de control entre la línea preliminar y de localización.

En este caso el proyecto se hace para rehabilitar una carretera, por lo que la línea de localización coincidió con la ruta actual, sin embargo en algunos

tramos se realizaron mejoras a la geometría de la carretera, porque no cumplían con los radios mínimos que se establecen para una carretera tipo F, en estos tramos en donde la línea de localización no coincidió con la preliminar de la carretera, se establecen puntos de control que ayudan a realizar el corrimiento de línea preliminar, para esto se utilizó el programa Auto Desk Land.

Los tramos que fueron modificados son del 0+000 al 0+050, 0+861,482 al 0+936,840, 3+004,994 al 3+080,781, 3+368,722 al 3+485,708, 4+532,356 al 4+605,430, 5+599,949 al 5+701,836.

#### **2.4.2. Cálculo de elementos de curva horizontal**

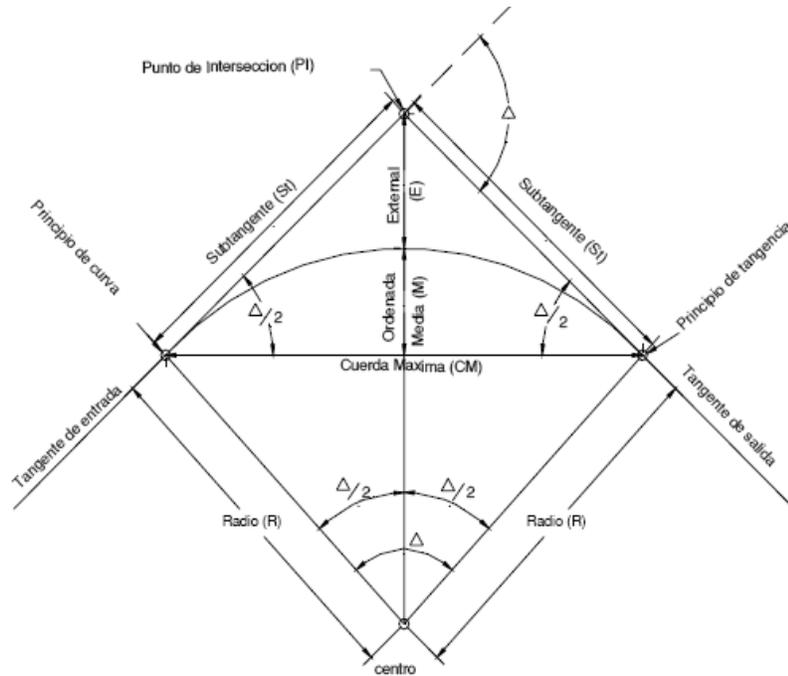
Consiste en el diseño de la línea final de localización en planimetría, mediante el cálculo de las curvas horizontales, las cuales definirán la ruta a seguir y constituyen la guía fundamental para la cuadrilla de topografía en el trazo de la carretera, en el proceso de diseño y cálculo se deben considerar varios aspectos técnicos, los cuales se enumeran a continuación:

- Todo el diseño debe ir basado en el principio de seguridad y comodidad en carretera.
- Una carretera diseñada para seguir las ondulaciones de las curvas a nivel es preferible a una con tangentes, pero con repetidos cortes y rellenos, ya que esto disminuye los costos.
- Para una velocidad de diseño dada, debe evitarse, dentro de lo razonable, el uso de radios mínimos en el cálculo de las curvas horizontales.

- En carreteras del área rural es conveniente evaluar si se usa un radio menor al mínimo permitido por la velocidad de diseño a cambio de incrementar considerablemente el costo de la obra al utilizar radios mayores. En estos casos el criterio del ingeniero diseñador es importante para que puedan circular sin necesidad de hacer maniobras de retroceso.
- Se deben evitar curvas en donde se localicen puentes, ya que estos deberán ubicarse preferiblemente en tangentes, pero en situaciones especiales se ampliará la curva con un sobreechancho o se diseñará un puente en curva.
- No deberán diseñarse curvas con radios mínimos antes de entrar a un puente.
- En terrenos llanos es conveniente evitar el diseño de tangentes demasiado largas, ya que la atención del conductor se pierde y pueden provocar accidentes.
- Debe chequearse en cada cálculo la longitud de la tangente, ya que ésta no podrá ser jamás negativa, esto indicaría que dos curvas horizontales se están traslapando.

Después de considerar los anteriores incisos, se procede al cálculo de las curvas horizontales, con la ayuda del programa Auto Desk Land y especificaciones técnicas respectivas. El diseño planimétrico de carreteras es un proceso de tanteos hasta que se consigue el óptimo.

Figura 1. **Elementos que componen a una curva horizontal**



Fuente: YLLESCAS PONCE ALVARO DANILO. *Diseño del tramo carretero comprendido desde el entronque del kilómetro 171+400 carretera Interamericana (CA-1), hacia el caserío Nuevo Xetnamit, del municipio de Nahualá, departamento de Sololá.* Trabajo de graduación de ingeniería civil., Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 24 p.

- Grado de curvatura. Es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros. Se representa con la letra G.

$$G = \frac{1145,9156}{R}$$

- Radio de curvatura. Es el radio de la curva circular. Se simboliza con R y se obtiene de la expresión anterior.

$$R = \frac{1145,9156}{G}$$

- Ángulo central. Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como  $\Delta$ . En las curvas circulares simples es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre las tangentes.
- Longitud de curva. Es la distancia del PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20 metros. Se representa con LC.

$$L_c = \frac{2\pi R \Delta}{360}$$

$$L_c = \frac{20\Delta}{G}$$

- Sub-tangente. Es la distancia entre PI y el PC, medida desde la prolongación de las tangentes. Se representa como ST.

$$ST = R * \tan(\Delta/2)$$

- External. Es la distancia mínima entre el PI y la curva. Se representa con la letra E.

$$E = R * (\sec(\Delta/2) - 1)$$

- Ordenada media. Es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva. Se simboliza OM.

$$OM = R * (1 - \cos(\Delta/2)) = L_c v * (A/800)$$

- Cuerda máxima. Es la distancia en la línea recta desde el PC al PT. Se representa por CM.

$$CM = 2R \sin(\Delta/2)$$

## Peralte

Es la sobre elevación de la parte exterior de un tramo de la carretera en curva con relación a la parte interior del mismo con el fin de contrarrestar la acción de la fuerza centrífuga. Las curvas horizontales deben ser peraltadas. El peralte máximo tendrá como valor máximo normal 8 por ciento y como valor excepcional 10 por ciento. Para pasar de una sección transversal con bombeo normal a otra con peralte, es necesario realizar un cambio de inclinación de la calzada. Este cambio no puede realizarse bruscamente, si no gradualmente a lo largo de la vía, donde a este tramo se le llama transición de peralte.

La transición del peralte se acostumbra realizar una parte de la transición en la recta y la otra parte sobre la curva. Se recomienda que entre el PC y el PT deben tener entre el 60 por ciento y el 80 por ciento el peralte máximo.

Para determinar el peralte máximo de cada curva se basó en las Especificaciones de Dirección General de Caminos. Se determinó por medio de las tablas XXXV y XXXVI que se adjunta en el índice de anexos.

Para obtener el peralte se necesita los siguientes datos:

$$R = 47,75 \text{ m}$$

$$G = 24^\circ$$

Como ejemplo se procede a diseñar el peralte de la primera curva de la carretera hacia aldea York: en la tabla muestra tres rangos que varían por la velocidad de diseño, para este caso se escoge el de 30 kilómetros por hora.

Tabla II.  **Demostración de cómo se obtiene el peralte máximo**

PERALTE RECOMENDADO, MINIMAS LONGITUDES DE TRANSICION Y DELTAS MINIMOS										
		30 K.P.H.			40 K.P.H.			50 K.P.H.		
G	RADIO	DB = 27			DB = 30			DB = 33		
		e%	LS	Δ	e%	LS	Δ	e%	LS	Δ
1°	146	BN	17	0°51'	BN	23	1°09'	BN	28	1°24'
2°	573	BN	17	1°42'	BN	23	2°18'	1,9	28	2°48'
3°	382	BN	17	2°33'	BN	23	3°27'	2,9	28	4°12'
4°	286,50	1,4	17	3°24'	2,5	23	4°36'	3,8	28	5°36'
5°	229,2	1,7	17	4°15'	3,1	23	5°45'	4,8	28	7°00'
6°	191	2,1	17	5°06'	3,7	23	6°54'	5,8	32	9°36'
7°	163,7	2,4	17	5°57'	4,3	24	8°24'	6,6	37	12°57'
8°	143,2	2,8	17	6°48'	4,9	25	10°00'	7,4	41	16°24'
9°	127,3	3,1	17	7°39'	5,5	28	12°36'	8,1	45	20°15'
10°	114,6	3,5	17	8°30'	6,1	31	15°30'	8,7	49	24°30'
11°	104,2	3,8	17	9°21'	6,6	33	18°09'	9,1	51	28°03'
12°	95,49	4,2	19	11°24'	7,1	36	21°36'	9,5	53	31°48'
13°	88,15	4,5	20	13°00'	7,6	38	24°42'	9,8	55	35°45'
14°	81,85	4,8	22	15°24'	8	40	28°00'	9,9	56	39°12'
15°	76,39	5,2	23	17°15'	8,4	42	31°30'	10	56	42°00'
16°	71,72	5,5	25	20°00'	8,7	44	35°12'			
17°	67,41	5,8	26	22°06'	9	45	38°15'			
18°	63,66	6,1	27	24°18'	9,3	47	42°18'			
19°	60,31	6,4	29	27°33'	9,5	48	45°36'			
20°	57,3	6,7	30	30°00'	9,7	49	49°00'			
21°	54,57	7	32	33°36'	9,8	49	51°27'			
22°	52,09	7,2	32	35°12'	9,9	50	55°00'			
23°	49,82	7,5	34	39°06'	10	50	57°30'			
24°	47,75	7,8	35	42°00'	10	50	60°00'			
25°	45,84	7,9	36	45°00'						

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001 p 501.*

Tabla III. **Demostración de cómo se obtiene el sobre ancho**

<b>SOBRE ANCHOS EN METROS PARA ANCHOS DE CALZADA EN METROS Y VELOCIDADES EN K.P.H.</b>			
<b>ANCHO CALZADA</b>		<b>5,5</b>	
<b>VELOCIDADES</b>	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>50</b>
1°	0,6	0,6	0,6
2°	0,6	0,6	0,6
3°	0,6	0,6	0,7
4°	0,6	0,7	0,7
5°	0,7	0,7	0,8
6°	0,8	0,8	0,9
7°	0,8	0,9	1
8°	0,9	1	1
9°	0,9	1	1,1
10°	1	1,1	1,2
11°	1	1,1	1,2
12°	1,1	1,2	1,3
13°	1,1	1,2	1,3
14°	1,2	1,3	1,4
15°	1,2	1,4	1,5
16°	1,3	1,4	
17°	1,3	1,5	
18°	1,4	1,5	
19°	1,4	1,6	
20°	1,5	1,6	
21°	1,5	1,7	
22°	1,6	1,7	
23°	1,6	1,8	
<b>24°</b>	1,7	1,8	
25°	1,7		
26°	1,8		
27°	1,8		

Fuente: Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala*; DGC 2001 p 501.

Como resultado se obtuvo un peralte máximo de 5,8 por ciento, una longitud de transición de LS = 35 metros, un ángulo de deflexión mínimo 42 grados, y un sobre ancho de SA = 1,7 metros y se especifica la distancia mínima de DB = 27 metros desarrollo del bombeo.

Ejemplo de diseño

Datos:

Estacionamiento: 0+000,00

Delta: 60°50'05"

Cálculo de elementos de la curva

$$\begin{aligned}
 R &= 1\,145,915\,6/24 &= 47,75 \\
 Lc &= (20) (60^{\circ}50'05'')/24 &= 50,70 \\
 St &= (47,75) (\operatorname{tg} (60^{\circ}50'05''/2)) &= 28,03 \\
 Cm &= (2) (47,75) (\operatorname{sen} (60^{\circ}50'05''/2)) &= 48,35 \\
 Om &= (47,75)(1-\operatorname{Cos} (60^{\circ}50'05''/2)) &= 6,57 \\
 E &= 6,57/ \operatorname{Cos} (60^{\circ}50'05''/2) &= 7,62 \\
 PC &= PI-St = (0+50,70)-(0+50,70) &= 0+000,00 \\
 PT &= Pc - Lc = (0+000,00)+(0+50,70) &= 0+050,70
 \end{aligned}$$

En la tabla IV se encuentra el resumen de los elementos geométricos de las curvas horizontales de este proyecto.

Tabla IV. **Elementos geométricos de curva horizontal**

No.	G°	ESTACION	▲			R	L.C	St	Cm	Om	E
			°	'	''						
1	24	0+000	60	50	05	47,75	50,70	28,03	48,35	6,57	7,62
2	15	0+169,202	25	49	26	77,09	34,74	17,67	34,45	1,95	2,00
3	24	0+203,947	21	24	08	47,75	17,84	9,02	17,73	0,83	0,85
4	9	0+251,232	27	25	29	127,30	60,93	31,06	60,35	3,63	3,73
5	3	0+449,800	2	13	05	382,00	14,79	7,39	14,79	0,07	0,07

Continuación de la tabla IV.

No.	G°	ESTACION	▲			R	L.C	St	Cm	Om	E
			°	'	"						
6	3	0+607,057	1	43	40	382,00	11,52	5,76	11,52	0,04	0,04
7	3	0+720,964	5	30	40	382,00	36,74	18,39	36,73	0,44	0,44
8	24	0+861,482	90	25	24	47,75	75,36	48,10	67,78	14,11	20,03
9	22	0+989,224	65	45	30	52,09	59,78	33,67	56,56	8,34	9,94
10	6	2+564,088	14	15	36	191,00	47,54	23,89	47,41	1,48	1,49
11	3	2+838,023	1	50	49	382,00	12,31	6,16	12,31	0,05	0,05
12	24	3+004,994	90	56	17	47,75	75,79	48,54	68,08	14,26	20,34
13	18	3+368,722	53	11	20	63,66	59,10	31,87	57,00	6,74	7,53
14	20	3+427,819	58	24	36	56,78	57,89	31,74	55,41	7,22	8,27
15	24	4+228,590	62	3	05	47,75	51,71	28,72	49,22	6,83	7,97
16	12	4+280,303	27	57	07	98,11	47,86	24,42	47,39	2,90	2,99
17	8	4+394,503	17	35	58	143,20	43,99	22,17	43,81	1,69	1,71
18	24	4+532,356	87	40	59	47,75	73,07	45,86	66,15	13,31	18,45
19	4	5+080,538	3	26	14	286,50	17,19	8,60	17,18	0,13	0,13
20	4	5+115,653	2	37	07	286,50	13,09	6,55	13,09	0,07	0,07
21	14	5+327,158	21	36	26	81,22	30,63	15,50	30,45	1,44	1,47
22	15	5+357,788	23	18	35	75,14	30,57	15,50	30,36	1,55	1,58
23	3	5+599,949	15	16	55	382	101,89	51,25	101,59	3,39	3,42
24	3	5+755,134	9	48	58	382	65,45	32,80	65,37	1,40	1,41

No.	PC	PT	e%	Sa	Ls
1	0+000	0+050,699	7,8	1,7	35
2	0+169,202	0+203,947	5,2	1,2	23
3	0+203,947	0+221,784	7,8	1,7	35
4	0+251,232	0+312,165	5,5	1	28
5	0+449,800	0+464,587	2,9	0,7	28
6	0+607,057	0+618,577	2,9	0,7	28
7	0+720,964	0+757,706	2,9	0,7	28

Continuación de la tabla IV.

No.	PC	PT	e%	Sa	Ls
8	0+861,482	0+936,840	7,8	1,7	35
9	0+989,224	1+049,007	7,2	1,6	32
10	2+564,088	2+611,624	5,8	0,9	32
11	2+838,023	2+850,338	2,9	0,7	28
12	3+004,994	3+080,781	7,8	1,7	35
13	3+368,722	3+427,819	6,1	1,4	27
14	3+427,819	3+485,708	6,7	1,5	30
15	4+228,590	4+280,303	7,8	1,7	35
16	4+280,303	4+328,166	7,1	1,2	36
17	4+394,503	4+438,489	4,9	1	25
18	4+532,356	4+605,430	7,8	1,7	35
19	5+080,538	5+097,726	3,8	0,7	28
20	5+115,653	5+128,747	3,8	0,7	28
21	5+327,158	5+357,788	8	1,3	40
22	5+357,788	5+388,357	5,2	1,2	23
23	5+599,949	5+701,836	2,9	0,7	28
24	5+755,134	5+820,578	2,9	0,7	28

Fuente: elaboración propia.

### **2.4.3. Determinación de curva vertical**

Las carreteras no sólo están conformadas por curvas horizontales, sino también por curvas verticales, lo anterior significa que se está trabajando en tres dimensiones, para su diseño y simplificación de trabajo, las carreteras se desglosan en planimetría y altimetría.

En la parte de la altimetría se estudian las curvas verticales, que pueden ser cóncavas o convexas, también existen curvas en ascenso con ambas pendientes positivas (convexas) y curvas en descenso con ambas pendientes negativas (cóncavas).

La finalidad de las curvas verticales es proporcionar suavidad al cambio de pendiente, estas curvas pueden ser circulares o parabólicas aunque la más usada 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.

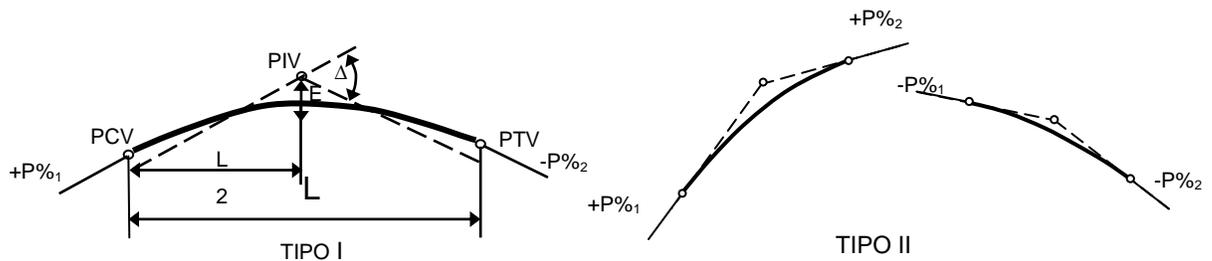
Las especificaciones para curvas verticales dadas por la Dirección General de Caminos están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño.

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.

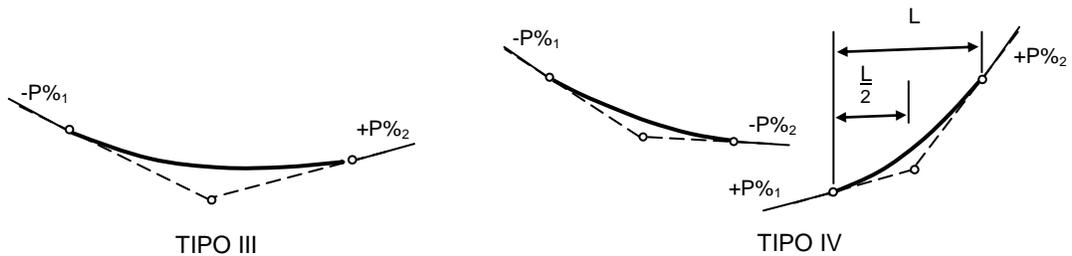
En diseños de carreteras para áreas rurales se ha normalizado entre los diseñadores usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño.

Lo anterior reduce considerablemente los costos del proyecto, ya que las curvas amplias conllevan grandes movimientos de tierra.

Figura 2. Trazo de curvas verticales



(a) Curvas en cima



(b) Curvas en columpio

$P_1, P_2$  = pendientes de las tangentes, en %

A = diferencia algebraica

L = longitud de la curva vertical

PCV = punto de comienzo vertical

PVI = punto de intersección vertical

PTV = punto de término vertical

Fuente: GARBER NICHOLAS J.. *Ingeniería de tránsito de carreteras*. 3ª ed. México: Thomson, 2005. 714 p.

Las longitudes mínimas de curvas verticales se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$L_{cv} = (K \cdot A)$$

Donde:

$L_{cv}$  = Longitud de curva vertical

$K$  = Constante que depende de las velocidades de diseño

$A$  = Diferencia algebraica de pendientes

Los valores de  $K$  se enumeran en la tabla siguiente.

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

Velocidad de Diseño (km)	Cóncava valores de $K$	Convexa valores de $K$
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: VALLADARES, JORGE FÉLIX. *Guía teórica práctica del curso de Vías Terrestres 1.*

Trabajo de graduación de ingeniería civil., Universidad de San Carlos de Guatemala.

Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 31 p.

Ejemplo de diseño:

Datos

Estacionamiento: 0+352,216

Tipo de curva: convexa

Diferencia algebraica de pendientes: 0,796

Valor K: 100,485

$L = (100,485) (0,796)$

L= 80 metros

De acuerdo a la Dirección General de Caminos, la longitud mínima de la curva vertical, según la tabla sería:

$L = (4) (0,796)$

L= 3,18 metros

Para este proyecto se cumplieron con las longitudes mínimas en las curvas verticales.

Tabla VI. **Elementos geométricos de curva vertical**

No.	Estacionamiento	Tipo de Curva	$\Delta = P_s - P_e$	k	Lcv
1	0+352,216	Convexa	-0,796	100,49	80
2	0+492,064	Concava	0,962	103,936	100
3	0+700,236	Convexa	-0,465	172,109	80
4	0+858,093	Convexa	-1,512	52,922	80
5	0+956,618	Concava	3,18	31,446	100
6	1+130,045	Convexa	-1,782	67,325	120
7	1+520,226	Convexa	-0,291	343,871	100
8	1+667,715	Concava	0,883	135,865	120
9	2+165,018	Convexa	-0,823	121,529	100
10	2+399,494	Concava	0,852	140,772	120
11	2+736,428	Convexa	-0,487	205,285	100
12	3+131,216	Concava	0,292	342,782	100
13	3+589,208	Convexa	-0,376	319,313	120
14	4+361,864	Convexa	-1,337	104,738	140
15	4+680,364	Concava	1,405	85,409	120
16	5+288,063	Concava	0,776	128,799	100

Continuación de la tabla VI.

No.	Estacionamiento	Tipo de Curva	$\Delta = P_s - P_e$	k	Lcv
17	5+624,418	Concava	0,644	186,386	120
18	5+845,606	Convexa	-1,308	68,807	90

Fuente: elaboración propia.

## 2.5. Movimiento de tierras

Esta actividad consiste, en el movimiento, de una parte, de la superficie de tierra de un lugar a otro y, en su nueva posición, crea una forma y condición física deseada.

Siendo ésta una de las actividades más importantes en la construcción de una carretera, debido a su incidencia en el costo. Por lo tanto, deberá lograrse un balance óptimo entre el corte y el relleno, para lograr el costo mínimo, sin dejar de lograr la calidad en el diseño de la carretera. (Ver planos incluidos en apéndice).

### 2.5.1. Áreas de secciones transversales

La topografía del terreno en el sentido perpendicular a la línea central de la carretera determina el volumen de movimiento de tierras necesario en la construcción de un proyecto carretero.

Al tomar en cuenta la sección topográfica transversal, se localiza el punto central de la carretera, el cual puede quedar ubicado sobre el terreno natural, se marca con esta área de relleno y debajo del terreno natural, el área de corte, a partir de la cual se habrá de trazar la sección típica.

Se estimarán el ancho de rodadura, con su pendiente de bombeo de 3 por ciento o el peralte que sea apropiado si corresponde a un caminamiento en curva horizontal; el ancho del hombro de la carretera, con su pendiente, taludes de corte y relleno según se presente el caso, determinando su pendiente en razón al tipo de material del terreno y la altura que precisen.

Es de hacer notar que cuando es necesario se marca un espacio de remoción de capa vegetal en que se cortará en una profundidad aproximada de 30 centímetros.

Este se considera en un renglón diferente al corte para material de préstamo, no así cuando se considere corte de material de desperdicio.

El perfil exacto de la cuneta por lo general se calcula aparte para considerarlo como excavación de canales, se mide o calcula el área enmarcada entre el trazo del perfil del terreno y el perfil que se desea obtener, clasificando así separadamente el corte y el relleno necesario.

Al proyectar la sección transversal en dibujo, incluyendo la sección típica de la calzada, se obtiene el área de la misma.

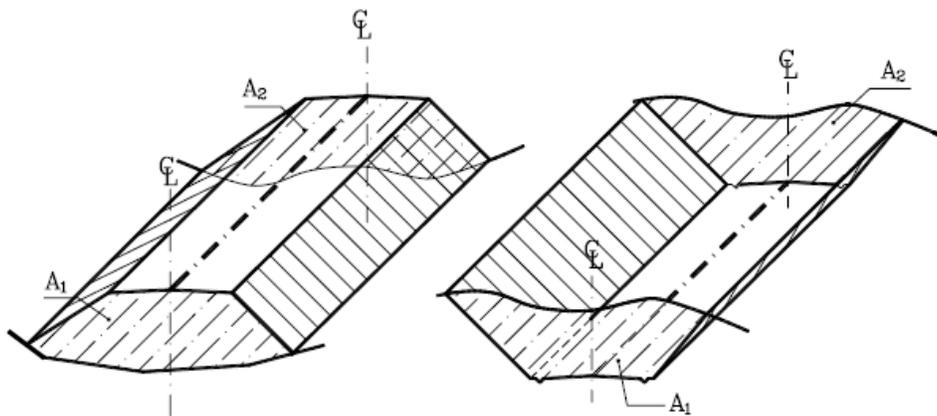
Se determinó el área de cada sección transversal que se estableció a cada 20 metros. Este cálculo se realizó por medio de *AutoCAD Civil 3D Land Desktop*. Como se representan en los planos de secciones transversales. Los planos se adjuntan en el anexo.

### 2.5.2. Volúmenes de tierra

Una vez se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de volúmenes de tierras. Entre dos estaciones el volumen es el de un prisma irregular, el área de sus bases es la calculada en cada una de las estaciones y la altura es igual a la diferencia de estaciones, sucede esto cuando en las estaciones consideradas existe solo corte o solo relleno.

La forma más rápida de calcular el volumen, es basándose en el producto de la semisuma de las áreas extremas, por la distancia entre estaciones. Cuando en un extremo, la sección tenga solo área corte y el otro extremo solamente relleno, debe calcularse una distancia de paso, donde teóricamente el área pasa a ser de corte a relleno. Esto se obtiene por medio de la interpolación de las 2 áreas en la distancia entre ellas.

Figura 3. Volumen entre secciones del mismo tipo



Fuente: CASANOVA M. LEONARDO. *Topografía plana*. Mérida, 2002. 1-25 p.

Fórmula para el cálculo de volúmenes:

$$V = \frac{(A1 + A2)}{2} * d$$

Donde:

V = Volumen de tierra

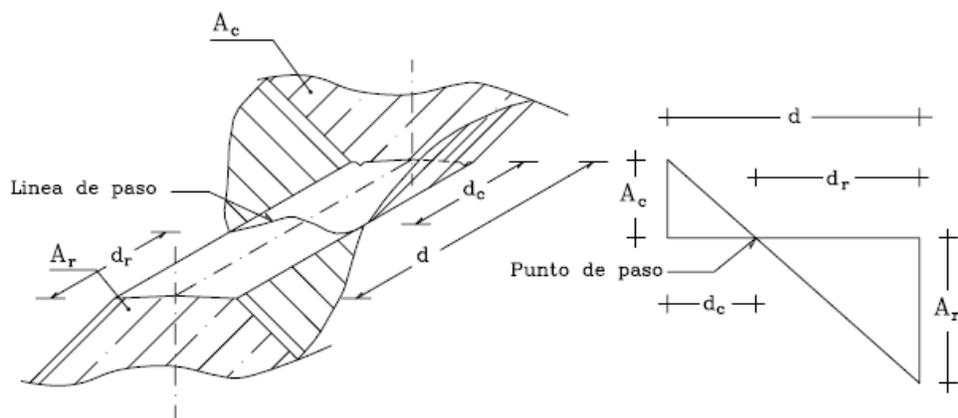
A1 = Área de sección 1

A2 = Área de sección 2

d = Distancia entre estaciones

Cuando existen dos secciones consecutivas de diferente tipo, se genera una línea de paso a lo largo de la cual la cota del terreno coincide con la cota de la superficie de subrasante. En este caso se generará un volumen de corte y uno de relleno entre ambas secciones (ver figura 4).

Figura 4. **Volumen entre secciones de diferente tipo**



Fuente: CASANOVA M. LEONARDO. *Topografía plana*. Mérida, 2002. 1-25 p.

Se asume que la línea de paso es perpendicular al eje. El volumen de corte entre el área de corte  $A_c$  y el área de la línea de paso que es cero, y el volumen de relleno entre el área de relleno  $A_r$  y el área de la línea de paso, se calculan de la siguiente manera:

$$V_c = \frac{1}{2}(A_c + A_o) * d_c$$

$$V_R = \frac{1}{2}(A_R + A_o) * d_R$$

En donde:

$V_C, V_R$  = volumen de corte y de relleno en  $m^3$

$A_C, A_R$  = áreas de las secciones en corte y relleno en  $m^2$

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

$d_C, d_R$  = distancias de corte y relleno en metros

Por medio de relación de triángulos se determinan los valores de  $d_c$  y  $d_r$ , ver figura 4, de la siguiente manera:

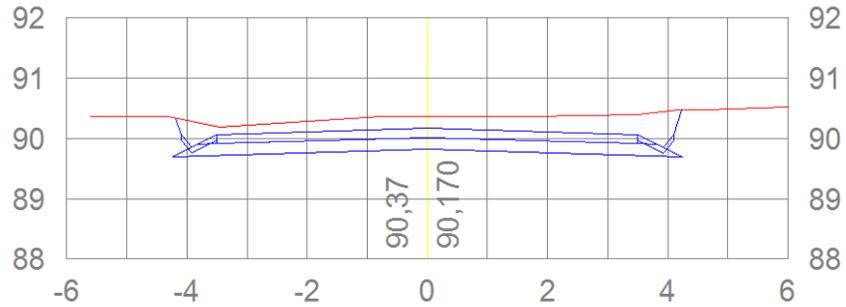
$$d_c = \frac{A_c}{A_c + A_R} * d$$

$$d_R = \frac{A_R}{A_c + A_R} * d$$

Como ejemplo se calcula el volumen entre las secciones 0+340 y 0+360, que tienen un área de corte de

Figura 5. **Sección transversal en el tramo 0+340**

0+340

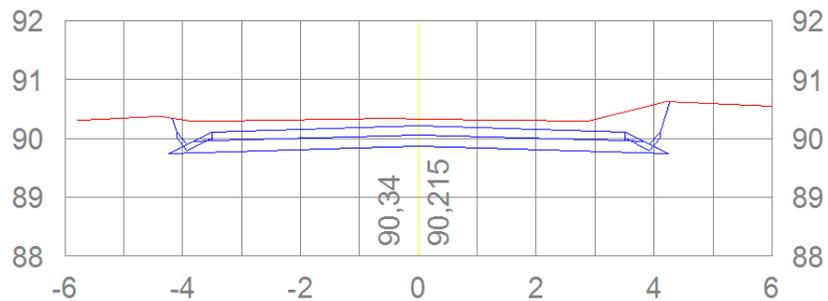


Fuente: elaboración propia.

Por medio del programa se tiene una área de corte,  $A_1 = 5,769 \text{ m}^2$

Figura 6. **Sección transversal en el tramo 0+360**

0+360



Fuente: elaboración propia.

Este tiene una área de corte,  $A_2 = 4,653 \text{ m}^2$ . Para determinar el volumen:

$$V_{\text{corte}} = \left( \frac{(5,769 \text{ m}^2 + 4,653 \text{ m}^2)}{2} \right) \times (360 \text{ m} - 340 \text{ m}) =$$

$$V_{\text{corte}} = 104,22 \text{ m}^3$$

Se realizó un cuadro resumen que representa los volúmenes de corte y relleno, que se estiman a cada 10 metros entre secciones transversales. Como resultado se tiene un total de 11 827,617 metros cúbicos corte y 2 166,302 metros cúbicos de relleno, la diferencia es el volumen de desperdicio, donde se obtiene 9 661,315 metros cúbicos, este suelo es acarreado a un terreno autorizado.

## **2.6. Determinación de la calidad de suelo**

El suelo es el soporte último de todas las obras de infraestructura, se comporta como una estructura más con características físicas propias (densidad, porosidad, ángulo de fricción interna, entre otras), que le otorgan ciertas propiedades resistentes ante diversas sollicitaciones (compresión, corte, entre otras); por esto es necesario estudiar su comportamiento ante la perturbación que supone cualquier asentamiento antrópico, en este caso una carretera.

### **2.6.1. Pruebas de laboratorio**

Las pruebas de laboratorio son procedimientos científicos que permiten caracterizar los suelos en función de sus propiedades físicas, químicas o mecánicas, con el fin de establecer una división sistemática, según similitud de caracteres físicos y propiedades mecánicas. Una clasificación adecuada permite tener una idea del comportamiento del suelo como cimiento del pavimento.

Los ensayos que definen las principales propiedades de los suelos en carreteras son:

- Análisis granulométrico
- Límites de Atterberg
- Equivalente arena
- Proctor normal y modificado
- Determinación de la capacidad portante mediante el índice de CBR

Se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg, proctor modificado y CBR para poder clasificar el suelo y determinar sus propiedades físicas y mecánicas. A continuación se presenta una breve descripción de cada ensayo y los resultados obtenidos.

- Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg determinan el comportamiento y las propiedades de los suelos de granos finos cuando éstos entran en contacto con el agua. Cada uno se define por la variación de humedad que produce una consistencia determinada en el suelo, siendo éstos: límite líquido, plástico, de contracción, de pegajosidad y de cohesión.

Es importante determinar el límite líquido y plástico, ya que el suelo en esos dos estados, presenta una alta deformabilidad y una drástica reducción de su capacidad soporte, además por medio de ellos y del análisis granulométrico, se puede clasificar el suelo y de esta forma tener una idea del suelo en estudio y sus propiedades mecánicas.

Estos dos límites están definidos de la siguiente manera:

- Límite líquido: 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 de un fluido viscoso.

Está expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra utilizada para el ensayo.

- Límite plástico: es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como un material no plástico, estado semi sólido.

Está expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra utilizada para el ensayo.

El índice de plasticidad I.P. indica el grado de plasticidad que presenta el suelo y es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Los resultados de los ensayos realizados se muestran en la tabla VII.

Tabla VII. **Resultado de los ensayos de límites de Atterberg**

<b>ENSAYO</b> <b>No.</b>	<b>MUESTRA</b> <b>No.</b>	<b>L.L.</b> <b>(%)</b>	<b>I.P.</b> <b>(%)</b>	<b>C.S.U.</b> <b>*</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL SUELO</b>
1	1	0,0	0,0	SM	Arena limosa color café

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

(\*)CLASIFICACIÓN SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Fuente: elaboración propia.

- Análisis granulométrico

Determina las proporciones de los distintos tamaños de grano existentes en el suelo. Con este ensayo se establece una clasificación genérica de suelos atendiendo a su granulometría.

Existen varias formas y escalas para clasificar los suelos, entre ellas están: la del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), ver tabla VIII, que por su carácter versátil y sencillo se emplea para todo tipo de obras de ingeniería; y la del sistema de clasificación de la AASHTO, que es uno de los más populares en carreteras. En este sistema se clasifica el suelo en siete grupos básicos, ver tabla IX.

Tabla VIII. **Tipología de suelos SUCS**

SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos<5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos<5%)	Bien graduadas
			Pobremente graduadas
		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Fuente: BAÑÓN BLÁZQUEZ, LUIS; BEVIÁ GARCÍA JOSÉ F.. *Manual de carreteras, Tomo 2.*  
España, 2000. 15-21 p.

Tabla IX. Clasificación de suelos AASHTO

DIVISIÓN GENERAL		Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)						Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)					
GRUPO		A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupo		A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b> (% que pasa por cada tamiz)													
Serie ASTM	#10	≤ 50											
	#40	≤ 30	≤ 50	≥ 51									
	#200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	
<b>ESTADO DE CONSISTENCIA</b> (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)													
Limite líquido			NP	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	>41 (IP<LL-30)	>41 (IP>LL-30)	
Índice de plasticidad	≤ 6			≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	≥ 11
<b>ÍNDICE DE GRUPO</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>≤ 4</b>		<b>≤ 8</b>	<b>≤ 12</b>	<b>≤ 20</b>		<b>≤ 20</b>			
<b>TIPOLOGÍA</b>	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos			
<b>CALIDAD</b>	EXCELENTE A BUENA						ACEPTABLE A MALA						

Fuente: BAÑÓN BLÁZQUEZ, LUIS; BEVIÁ GARCÍA JOSÉ F.. *Manual de carreteras, Tomo 2.* España, 2000. 15-21 p.

En la tabla X se encuentran los resultados del ensayo de análisis granulométrico.

Tabla X. **Resultado del ensayo de análisis granulométrico**

<b>Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo</b>				
<b>Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11</b>				
Análisis con Tamices:				
Tamiz	Abertura (Mm.)	% que pasa		
1 1/2"	38,10	100,00		
3/4"	19,00	91,28	% de Grava:	13,57
4	4,75	86,43	% de Arena:	45,91
10	2,00	80,00	% de Finos:	40,51
40	0,425	67,89		
200	0,075	40,51		
Descripción del suelo:			Arena limosa color café	
Clasificación: S.C.U.:		SM	P.R.A.:	A-4

Fuente: elaboración propia.

Con los resultados de la granulometría se determina que el suelo posee un porcentaje de gravas de 13,57, 45,91 de arena y 40,51 de finos, con estos valores y los del ensayo anterior, se clasifica el suelo como SM, según el sistema de clasificación SUCS., y A-4, según el sistema de clasificación AASHTO, y se describe como una arena limosa color café.

- Proctor

Permite conocer las características de compactación del suelo que son humedad óptima y densidad máxima, con el fin de conseguir la mayor estabilidad mecánica posible en la construcción, para que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente y no se produzcan asentamientos excesivos o incluso el colapso del suelo que sirve como cimiento del pavimento. Estos ensayos se dividen en proctor estándar y proctor modificado, la diferencia entre estos dos ensayos es la energía de compactación utilizada en cada uno de ellos, el modificado es 5 veces mayor que el estándar. Para el proyecto se utilizará el ensayo de proctor modificado.

Tabla XI. **Resultados del ensayo Proctor modificado**

<b>ENSAYO DE COMPACTACIÓN</b>		
<b>Proctor modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180</b>		
Descripción del suelo:	Arena limosa color café	
Densidad seca máxima:	1 639 Kg./ m <sup>3</sup>	102,3 lb./ pie <sup>3</sup>
Humedad óptima Hop.:	14,7 %	

Fuente: elaboración propia.

Estos resultados indican que con una humedad de 14,7 por ciento, el suelo llega a su densidad seca máxima, que es de 1 639 kilogramos por metro cúbico, al ser compactado.

- Ensayo de la relación soporte California (CBR)

Fue creado como una forma de clasificación de la capacidad de un suelo para ser utilizado como subrasante o material de base en la construcción de carreteras. Mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El índice de CBR es la relación de la carga unitaria (en lb/pulg<sup>2</sup>) necesaria, para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón de penetración (con área = 19,4 cm<sup>2</sup>), dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas, con respecto a la carga unitaria patrón requerida, para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado.

El CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón y se expresa de la siguiente manera:

$$\text{CBR} = (\text{Carga Unitaria del Ensayo} / \text{Carga Unitaria Patrón}) * 100$$

El número de CBR se basa usualmente en la relación de carga para una penetración de 2,5 milímetros pero si el valor de CBR a una penetración de 5 milímetros es mayor, se repite el ensayo y si al repetirse produce nuevamente un valor de CBR mayor, se debe aceptar este último valor como el valor final del ensayo. Los valores de carga unitaria que deben utilizarse se muestran en la tabla XII.

Tabla XII. **Valores de carga unitaria para calcular el CBR**

PENETRACIÓN		CARGA UNITARIA PATRÓN	
Mm.	pulg.	MPa	psi
2,5	0,1	6,9	1 000
5	0,2	10,3	1 500
7,5	0,3	13	1 900
10	0,4	16	2 300
12,7	0,5	18	2 600

Fuente: BOWLES, JOSEPH E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw-Hill Latinoamericana, 1980. 190 p.

A continuación, en la tabla XIII, se muestran los resultados obtenidos en el ensayo:

Tabla XIII. **Resultados del ensayo de razón soporte California**

Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)				Norma: A.A.S.H.T.O. T-193		
PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	$\gamma_d$ (Lb./ pie <sup>3</sup> )			
1	10	14,50	90,9	88,9	1,30	12,5
2	30	14,50	96,0	93,8	1,74	20,9
3	65	14,50	100,7	98,5	1,52	44,4

Fuente: elaboración propia.

Según los resultados el suelo posee un índice de CBR, al 95 por ciento de compactación, del 26 por ciento, este valor es utilizado para determinar las propiedades mecánicas del suelo.

### **2.6.2. Criterio para definir la capa de rodadura**

Son muchas las razones y beneficios por los cuales escoger una estructura de pavimento rígido en un desarrollo vial, se convierte en la más eficiente y duradera alternativa desde lo técnico, operacional y económico en un proyecto de infraestructura.

Entre estas razones se pueden resaltar bajo un buen proceso constructivo y de diseño: su mayor vida útil (mínima de 20 años, existen proyectos de hasta 60 años en buen estado), su poco deterioro durante esta vida útil, su menor necesidad de mantenimiento, su seguridad gracias al micro y macrotexturizado con menores distancias de frenado y excelente comportamiento como drenaje, su menor estructura de soporte, su confort y luminosidad, entre otros.

### **2.7. Diseño de la carpeta de rodadura**

El pavimento es un conjunto de capas superpuestas horizontalmente, formadas por diversos materiales sueltos o tratados con una sustancia aglomerante, cuya misión es transmitir adecuadamente las cargas generadas por el tránsito, de tal forma que las capas inferiores no se deformen de manera inadmisibles, al menos durante el período de diseño adoptado y bajo cualquier condición meteorológica. Además de sus características de resistencia, el pavimento debe poseer propiedades que garanticen la seguridad y comodidad de los usuarios de forma duradera.

Los aspectos que determinan las características estructurales, a corto y largo plazo, de un pavimento son los materiales y espesores de las capas que lo componen, éstas se dimensionan con base a diversos métodos y procedimientos de cálculo. Los métodos pueden ser analíticos o empíricos y se usan para diseñar pavimentos rígidos y flexibles, su fin es proyectar una estructura multicapa económicamente satisfactoria, que sea capaz de servir como soporte a la rodadura de los vehículos, durante un tiempo mínimo adecuado y previsto (período de diseño del proyecto), sin que los materiales que lo constituyen, ni las capas de suelo subyacentes, se deformen en forma excesiva.

- Factores a considerar en el diseño del pavimento

En el cálculo del pavimento, como en todo problema de diseño estructural, se emplean hipótesis básicas sobre materiales, condiciones externas, solicitaciones o evoluciones y deterioro de la estructura, que varían según el método empleado y el tipo de pavimento. Los factores, que son comunes a todos los métodos de diseño, ya sean empíricos o analíticos, son:

- El tránsito

Es importante conocer el tránsito promedio diario anual que circula por la carretera existente, tomando en cuenta el porcentaje de tránsito pesado, de esta manera se conocerá la carga aproximada que debe resistir el pavimento y la acumulación de sus efectos, durante el período de diseño. El tránsito promedio diario actual del camino existente es aproximadamente de 60 vehículos, con un tránsito pesado menor al 10 por ciento.

- La subrasante

Es el conjunto de cortes y terraplenes de una terracería ya preparada, libre de material orgánico, fango y rocas que sobresalen de la superficie del terreno, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad tal, que no le afecte la carga de diseño y que corresponda al tránsito previsto. Deberá estar conformada, de preferencia por suelos granulares con menos de 3 por ciento de hinchamiento, de acuerdo con el ensayo AASHTO T 193 (CBR). En este caso, el CBR de la muestra de suelo tomada del camino existente, se encuentra entre 20 y 44, por lo que se puede utilizar como una sub-rasante y hasta como base, sub-base bueno (Ver tabla XIV).

Tabla XIV. **Clasificación cualitativa de los suelos por medio de su CBR**

No. CBR	CLASIFICACIÓN GENERAL	USOS	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN	
			UNIFICADO	AASHTO
0 - 3	Muy pobre	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3 - 7	Pobre a regular	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7 - 20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	Bueno	Base, Sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: BOWLES, JOSEPH E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw-Hill Latinoamericana, 1980. 190 p.

Las principales funciones de la capa subrasante son: recibir y resistir las cargas del tránsito que le son transmitidas por el pavimento, transmitir las y distribuir las de modo adecuado, al cuerpo del terraplén (esta función es estructural y común a todas las capas de las secciones transversales de la vía), evitar que los materiales finos plásticos que formen el cuerpo del terraplén contaminen el pavimento, el tamaño de las partículas debe estar entre las finas correspondientes al cuerpo del terraplén y las granulares del pavimento, evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento y uniformar los espesores de pavimento, en especial cuando los materiales de las terracerías requieren un espesor grande.

El objetivo principal de la subrasante es adecuar la superficie de la sección típica y con ello obtener las elevaciones del proyecto establecidas en los planos, por medio de su reacondicionamiento, efectuando cortes y rellenos con un espesor no mayor de 200 milímetros, con el objeto de regularizar y mejorar, mediante estas operaciones, las condiciones de la superficie que servirá de cimiento a la estructura del pavimento. La capa superior de la capa subrasante, coincide con la subrasante o línea subrasante del proyecto geométrico, la cual debe cumplir con las especificaciones de pendiente longitudinal para la obra.

De la capacidad soporte del terreno de fundación, depende en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento, si es pésimo, con un alto contenido de material orgánico, debe desecharse y sustituirse por otro de mejor calidad. Si es malo y se halla formado por suelo fino, limoso o arcilloso, susceptible de saturación, deberá colocarse una subbase granular, de material seleccionado, antes de colocar la base y capa de rodamiento. Cuando el terreno de fundación sea regular o bueno y esté formado por suelo bien

graduado, que no ofrezca peligro a la saturación, o por un material de granulometría gruesa, posiblemente no requiera la capa de subbase.

Cuando los materiales encontrados en las zonas cercanas a la obra, no cumplen con las características marcadas en las normas, se requiere estabilizarlos mecánica o químicamente. En otras ocasiones, para construir las terracerías es necesario formar una caja y sustituir el material extraído, por otro de características adecuadas; este procedimiento se utiliza a menudo para construir la capa subrasante en cortes.

A veces, el material de los cortes es adecuado para la capa subrasante, por lo mismo no debe acarrear material de préstamos de banco, sino utilizarse el que ya existe, para no tener salientes en la cama de los cortes y que la compactación sea constante. Para esto se escarifican 15 centímetros de material, se humedecen en forma homogénea, se extienden dando el bombeo o sobre elevación del proyecto y se compactan al 95 por ciento de su peso volumétrico seco máximo.

La estabilización es la operación que consiste en escarificar o pulverizar, incorporar materiales estabilizadores, homogenizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar la mezcla de la subrasante, con materiales que mejoren sus características mecánicas y su función como cimiento de la estructura del pavimento, adecuando su superficie a la sección típica y elevaciones de subrasante establecidas en los planos, efectuando cortes y rellenos con un espesor no mayor de 200 milímetros.

Los materiales estabilizadores pueden ser cal hidratada, cemento hidráulico, productos químicos y otros más, que cumplan con los requisitos establecidos en las Normas AASHTO M 216, ASTM C 977, NGO 41018, ASTM

C 206 y ASTM C 207 con la finalidad de mejorar las condiciones mecánicas de la capa subrasante.

En este proyecto no es necesaria la capa de subbase, pues el terreno de fundación es un suelo: arena limosa color café con un CBR de 20 – 40 por lo que se puede utilizar como base o subbase. Ya que la subrasante cumple con las condiciones mecánicas necesarias no será estabilizado.

- El clima

Se tiene en cuenta sobre todo en la elección de materiales y en algunos aspectos constructivos, como en el dimensionamiento del drenaje. En el diseño puro y simple de la estructura del pavimento no tiene especial influencia.

- Los materiales a utilizar en cada capa

Confieren un determinado comportamiento mecánico al pavimento, de su correcta combinación depende la obtención de la sección del pavimento más adecuada técnica y económicamente. Según los materiales y capas que componen el pavimento y la forma de estos de resistir los esfuerzos, en el caso de este proyecto se diseñara la carpeta de rodadura como pavimento rígido (con una carpeta de rodadura de concreto hidráulico). A continuación se describen los materiales que se utilizan en las capas que forman el pavimento rígido y las funciones de cada una de ellas.

- Subase

Es la capa de material seleccionado que se coloca encima de la subrasante. Tiene una razón económica, ya que reduce el espesor de la capa

de base, colocando una capa de menor calidad, que es más barata. El utilizar un material con baja calidad, conlleva aumentar el espesor total del pavimento, pues menor calidad necesita mayor cantidad de espesor para soportar los esfuerzos transmitidos.

Los espesores de subbase dependen y varían de acuerdo a cada tramo, lugar y proyecto; sin embargo, se considera un mínimo de 10 centímetros y un máximo de 70 centímetros de espesor en una capa de subbase. Se debe entender que al decir material de menor calidad, éste debe mantener propiedades y cualidades como resistencia friccionante y la capacidad de drenaje y deberá llenar los requisitos mínimos.

La subbase tiene por objeto: servir de capa de drenaje al pavimento; servir de transición entre el material de la base y la subrasante (es más fina que la base y actúa como filtro de ésta e impide su incrustación en la subrasante); soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas del tránsito, proveniente de las capas superiores del pavimento, de tal manera que el suelo de subrasante las pueda soportar; controlar o eliminar los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material del terreno de fundación; y controlar la ascensión capilar del agua proveniente de las napas freáticas cercanas o de otras fuentes, protegiendo el pavimento contra los hinchamientos que se producen en época de helada.

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

- Valor soporte: el material debe tener un CBR, AASHTO T 193, mínimo de 30, efectuado sobre muestra saturada a 95 por ciento de compactación, AASHTO T 180.
- Tamaño de las partículas: el tamaño máximo de las piedras que contenga no debe exceder de 70 milímetros ni exceder de ½ espesor de la capa. No debe tener más del 50 por ciento en peso, de partículas que pasen el tamiz 0,425 milímetros, ni más del 25 por ciento en peso, de partículas que pasen el tamiz 0,075 milímetros.
- Plasticidad: la porción que pasa el tamiz 0,425 milímetros, no debe de tener un índice de plasticidad AASHTO T 90, mayor de 6 ni un límite líquido, AASHTO T 89, mayor de 25, determinados ambos, sobre muestra preparada en húmedo, AASHTO T 146.
- Equivalente de arena: no debe ser menor de 25, determinado por el método AASHTO T 176.
- Impurezas: el material debe estar exento de materias vegetales, basura, terrones de arcilla, o sustancias que puedan causar fallas en el pavimento.

- Base

Capa del pavimento compuesta de material selecto colocada sobre la subbase o subrasante, tiene por finalidad absorber los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos, repartiéndolos a la subbase y al terreno de

fundación. Tendrá un espesor máximo de 35 centímetros y mínimo de 10 centímetros. Las bases pueden ser granulares o bien estar formadas por mezclas bituminosas o mezclas con cemento u otro material ligante. Por lo general, para la capa de base se emplea piedra triturada, grava o mezcla estabilizadas de suelo cemento, suelo bituminoso, entre otros.

El material de base granular debe consistir de preferencia en piedra o grava clasificadas sin triturar, o solamente con trituración parcial cuando sea necesario para cumplir con los requisitos de graduación establecidos, combinada con arena y material de relleno para formar un material de base granular que llene los requisitos siguientes:

- Valor soporte: debe tener un CBR determinado por el método AASHTO T 193, mínimo de 70, efectuado sobre muestra saturada, a 95 por ciento de compactación determinada por el método AASHTO T 180 y un hinchamiento máximo de 0,5 por ciento en el ensayo efectuado según AASHTO T 193.
- Abrasión: la porción de agregado retenida en el tamiz 4,75 milímetros (N° 4), no debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión determinado por el método AASHTO T 96, mayor de 50 a 500 revoluciones.
- Partículas planas o alargadas: no más del 25 por ciento en peso del material retenido en el tamiz 4,75 milímetros (N° 4), pueden ser partículas planas o alargadas, con una longitud mayor de cinco veces el espesor promedio de dichas partículas.

- Impurezas: el material debe estar exento de materias vegetales, basura, terrones de arcilla o sustancias que incorporadas dentro de la capa puedan causar fallas en el pavimento.
- Graduación: el material debe llenar los requisitos de graduación, determinada por los métodos AASHTO T 27 y AASHTO T 11, para el tipo que se indique en la siguiente tabla (tabla No. XV):

Tabla XV. **Tipos de graduación para material de subbase o base granular**

Standard mm	Tamiz N°	Porcentaje por peso que pasa un tamiz de abertura cuadrada (AASHTO T 27)					
		TIPO "A" (Subbase) 50 mm (2") máximo	TIPO "A" (Base) 50 mm (2") máximo		TIPO "B" (Subbase y Base) 38.1 mm (1 ½") máximo		TIPO "C" (Subbase y Base) 25 mm (1") máximo
		A-1	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1
50,0	2"	100	100	100			
38,1	1 ½"	-	-	-	100	100	
25,0	1"	60-90	65-90	60-85	-	-	100
19,0	¾"	-	-	-	60-90	-	-
9,5	⅜"	-	-	-	-	-	50-85
4,75	N° 4	20-60	25-60	20-50	30-60	20-50	35-65
2,00	N° 10	-	-	-	-	-	25-50
0,425	N° 40	-	-	-	-	-	12-30
0,075	N° 200	3-12	3-12	3-10	5-15	3-10	5-15

Fuente: Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001. 304-2 p.

El porcentaje que pasa el tamiz 0,075 milímetros (N° 200), debe ser menor que la mitad del porcentaje que pasa el tamiz 0,425 milímetros (N° 40).

- Plasticidad y cohesión: el material en el momento de ser colocado en la carretera, no debe tener en la fracción que pasa el tamiz 0,425 milímetros (N° 40), incluyendo el material de relleno, un índice de plasticidad mayor de 6, determinado por el método AASHTO T 90, ni un límite líquido mayor de 25, según AASHTO T 89, determinados ambos sobre muestra preparada en húmedo de conformidad con AASHTO T 146.
  - Equivalente de arena: el equivalente de arena no debe ser menor de 30, según AASHTO T 176.
  - Material de relleno: cuando se necesite agregar material de relleno, en adición al que se encuentra naturalmente en el material, para proporcionarle características adecuadas de granulometría y cohesión, éste debe estar libre de impurezas y consistir en un suelo arenoso, polvo de roca, limo inorgánico u otro material con alto porcentaje de partículas que pasan el tamiz 2,00 milímetros (N° 10).
- Carpeta de rodadura para un pavimento rígido

La carpeta de rodadura es proporcionada por losas de concreto hidráulico, las cuales distribuyen las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores por medio de toda la superficie de la losa que recibe las cargas

directamente y de las adyacentes que trabajan en conjunto. Este tipo de pavimento no puede plegarse a las deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural.

Aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pueden colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario construir una capa de subbase o base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al pasar los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla de la losa.

La sección transversal de un pavimento rígido está constituida por la losa de concreto hidráulico y la subbase, que se construyen sobre la capa subrasante. La construcción de ésta estará de acuerdo con los planos. Las especificaciones para materiales del concreto son las siguientes:

- Cemento Pórtland: debe cumplir con las normas AASHTO M 85, ASTM C 150 ó COGUANOR NG 41005 para los cementos Portland ordinarios y a las normas AASHTO M 240, ASTM C 595 ó COGUANOR NG 41001 y ASTM C 1157, para cementos hidráulicos mezclados e indicarse su clase de resistencia en MPa (mega pascales MN/m<sup>2</sup>) o en libras por pulgada cuadrada.
- Agregados: deberán ser separados de acuerdo a su granulometría y además, si es necesario, lavados para quedar exentos de substancias nocivas como limos o arcillas.

Deberán tener una estructura sólida y su densidad aparente deberá ser de entre 2,6 y 2,8 kilogramos por metro cúbico.

- Agregado fino: debe ser arena natural o manufacturada, compuesta de partículas duras y durables.

El módulo de finura no debe ser menor de 2,3 por ciento ni mayor de 3,1 por ciento ni variar en más de 0,20 del valor asumido al seleccionar las proporciones del concreto y se determina de la suma de los porcentajes por masa acumulados, retenidos en los siguientes tamices de malla cuadrada 3", 1½", ¾", ⅜", no.4, no.8, no.16, no.30, no.50, no.100 y dividida entre 100:

La graduación del agregado debe estar dentro de los límites de la siguiente tabla (tabla XVI):

Tabla XVI. **Graduación de los agregados**

<b>TAMICES AASHTO</b>		<b>PORCENTAJE EN MASA</b>
<b>M 92</b>		<b>QUE PASA</b>
9,500 mm	3/8"	100
4,750 mm	No.4	95-100
2,360 mm	No.8	80-100
1,180 mm	16	50-85
0,600 mm	30	25-60
0,300 mm	50	10-30 (1)
0,150 mm	100	2-10 (1)
0,075 mm	200	0- 5 (2)

## Continuación de la tabla XVI.

- (1) Para concreto de pavimentos estos límites pueden quedar: de 5-30 para Tamiz 0.300 mm (No. 50), y de 0-10 para Tamiz 0.150 mm (No. 100).
- (2) Para concreto sujeto a desgaste superficial, estos límites se reducen a 0-3.

Fuente: Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001. 551-3 p.

- Agregado grueso: el porcentaje de partículas desmenuzables y de terrones de arcilla no debe exceder del 5 por ciento en masa, y el contenido de terrones de arcilla no debe ser mayor de 0,25 por ciento en masa, cumpliendo con los requisitos de AASHTO M 80 y ASTM C 33.

El porcentaje de partículas planas y de partículas alargadas, que su longitud sea mayor de 5 veces el espesor promedio, no debe sobrepasar de 15 por ciento en masa.

La graduación del agregado grueso debe ser la siguiente (tabla XVII).

Tabla XVII. **Porcentaje por peso que pasa por tamices de abertura cuadrada**

PORCENTAJE POR PESO QUE PASA POR TAMICES DE ABERTURA CUADRADA										
GRADUACIONES AASHTO M 80	63, 0 mm	50,0 mm (2")	38,1 mm (1 1/2")	25,0 mm (1")	19,0 mm (3/4")	12,5 mm (1/2")	9,50 mm (3/8")	4,75 mm (No. 4)	2,36 mm (No. 8)	
Nº7	12,5 a 4,75 mm (1/2" a N°4)	-	-	-	100	90-100	40-70	0-15	0-5	
Nº67	19,0 a 4,75 mm (3/4" a N°4)	-	-	100	90-100	-	20-55	0-10	0-5	
Nº57	25,0 a 4,75 mm (1" a N°4)	-	100	95-100	-	25-60	-	0-10	0-5	
Nº46	38,1 a 4,75 mm (1 1/2" a N°4)	-	100	95-100	35-70	-	10-30	0-5	-	
7	50,0 a 4,75 mm (2" a N°4)	100	95-100	35-70	-	10-30	-	0-5	-	
Nº35	38,1 a 19,0 mm (1 1/2" a 3/4")	-	90-100	20-55	0-15	-	0-5	-	-	
Nº4	50,0 a 25,0 mm 2" a 1"	100	35-70	0-15	-	0-5	-	-	-	
Nº3										

El material que pasa el Tamiz 0,075 mm (N°200) no debe exceder de 1,0%, salvo el caso que consista de polvo de trituración, libre de arcilla, esquistos ó pizarras, en cuyo caso, se podrá aceptar un límite máximo de 1,5%.

Fuente: Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001. 551-4 p.

- Calidad del concreto: para pavimentos de carreteras y vías urbanas principales con un tránsito promedio diario anual mayor de 5 000 y con un tránsito pesado promedio diario arriba del 20 por ciento, debe usarse un concreto de clase 28 (4 000) o mayor, con una resistencia a la flexión AASHTO T97 (ASTM C78) promedio mínima de 4,5 mega Pascales (650 psi) o mayor. El concreto a utilizar en la obra, debe ser verificado por medio de mezclas de prueba en la obra o en laboratorio por lo menos 30 días antes de su empleo en la obra.

Además se debe tener información sobre los materiales a usar, sus proporciones en masa, registros de ensayos de resistencia del concreto a 7 y 28 días y muestras de los materiales. Una mezcla podrá ser aprobada estando pendiente de resultados de ensayos de resistencia a 28 días sobre la base de los resultados de resistencia a 7 días, siempre que éstos sean iguales o excedan el 85 por ciento de la resistencia requerida a 28 días, sin usar acelerantes ni cementos de alta resistencia.

El diseño de la mezcla dependerá de las exigencias especiales para el concreto y entre otros también la resistencia inicial. Las clases de concreto se indican en la tabla XVIII y se deben emplear de acuerdo a lo indicado en los planos y disposiciones especiales.

Tabla XVIII. **Clases de concreto**

CLASE DE CONCRETO	RESISTENCIA A 28 DIAS <sup>(1)</sup>	
	MPa	lb./pulg <sup>2</sup>
42 (6 000)	42	(6 000)
38,5 (5 500)	38,5	(5 500)
35 (5 000)	35	(5 000)
31,5 (4 500)	31,5	(4 500)
28 (4 000)	28	(4 000)
24,5 (3 500)	24,5	(3 500)
21 (3 000)	21	(3 000)
17,5 (2 500)	17,5	(2 500)
14 (2 000)	14	(2 000)

(1) A menos que en las Disposiciones Especiales se estipule otra edad en días.

Fuente: Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001. 551-1 p.

El método para diseñar adecuadamente la mezcla es el proporcionamiento por volumen absoluto de los componentes del concreto del ACI. El concreto debe ser como mínimo clase 24,5 (3 500) con una resistencia a compresión AASHTO T 22 (ASTM C 39), promedio mínima de 24,5 MPa = 3 500 psi y una resistencia a la flexión AASHTO T 97 (ASTM C 78), promedio mínima de 3,8 MPa = 550 psi, determinadas sobre especímenes preparados

según AASHTO T 126 (ASTM C 192) y T 23 (ASTM C 31), ensayados a los 28 días.

Cuando se diseña una mezcla se deben considerar algunos factores fundamentales para que el concreto resultante tenga las condiciones necesarias para cumplir con las exigencias a las que será sometido según sea su utilización final. Entre estos se pueden mencionar: trabajabilidad y consistencia adecuadas, para un fácil manejo y colocación además de una adecuada resistencia a aguas o suelos agresivos.

Las proporciones del concreto deben establecerse con base en la experiencia de campo o por mezclas de prueba en el laboratorio con los materiales que hayan de utilizarse de acuerdo con la selección de una mezcla que alcance a cubrir la resistencia especificada en los planos.

- Agua: debe ser potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto. Puede usarse sin ensayos previos el agua proveniente de abastecimientos o sistemas de distribución de agua potable.
- Relación agua cemento: la relación agua cemento (A/C) indica la relación en peso entre el agua y el cemento y juega un rol de importancia en las propiedades del concreto. Un factor A/C entre 0,2 por ciento y 0,3 por ciento forma una pasta casi no utilizable en la práctica y con valores ascendentes la lechada de cemento se va

haciendo cada vez más fluida, llegando a tener una consistencia prácticamente acuosa con valores por encima de 1,0 por ciento.

En la tabla XIX se describen las relaciones agua cemento con un contenido máximo de agua y mínimo de concreto.

Tabla XIX. **Proporcionamiento del concreto con base en la relación agua/cemento máxima y del contenido de cemento mínimo**

**CONCRETOS SIN AIRE INCLUIDO**

Clase de Concreto (1)	Relación agua/cemento máxima (2)		Contenido de Cemento Mínimo. Sacos de 42,5kg/m <sup>3</sup> de Concreto.
	Agua/Cemento	Litros/Saco	
14 (2 000)	0,71	30,0	6,5
17,5 (2 500)	0,62	26,5	7
21 (3 000)	0,58	24,5	7,5
24,5 (3 500)	0,53	22,5	8
28 (4 000) (3)	0,44	19,0	8,5

**CONCRETOS CON AIRE INCLUIDO <sup>(4)</sup>**

Clase de Concreto (1)	Relación agua/cemento máxima <sup>(2)</sup>		Contenido de Cemento Mínimo. Sacos de 42,5kg/m <sup>3</sup> de Concreto.
	Agua/Cemento	Litros/Saco	
14 (2 000)	0,58	24,5	7,5
17,5 (2 500)	0,53	22,5	8
21 (3 000)	0,49	21	8,5
24,5 (3 500)	0,44	19	9
<sup>(3)</sup> ---	---	---	---

(1) Resistencia a compresión a 28 días, expresada en MPa (lb./pulg<sup>2</sup>).

Continuación de la tabla XIX.

- (2) La cantidad de agua requerida para el asentamiento o revenimiento queda fija y se varía la cantidad de cemento para cumplir con los requisitos de esta tabla.
- (3) Las proporciones para mezclas de mayor resistencia que las indicadas, deberán establecerse basadas en 551,11 (c).
- (4) El contenido de aire del concreto con aire incluido no debe sobrepasar los límites de 551,11 (e) (1).

Fuente: Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Guatemala; DGC 2001. 551-14 p.

- Diseño del pavimento rígido utilizando el método simplificado de la PCA

La PCA (Asociación de Cemento Portland) ha desarrollado dos métodos para determinar el espesor de la losa adecuada, para soportar las cargas de tránsito en las calles y carreteras.

- Método de capacidad: es el método de diseño aplicado cuando hay posibilidades de obtener datos de distribución carga-eje del tránsito.
- Método simplificado: para este método de diseño, la PCA ha elaborado tablas de diseño simples, basadas en distribuciones compuestas de carga de eje, que representan diferentes categorías de carreteras y tipos de calles.

Los datos de las tablas para las cuatro categorías de tránsito, pueden verse en la siguiente tabla, que están diseñados para un período de diseño de 20 años.

Tabla XX. Categorías de carga por eje

Carga por eje – Categoría A	Descripción	Tráfico			Máxima Carga	
		TPD	TPDC		KIPS	
			%	Por día	Eje sen.	Eje tand.
1	Calles residenciales, carreteras secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 a 3	Arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles abiertas (bajo).	700 a 500	5 a 18	De 40 a 100	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), súper carreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo o medio)	3 000 a 12 000 2 carriles, 3 000 a 5 000 4 carriles o más	8 a 30	De 500 a 5 000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras, carreteras primarias, súper carreteras (altas), interestatales urbanas y rurales (medio alto).		8 a 30	De 1 500 a 8 000	34	60

Fuente: CORONADO ITURBIDE, JORGE. *Manual centroamericano para diseño de pavimentos*.  
SIECA, 2002. 799 p.

Estas tablas contemplan el valor de carga estática por eje, ya que los esfuerzos producidos por un eje en movimiento son menores que los ocasionados cuando el mismo eje está detenido y hacen falta períodos considerables de tiempo para que el esfuerzo producido por un eje estático alcance su máximo valor.

El factor de seguridad (FS) por el cual deben multiplicarse las cargas nominales de ejes son 1, 1,1 , 1,2 y 1,3 respectivamente, para las cuatro categorías de eje de carga, 1, 2, 3 y 4.

Para determinar el espesor de la losa, son necesarios los esfuerzos combinados de la subrasante y subbase, ya que mejoran la estructura de un pavimento. El aumento en mayor grado de la resistencia estructural del pavimento, se obtiene de las base suelo-cemento en relación con las bases granulares. El valor aproximado de k (módulo de reacción) cuando se usan bases granulares y bases de suelo-cemento, respectivamente, se muestran en la siguiente tabla.

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

Tipos de suelo	Soporte	Rangos de valores de "k"
Suelo de grano fino, en el cual el tamaño de partícula de limo y arcilla predominante.	Bajo	75 - 120
Arena y mezcla de arena con grava, con una cantidad considerada.	Medio	130 - 170
Arena y mezcla de arena con grava, relativamente libre de limos.	Alto	180 - 220
Sub-rasante tratada con cementos.	Muy Alto	250 - 400

Fuente: CORONADO ITURBIDE, JORGE. *Manual centroamericano para diseño de pavimentos*. SIECA, 2002. 799 p.

En caso de ausencia de los valores de ensayos de laboratorio, puede utilizarse la relación aproximada entre  $k$  y el CBR para diferentes tipos de suelos (esto se hace cuando no se conoce su respectivo valor de CBR).

Tránsito. El número y los pesos de carga por eje pesados, durante la vida de diseño, son las variables en el diseño del pavimento de concreto. Estos son derivados de las estimaciones siguientes:

- TPD = tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.
- TPDC = tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

En el procedimiento de diseño es necesario el TPDC, que puede ser expresado como un porcentaje de un TPD. La información del TPD, se obtiene de contadores especiales de tránsito o cualquier otro método de conteo de tránsito. El tránsito futuro tiene considerable influencia en el diseño, por lo que la razón de crecimiento es afectada por factores como el tránsito desarrollado. TPDC mínimo= 25, este dato se utilizara en la tabla XXIV.

Todos estos factores pueden causar razones de crecimiento anual del 2 al 6 por ciento, que corresponden a factores de proyección de tránsito de 20 años de 1,2 a 1,8. El uso de razones altas de crecimiento para calles residenciales no es aplicable, ya que estas llevan poco tránsito, generalmente originado en ellas mismas o el que es ocasionado por vehículos de reparto, por lo que las tasas de crecimiento podrían estar debajo del 2 por ciento por año (factor de proyección 1,1 a 1,3).

En la tabla de categoría de carga por eje se encuentra las especificaciones para un período de 20 años, con su respectivo tránsito de promedio de camiones en ambas direcciones (TPDC). Para otros períodos de diseño, las estimaciones de tránsito TPDC se multiplican por un factor apropiado para tener un valor ajustado para usar las tablas. Por ejemplo, si se decide utilizar un período de diseño de 30 años en lugar de 20 años, la estimación del valor del TPDC permisible es multiplicada por  $30/20$ .

Módulo de ruptura del concreto. Debido al paso de vehículos sobre las losas de concreto, se producen esfuerzos de flexión y compresión. Los esfuerzos de compresión son tan mínimos que no influyen en el grosor de la losa.

En cambio los promedios de esfuerzos de flexión son mucho mayores. Por eso estos valores son usados para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos.

La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (MR), el cual está definido como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto.

La resistencia de la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión será dentro de un diez a un veinte por ciento de su resistencia a la compresión. Es más difícil medir la resistencia a la tensión que la resistencia a la compresión, debido a los problemas de agarre de las máquinas de prueba.

El módulo de ruptura se mide llevando a la falla, vigas de concreto simple de 6 pulgadas con un claro de 18 pulgadas y cargadas en sus tercios de claro.

El proceso para determinar el módulo de ruptura será llevado a cabo según Norma ASTM C-78.

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

- Determinar la categoría de la carretera: para determinar la categoría de la carretera es necesario obtener información del tránsito promedio ya que en la tabla XX se muestran las diferentes categorías de carreteras según el tráfico. La carretera es Categoría 1 ya que se trata de una carretera rural.
- Determinar el tipo de junta para el pavimento: el espacio entre juntas longitudinales no debe exceder de 12,5 pies (3,81 m). Las juntas transversales deben ir a un espacio de intervalo regular de 15 pies (4,6 m) o menos, a excepción de aquellos casos en que la experiencia local indique un espaciamiento más largo. Todas las juntas de contracción deben ser continuadas hasta la orilla y deben tener una profundidad igual a  $\frac{1}{4}$  del espesor del pavimento. Las juntas de expansión deben llenarse hasta la profundidad requerida. Para carreteras de categoría 1 se puede utilizar juntas de trabe por agregado.

En este proyecto se utilizarán juntas transversales a cada 3 metros y la junta longitudinal se encuentra a un espacio de 2,50 metros, según la sección típica de la carretera tipo F de la Dirección General de caminos.

- Determinar si la carretera lleva hombros o bordillo: la carretera utilizará hombros según la sección típica F de la Dirección General de Caminos.

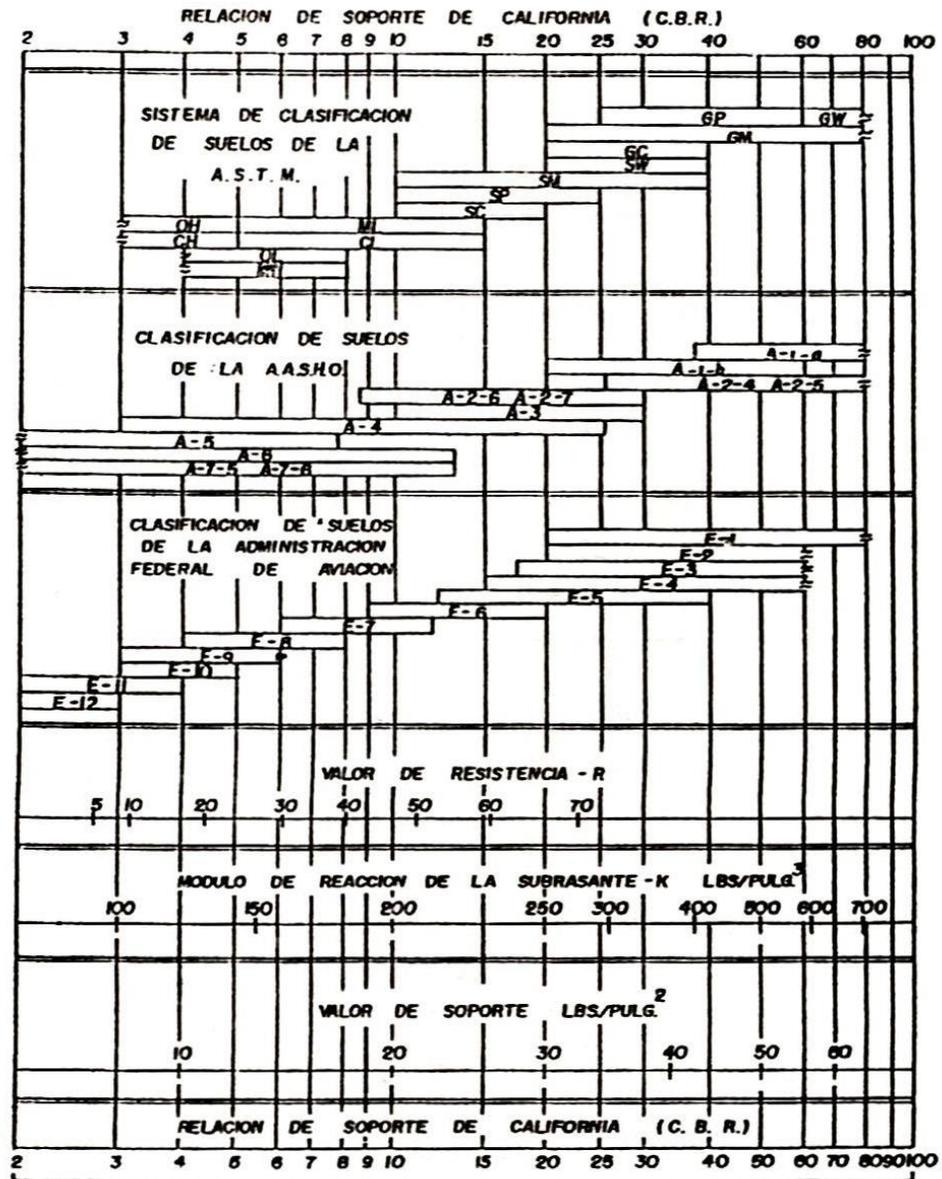
- Determinar el módulo de ruptura del concreto: debido al paso de vehículos sobre las losas de concreto, se producen esfuerzos de flexión y compresión. Los esfuerzos de compresión son tan mínimos que no influyen en el grosor de la losa. En cambio los esfuerzos de flexión son mucho mayores y por eso son usados para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos. La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (MR), el cual está definido como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto.

La resistencia a tensión del concreto es relativamente baja, está entre el 10 y el 20 por ciento de su resistencia a la compresión. El concreto utilizado será de clase 24,5 (3 500) con una resistencia a compresión promedio mínima de 24,5 MPa = 3 500 psi y un módulo de ruptura de 550 psi.

Se utilizan estos valores de resistencia a la compresión y a la flexión pues la carretera tiene un tránsito promedio diario menor a 5 000 vehículos, por lo que no es necesario utilizar una resistencia mayor para él.

- Determinar el módulo de reacción (k) de la subrasante: el valor aproximado de K (módulo de reacción del suelo), cuando se usan bases granulares y bases de suelo cemento es otro factor importante en el diseño de espesores del pavimento, se determina por medio del tipo de suelo y del índice de CBR, ver figura 5.

Figura 7. Módulo de reacción de la sub rasante



INTERRELACION APROXIMADA DE LAS CLASIFICACIONES DE SUELOS Y LOS VALORES DE SOPORTE

Fuente: GÓMEZ LEPE, FREDY BENJAMÍN. Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango p. 27.

Utilizando un CBR = 26, según los resultados de análisis de suelos, para una compactación aproximada al 95 por ciento, se obtiene un módulo de reacción de la sub-rasante  $k = 300 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^3}$ .

- Determinar si se utilizará base: también son necesarios los esfuerzos combinados de la subrasante y base ya que mejoran la estructura de un pavimento. En la tabla XXII se muestra el aumento en el módulo de reacción de la subrasante al incluir una base granular.

Tabla XXII. **Valores de k para diseño sobre bases granulares (de PCA)**

Valor de K de la subrasante LBS/PULG <sup>3</sup>	Valor de K sobre la base LBS/PULG <sup>3</sup>			
	Espesor 4 PULG	Espesor 6 PULG	Espesor 9 PULG	Espesor 12 PULG
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: GÓMEZ LEPE, FREDY BENJAMÍN. Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango. p. 29.

Se utilizará una base granular no tratada de 10 centímetros. Esto aumenta el módulo de reacción k a  $320 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^3}$ .

- Determinar el valor soporte del suelo: se determina que el valor soporte del suelo es ALTO, por medio del módulo de reacción k. Ver tabla XXIII.

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

TIPOS DE SUELO	SOPORTE	RANGO DE VALORES DE K PCI
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan	Bajo	75-120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerada de limo y arcilla	Medio	130-170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos	Alto	180-220
Sub-base tratada con cemento	Muy alto	250-400

Fuente: GÓMEZ LEPE, FREDY BENJAMÍN. Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango p. 29.

- Determinar el espesor de la losa de concreto: tomando en cuenta todos los factores anteriores: tránsito, sección típica de la carretera, módulo de reacción del suelo y módulo de ruptura del concreto, se determina el espesor de la losa según la tabla XXIV.

El espesor de la losa de concreto será de 5,5 pulgadas = 13,97centímetros. Por seguridad se especifica un espesor de losa de 15 centímetros.

Tabla XXIV. **TPDC permisible, carga por eje categoría 1**

**PAVIMENTOS CON JUNTAS DE TRAVE POR AGREGADO (no necesita dovelas)**

Sin hombros de concreto o bordillo					Con hombros de concreto o bordillo			
Espesor de losa (pulg)	Soporte subrasante subase			Espesor de losa (pulg)	Soporte subrasante subase			
	Bajo	Medio	Alto		Bajo	Medio	Alto	
Módulo de Rotura de 650 PSI	4,5			0,1	4,0		0,2	0,9
	5,0	0,1	0,8	3	4,5	2	8	25
	5,5	3	15	45	5,0	30	130	330
	6,0	40	160	430	5,5	320		
	6,5	330						
Módulo de Rotura de 600 PSI	5,0		0,1	0,4	4,0			0,1
	5,5	0,5	3	9	4,5	0,2	1	5,0
	6,0	8	36	98	5,0	6	27	75
	6,5	76	300	760	5,5	73	290	730
	7,0	520			6,0	610		
Módulo de Rotura de 550 PSI	5,5	0,1	0,3	1	4,5		0,2	0,6
	6,0	1	6,0	18	5,0	0,8	4,0	13,0
	6,5	13	60	160	5,5	13	57	150,0
	7,0	110	400		6,0	130	480	
	7,5	620						

Fuente: GÓMEZ LEPE, FREDY BENJAMÍN. Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango p. 30.

Entonces el diseño final del pavimento rígido es:

Espesor de base = 10 centímetros

Espesor de carpeta de rodadura = 15 centímetros

## 2.8. Drenajes

El drenaje tiene la finalidad de desalojar el agua que inevitablemente llega a las alcantarillas y evitar que se estanque en la corona de la carretera.

Toda el agua que caiga en exceso a la carretera tiene 2 orígenes: puede ser de origen pluvial o de corrientes superficiales, ríos o quebradas.

El agua pluvial debe encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada en sentido transversal, a esta se le llama “bombeo normal” y generalmente es del 3 por ciento, la pendiente longitudinal mínima para la subrasante es del 0,5 por ciento.

### 2.8.1. Drenaje longitudinal

Las cunetas son canales abiertos que se calculan por el método de Manning. Se colocan paralelamente a uno o ambos lados del camino. Sirven para evacuar el agua que cae en la sección de corte en una carretera; este puede ser un canal revestido con un concreto o balasto para evitar la erosión y el daño a la subbase y base de la carretera, en caso contrario, se hace pasar por debajo de la carretera con un drenaje transversal.

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

V = velocidad media en metros por segundo

n = coeficiente de rugosidad de Manning

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

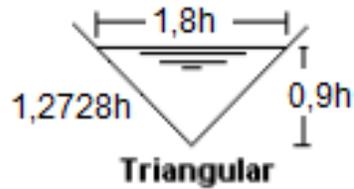
S = pendiente del canal en metros por metro

Condiciones de diseño

S = 3 %

Lleno al 90 %

Q = 0,42 m<sup>3</sup>/s



Determinación del área hidráulica

Utilizando n = 0,016 (concreto revestido)

$$Q = A \cdot V$$

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

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

A = Área de la sección transversal del flujo en m<sup>2</sup>

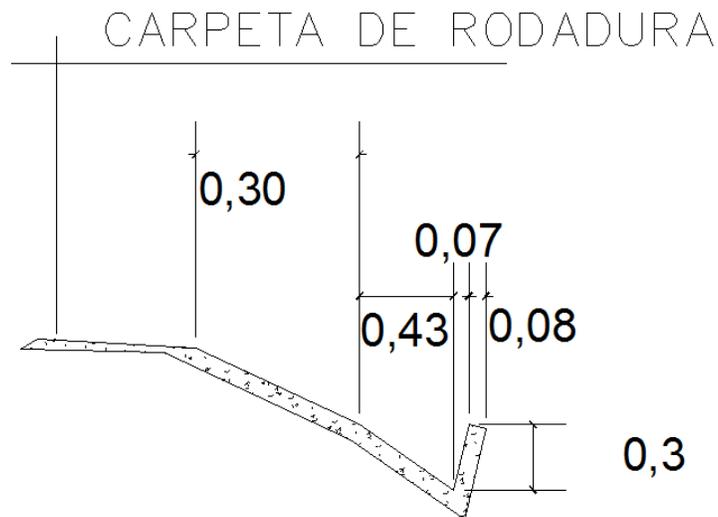
$$Q = 1,62h^2 \cdot \frac{1}{n} \cdot \left( \frac{1,62h^2}{P_m} \right)^{2/3} \cdot (S)^{1/2}$$

$$0,42 = 1,62h^2 \cdot \frac{1}{0,016} \cdot \left( \frac{1,62h^2}{2 \cdot 1,2728h} \right)^{2/3} \cdot (0,03)^{1/2}$$

$$0,42 = 12,975(h)^{8/3}$$

$$h = 0,28 \text{ m}$$

Figura 8. **Detalle de cuneta**



Fuente: elaboración propia.

### 2.8.2. **Drenaje transversal**

El drenaje transversal se usa en dos casos:

- Para evitar que el agua de corrientes superficiales se acumule en un lado de la carretera, afectando así la base de la misma o que se estanque.
- Para conducir el agua de un lado al otro de la carretera reunida por las cunetas.

En el primer caso, habrá que determinar el caudal máximo de la corriente (quebrada, río, entre otros), por medio de mediciones de la sección de la corriente y de las velocidades del flujo en la época lluviosa del año, también debe averiguarse sobre el nivel máximo que ha alcanzado en otros años.

Asimismo, deben observarse otros aspectos, como la pendiente y las condiciones del lecho de la corriente, el esviaje, los puntos de erosión y los puntos posibles de canalización. En el caso de conducir el agua pluvial proveniente de las cunetas, se puede tomar este dato del diseño ya realizado, cuidando de observar cuantas convergen en el punto a estudiar.

Para esta segunda opción, generalmente el drenaje se coloca en curvas horizontales para evaluar el caudal de su parte interna donde, debido a la topografía del terreno, el agua de las cunetas converge y se acumularía sin este drenaje. También se coloca en los puntos menores de curvas verticales cóncavas y en los tramos rectos donde el caudal a conducir por una cuneta excedería su capacidad y no podría derivarse hacia fuera por situaciones topográficas.

En la entrada de un drenaje transversal para conducir el agua de corrientes superficiales fuera de la carretera, debe construirse una caja que ayude a encauzar todo el caudal de la corriente hacia la tubería y un cabezal que proporcione seguridad contra la erosión a causa de la corriente en la salida de éste.

El procedimiento de diseño para una cuneta y un drenaje transversal son los mismos, lo único que varía es la sección, ya que en la cuneta generalmente es trapezoidal y el drenaje transversal es circular.

Para el cálculo del caudal con el que se diseñan los drenajes transversales se utilizó el método racional, donde se asume que el caudal máximo, para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con su escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima (de diseño) debe prolongarse

durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración). Las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

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

En donde:

Q = caudal de diseño en m<sup>3</sup> / s

A = área drenada de la cuenca en hectáreas

I = intensidad de lluvia en mm/hora

C = coeficiente de escorrentía (consultar Tabla)

La intensidad de lluvia la proporciona el INSIVUMEH, según la región en estudio. La intensidad de lluvia está dada por la fórmula siguiente:

$$I = \frac{a}{t + b}$$

En donde:

I = intensidad de lluvia en mm/hora.

a y b = varían en cada región, datos proporcionados por INSIVUMEH.

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

En donde:

L = longitud del cauce principal en kilometros

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

Fórmulas auxiliares: para calcular el diámetro de los drenajes transversales se utiliza la fórmula de Manning:

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

V = velocidad; R = radio hidráulico; S = pendiente

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

Q = caudal; A = área de tubería circular ( $m^2$ ).

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

para tubería circular; D=Diámetro; n=coeficiente de rugosidad.

$$R = \frac{D}{4}$$

para tubería circular.

Coeficiente de rugosidad para tuberías de concreto:  $n = 0,013 \ \Phi > 24''$  ,  $n = 0,015 \ \Phi < 24''$ . Coeficiente de rugosidad para tuberías de P.V.C.:  $n = 0,009$

Ejemplo de diseño de alcantarilla transversal

Figura 9. **Área de influencia de la cuenca**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

L = 1 665 m

H = 50 m

A = 5,5 km<sup>2</sup>

C = 0,50.

Que es el coeficiente de escorrentía indicado para regiones de tierras agrícolas.

Tiempo de concentración en minutos (t):

$$t_c = \frac{3*1\ 665^{1,15}}{154*50^{0,38}}$$

$$t_c = 22,32 \text{ min.}$$

Intensidad de lluvia para un periodo de diseño de 20 años, los valores se obtienen de los parámetros hidrológicos de la estación de Puerto Barrios.

Tabla XXV. **Parámetros A, B y n de la ecuación de intensidad de lluvia**

PUERTO BARRIOS								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	2 405	4 850	13 630	11 910	11 680	11 580	11 380	11 240
B	10	18	31	30	30	30	30	30
N	0,855	0,933	1,1	1,069	1,063	1,06	1,055	1,05
R2	0,994	0,992	0,989	0,989	0,989	0,989	0,989	0,989

Fuente: Instituto Nacional de Sismología Vulcanología, Meteorología e Hidrología.

Tr = período de retorno (años). R2 = coeficiente de determinación (-).  
(estación Puerto Barrios).

$$I_{Tr} = \frac{11\,910}{(30+22,32)^{1,069}} = 173,24 \text{ mm/hr}$$

Caudal de la cuenca:

$$Q = \frac{0,50 \cdot 173,24 \cdot 5,5}{360} = 1,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diámetro de la tubería:

Utilizando  $n = 0,013$  (tubería de concreto)

$$D = \left( \frac{Q \cdot 4^{5/3} \cdot n}{S^{1/2} \cdot \pi} \right)^{3/8} = \left( \frac{1,32 \cdot 4^{5/3} \cdot 0,013}{\left( \frac{50}{1\,665} \right)^{1/2} \cdot \pi} \right)^{3/8} = 0,697 \text{ m} = 27,44 \text{ plg.}$$

La dirección general de caminos recomienda utilizar un diámetro mínimo de 36 pulgadas para efectos de mantenimiento. Por lo tanto se utilizó un diámetro de 36 pulgadas.

## 2.9. Elaboración de planos del proyecto

Los planos finales se elaboraron en Autocad, Autodesk Land Desktop 2009, los cuales son:

- Planta general
- Planta – perfil, estación 0+000 a 1+000
- Planta – perfil, estación 1+000 a 2+000
- Planta – perfil, estación 2+000 a 3+000
- Planta – perfil, estación 3+000 a 4+000

- Planta – perfil, estación 4+000 a 5+000
- Planta – perfil, estación 5+000 a 6+035,429
- Secciones transversales de 0+000 a 2+320
- Secciones transversales de 2+360 a 4+700
- Secciones transversales de 4+720 a 6+020
- Plano de detalles
- Tabla de volúmenes

## **2.10. Presupuesto**

En esta sección se establece el costo del proyecto. Se realizó a base de precios unitarios para cada renglón, que se presentaran en las siguientes tablas.

Los costos de materiales fueron establecidos los que se cotizan en la región, para la mano de obra se aplicaron los salarios que la municipalidad asigna para proyectos similares.

Para costos indirectos se aplicó el 35 por ciento de los costos directos.

### **2.10.1. Integración del presupuesto**

Para realizar el presupuesto del proyecto construcción de carretera para aldea York se tomó en cuenta precios de mano de obra según los salarios que la Municipalidad asigna para estos casos y los costos de los materiales se cotizaron en la región.

Tabla XXVI. Presupuesto construcción de carretera para aldea York

CUADRO DE CANTIDADES (REGLONES) DE TRABAJO					
No.	REGLÓN DE TRABAJO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpia, chapeo y destronque	3,32	Ha	Q 2 471,74	Q 8 206,16
1.2	Replanteo Topográfico	6,04	km	Q 2 132,39	Q 12 869,90
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
2.1	Excavación no clasificada	2 166,30	m3	Q 32,96	Q 71 410,53
2.2	Excavación no clasificada desperdicio	9 661,32	m3	Q 25,38	Q 245 211,89
<b>3</b>	<b>REACONDICIONAMIENTO DE SUBRASANTE</b>	33 192,50	m2	Q 5,33	Q 176 805,38
<b>4</b>	<b>BASE ESPESOR COMPACTADO, 10 cm</b>	3 319,25	m3	Q 114,86	Q 381 252,40
<b>5</b>	<b>CARPETA DE RODADURA 15 cm CONCRETO</b>	42 245	m2	Q 238,20	Q 10 062 899,95
<b>6</b>	<b>CUNETAS REVESTIDAS</b>	12 070	ml	Q 115,81	Q 1 397 787,11
<b>7</b>	<b>DRENAJES TRANSVERSALES</b>				
7.1	Mampostería de piedra, cabezales y cajas	84,00	m3	Q 1 589,73	Q 133 536,99
7.2	Alcantarillado de diámetro de 36" de concreto	92,00	ml	Q 521,86	Q 48 011,40
<b>8</b>	<b>TRANSPORTE DE MAQUINARIA</b>	1,00	global	Q 133 536,99	Q 133 536,99
	<b>MONTO TOTAL GLOBAL</b>	<b>Q</b>			<b>12 671 528,72</b>

Fuente: elaboración propia.

## 2.11. Evaluación de Impacto Ambiental (inicial)

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 provocara la construcción de la carretera hacia la aldea York.

Tabla XXVII. **Matriz de Leopold modificado**

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de Impacto Ambiental (De acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar lo 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 esta 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 esta 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 esta 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 la 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 XXVII.

		Mescla 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 (arboles, plantas)	Debido a la ubicación de la obra.	En el lugar de operación de la obra.	Tratar de minimizar los cortes para no afectar al vecino del proyecto.
		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.
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.

Continuación de la tabla XXVII.

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.



### **3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA BARRANCA, MUNICIPIO DE MORALES, IZABAL**

#### **3.1. Descripción del proyecto puente vehicular**

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 10 metros de largo por 5,20 metros de ancho y banquetas laterales de 0,60 metros. Contará con 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, etc. 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 medio 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)

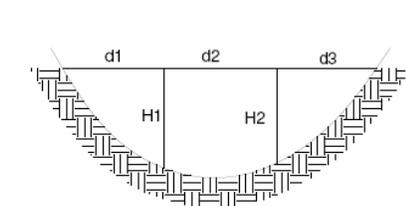
$S$  = Pendiente

$n$  = Coeficiente de rugosidad

$A$  = Área de desalojo

$PM$  = Perímetro mojado

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



Fuente: elaboración propia.

$$A = \left( \frac{d1 + d2}{2} \right) * h1 + \left( \frac{d2 + d3}{2} \right) * h2 + \dots + \left( \frac{dn + dn + 1}{2} \right) * hn$$

### 3.2.2. **Cálculo del caudal máximo**

El caudal de diseño, es un parámetro de gran importancia para la determinación de la geometría de los elementos estructurales, para el cálculo

de la creciente máxima que ocurre en época de invierno utilizaremos 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 = 96,69 m

Cota 2 = 95,89 m

Distancia horizontal = 60,00 m

$$S = \frac{96,69 - 95,89}{60,00} * 100 = 1,33\%$$

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 4,515 metros cuadrados

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

Cálculo del caudal máximo

- área: 4,515 m<sup>2</sup>
- perímetro mojado: 7,655 m
- pendiente: 1,33 %

- coeficiente de rugosidad: 0,038
- tipo de superficie: rocas pequeñas, arena y poca maleza.

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

$$R = \frac{4,515}{7,655} = 0,589 \text{ m}$$

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

$$V = \frac{1}{0,038} * 0,589^{2/3} * 0,0133^{1/2} = 2,13 \text{ m/s}$$

$$Q = 2,13 * 4,515 = 9,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto la altura mínima del puente será de 5,10 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 50 metros aguas abajo del punto de localización del puente, aplicando el método de conservación de azimut.

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 Topcon
- 1 prisma
- Estacas
- Plomadas de punta
- Cinta métrica de 50,00 m
- Pintura clavos
- Martillo

#### **3.4. Evaluación del tipo de suelo**

Es necesario conocer las características propias del suelo en dónde se ubicará la subestructura de un puente, para poder 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 provocara 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, que 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 varia 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 siguiente.

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

MATERIAL DEL SUELO	TON/M <sup>2</sup>	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 mediana

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

#### Determinación de la calidad del suelo

El suelo encontrado en esta área es un Limo arcilloso-arenoso color 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

cubico, que se sometió al ensayo de compresión triaxial; mediante la prueba de no consolidado y no drenado (ver anexo 1), para obtener los parámetros de corte, siendo éstos:

Ángulo de fricción interna  $\phi = 12,71^\circ$

Cohesión  $C_u = 2,57 \text{ ton/ m}^2$

Descripción del suelo = Limo arcilloso-arenoso color café.

Densidad seca =  $1,42 \text{ ton/ m}^3$

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

$$q_d = 1,3 \cdot c' \cdot N'_c + \delta_{\text{suelo}} \cdot Z \cdot N'_q + 0,4 \delta_{\text{suelo}} \cdot B \cdot N_w$$

Donde:

$q_d$  = Capacidad de carga límite en  $\text{ton/m}^2$

$c'$  = Cohesión del suelo en  $\text{ton/m}^2$

$\delta_{\text{suelo}}$  = peso volumétrico del suelo en  $\text{ton/m}^3$

$Z$  = Profundidad a donde se realizó la prueba

$B$  = Ancho de la zapata

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

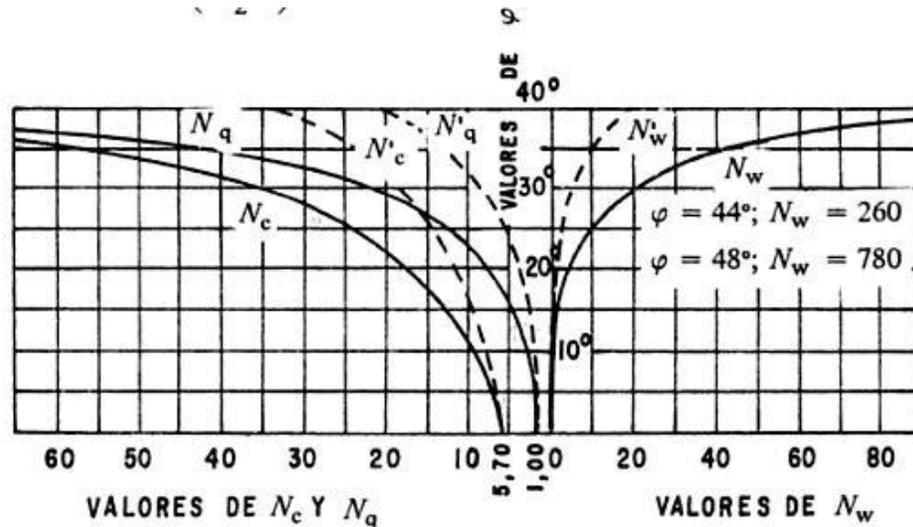
$N'_q$  = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

$N_w$  = 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 gráfica que se muestra a continuación.

Figura 11. Factores para capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi



Fuente: HERMILLO DEL CASTILLO, ALFONSO RICO RODRÍGUEZ. La Ingeniería de suelos en las vías terrestres. Tomo 2 p. 24.

Datos:

$$c' = 2,57 \text{ ton/m}^2$$

$$\delta_{\text{suelo}} = 1,42 \text{ ton/m}^3$$

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

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

$$N'_c = 11,22$$

$$N'_q = 3,53$$

$$N_w = 0,98$$

Entonces

$$q_d = 1,3 \cdot c' \cdot N'_c + \delta_{\text{suelo}} \cdot Z \cdot N'_q + 0,4 \delta_{\text{suelo}} \cdot B \cdot N_w$$

$$q_d = (1,3 \times 2,57 \times 11,22) + (1,42 \times 2,0 \times 3,53) + (0,4 \times 1,42 \times 1,5 \times 0,98)$$

$$q_d = 48,35$$

Como se puede observar, el valor de  $q_d$  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:

$$V_s = q_d / F_s = 48,35 / 3 = 16,116 \text{ ton/ m}^2$$

Por lo tanto, se adopta un valor soporte ( $V_s$ ) = 16,0 ton/m<sup>2</sup>

### 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 utilizara para este diseño será de viga.

Luz efectiva	10,00 m
Ancho útil	3,40 m
Peso específico del concreto	2 400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del asfalto	2 100 kg/m <sup>3</sup>
Peso del concreto ciclópeo	2500 Kg/m <sup>3</sup>
$f'_c$	210 kg/cm <sup>2</sup> (3 000 psi)
$F_y$	2 810 kg/cm <sup>2</sup> (40 000 psi)
Sobre carga	H 15-44 12 000 lbs o 5 443 kg
Capacidad soporte del suelo	16 ton/m <sup>2</sup>

### 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 de puente.

Diseño. Para el diseño de puentes se utiliza las normas 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 AASHTO 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 cm; 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/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 súperestructura**

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.

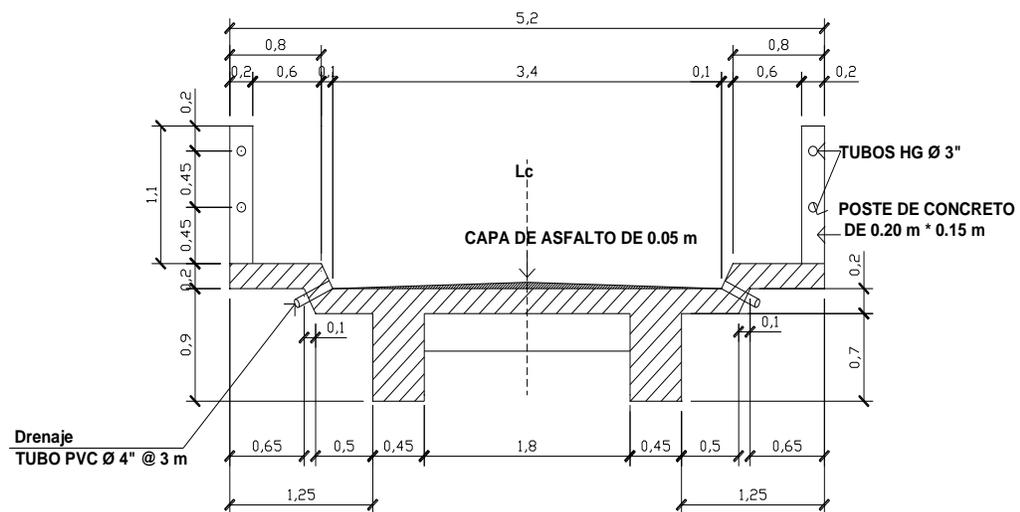
#### **3.7.1. Predeterminación de la sección de la viga**

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 10 o 12 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 a 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 fué tomada en cuenta.

Figura 12. **Sección transversal de superestructura**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

### Predimensionamiento de vigas

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

$H = \frac{L}{16} = \frac{10,00}{16} = 0,625 \text{ m} \cong \text{se adopta } 0,90 \text{ metros}$ , por motivo de que después de realizar el diseño la altura no era suficiente para soportar las cargas.

$$b = \frac{2}{5} * H = \frac{2}{5} * 0,80 = 0,32 \text{ m} \cong \text{se adopta } 0,45 \text{ metros}$$

### **3.7.2. Diseño de la losa**

Según especificación AASHTO 8.9.2, para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito recomienda.

$$T = 1.2x \frac{L + 3.05}{30} \geq 0.15 \text{ m}$$

Donde:

T = espesor

L = luz libre entre vigas

$$T = 1.2x \frac{1.80 + 3.05}{30} = 0.194 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 20 centímetros.

#### **3.7.2.1. Cálculo del peralte**

El espesor de losas para puentes de concreto armado va de 15 centímetros hasta 25 centímetros, según AASHTO. 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:

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

Donde:

d = Peralte efectivo en m

t = Espesor de la losa en m

R = Recubrimiento

$\phi$  = 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

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

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

$$W \text{ barandal} = (0,20 * 0,15 * 2400 * 1,10) / 2,00 = 39,6 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 624,6 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga (H15-44)

$$P = 12000 \text{ lb} \text{ ó } 5443 \text{ kg (carga en el eje más pesado).}$$

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

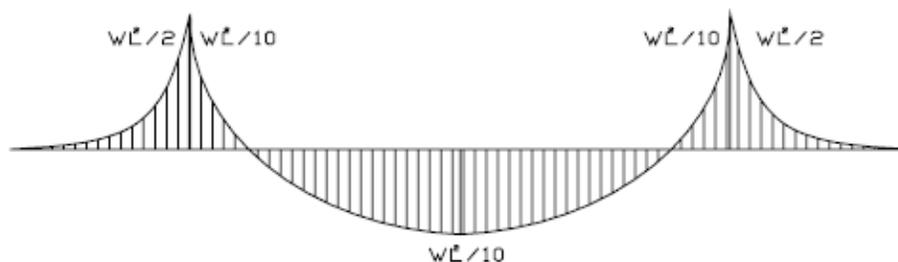
### 3.7.2.3. Cálculo de momentos

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 13. Diagrama de momentos



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

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

W cm = carga muerta=624,6kg/m

S = distancia entre vigas a ejes (m) =2,25 m

L = longitud del voladizo (m) =1,48 m

$$M_{cm} = \frac{624,6 * 2,25^2}{10} = 316,20 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{624,6 * 1,48^2}{2} = 684,06 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor, M<sub>cm</sub> = 684,06 kg-m

### 3.7.2.3.2. Momento debido a la sobrecarga

Según especificación 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<sub>cv</sub> = momento por carga viva

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

P = carga del eje más pesado =12 000 libras

$$M_{cv} = 0,8 \left( \frac{5,905+2}{32} \right) 12\,000 = 2\,371,5 \text{ lb-pie} \cong 328,05 \text{ kg-m}$$

### 3.7.2.3.3. Momento debido al impacto

Está especificado como un porcentaje de la carga viva y éste debe ser menor o igual al 30 por ciento, según la AASHTO 3.8.2.1

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

S = Luz entre vigas a ejes = 2,25 m

$$I = \left( \frac{15,24}{2,25+38} \right) = 0,38 \cong 38\% > 30\%$$

Se utiliza: I=30%

### 3.7.2.3.4. Momento último

Según la AASHTO 1.2.22, la ecuación que integra los momentos para dar el momento último es:

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

Donde:

M<sub>cm</sub> = momento por carga muerta=684,06 kg-m

M<sub>cv</sub> = momento por carga viva =328,05 kg-m

I = impacto=30%

$$M_u = 1,3 \left( 684,06 + \frac{5}{3} (328,05 * 1,30) \right) = 1\ 813,28 \text{ kg-m}$$

#### 3.7.2.4. Cálculo de peralte efectivo

Realizar el cálculo del peralte efectivo ayudará a encontrar el refuerzo necesarios 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

El cálculo de refuerzos 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 del refuerzo transversal cama inferior

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

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

$$As = \left[ 100 * 16,86 - \sqrt{(100 * 16,86)^2 - \frac{1\,813,28 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\,810}$$

$$As = 4,34 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Como  $As < A_{s\text{mín}}$ ; 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.

$S$  = espaciamiento.

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

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0,15 m, 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 requerido.

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

$S$  = espaciamiento.

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

Utilizar varillas no. 3 G40 @ 0,15 m, refuerzo transversal cama superior.

Cálculo del refuerzo longitudinal cama superior e inferior

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

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

$S =$  luz libre entre vigas = 5,90 pies (1,80 m)

$$FL = \frac{220}{\sqrt{5,90}} = 90,57\% > 67\%$$

Entonces se utiliza: 67%.

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

$$A_s = 0,67 * 8,46 = 5,66 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre varillas ( $S$ ) no.4

$A_s =$  área de acero requerido

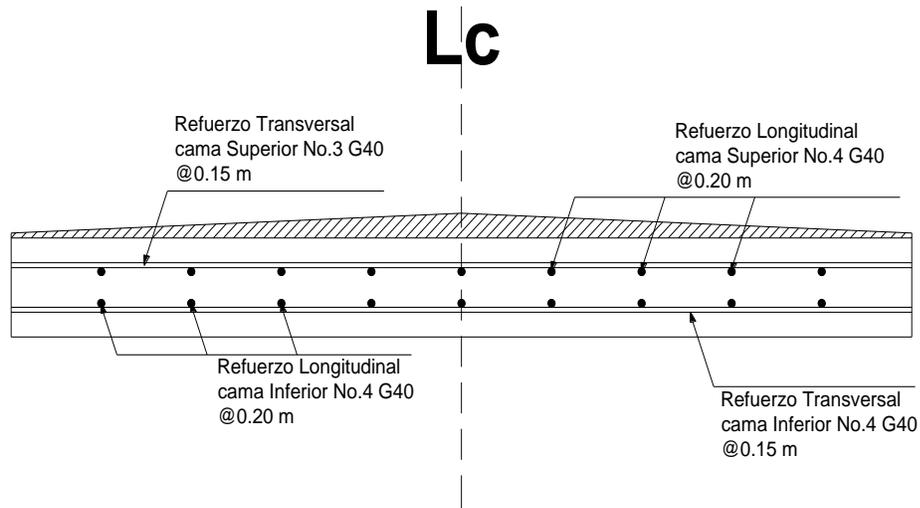
$A_{varilla} =$  área de la varilla a utilizar

$S =$  espaciamento

$$S = \frac{A_{var} * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{5,66} = 22,44 \text{ cm}$$

Utilizar varillas no. 4 G40 @ 0,20 metros, refuerzo longitudinal cama superior e inferior.

Figura 14. Esquema final armado de losa



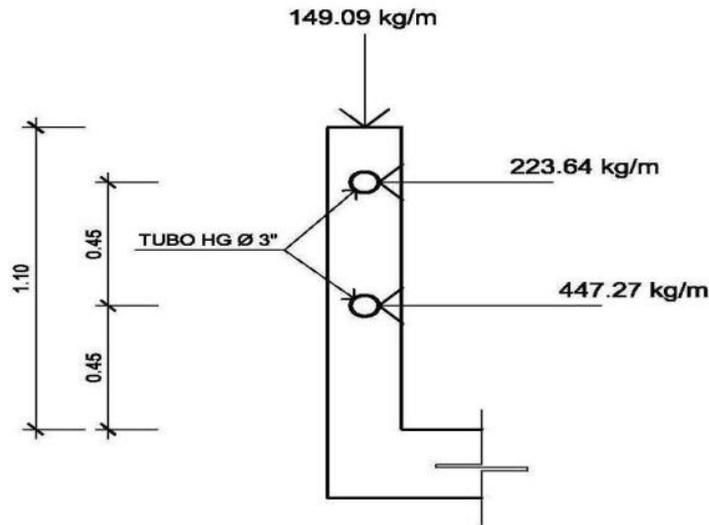
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.7.3. Barandal

Según la AASHTO 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. AASHTO 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 15. **Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 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 colocaran tubos estándar de diámetro 3 pulgadas de hierro galvanizado, según AISC se tiene:

$$\varnothing_{\text{ext.}}=3,50 ; \varnothing_{\text{int.}}=3,068 ; I_{\text{inertia}}=3,017 \text{ pulg}^4$$

$$C = \frac{\varnothing_{\text{ext.}}}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75''$$

Módulo de sección:

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

## Análisis de resistencia de tubo

$$M_u = S \cdot f$$

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

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

Por ser tramos contínuos se utiliza:

$$M_u = \frac{W \cdot L^2}{10}$$

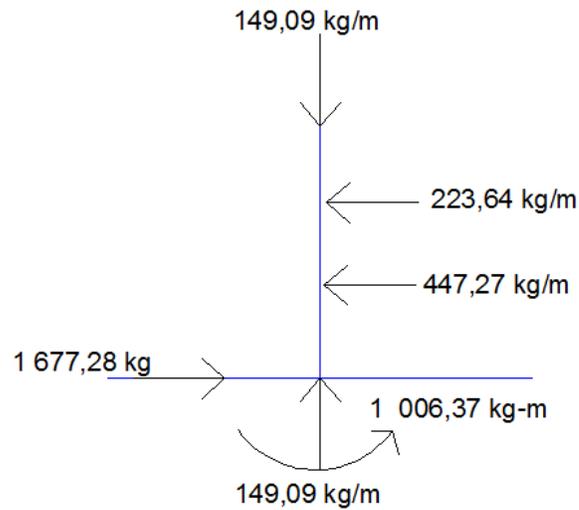
$$L = \sqrt{\frac{10 \cdot M_u}{W}} = \sqrt{\frac{10 \cdot 2\,873,33 \text{ lb-pie}}{300 \text{ lb/pie}}} = 9,79 \text{ pie} \cong 2,98 \text{ m}$$

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

## Diseño de postes

Se colocaran postes de concreto reforzado 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 16. Diagrama de cargas para diseño de postes



Fuente: elaboración propia.

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

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

E= esbeltez de la columna

K= factor de longitud efectiva de la columna

$L_u$ = luz de la columna

r = radio de giro (0,30 h)

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

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

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

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 cm<sup>2</sup>)

$$A_{st}= 3*1,27=3,81 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real}=\frac{3,81}{20*15}=0,0127$$

Cálculo de resistencia a la compresión Pu

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

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

$$\phi P_n= 35 602,57 \text{ kg} >372,73 \text{ kg}$$

Cálculo de resistencia al cortante del concreto Vc

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

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

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

Espaciamiento entre estribos:

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

utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,20 metros.

Cálculo de resistencia al momento  $M_u$

$$M_n = \phi \left[ A_s * F_y * d - \left( \frac{A_s^2 * F_y^2}{1,7 * f_c * b} \right) \right] ; \phi = 0,70$$

$$M_n = 0,70 * \left[ 3,81 * 2810 * 17,5 - \left( \frac{3,81^2 * 2810^2}{1,7 * 210 * 20} \right) \right]$$

$$M_n = 119\,912,41 \text{ kg-cm} \cong 1\,199,12 \text{ kg-m}$$

$$M_n = 1\,199,12 \text{ kg-m} > 1\,006,37 \text{ kg-m}$$

Se utilizará para el armado de la columna del barandal varillas 4 No.4 G40 + estribos No. 3 G40 @ 0,20 metros.

### 3.8. 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 sólo 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.

### 3.8.1. Cálculo de momento por carga muerta

El primer paso a realizar para determinar los momentos debidos a la 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

$$W_{\text{llosa}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 5,20 \text{ m} = \frac{2496}{2} = 1248 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asf}} = 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,05 \text{ m} * 3,40 \text{ m} = \frac{357}{2} = 178,50 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = \left( 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 0,15 \text{ m} * 1,10 \text{ m} \right) / 2,00 = 39,6 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,90 \text{ m} * 0,45 \text{ m} = 972 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{CM total}} = 2438,1 \text{ kg/m}$$

El peso de los diafragmas se toma como carga puntual.

$$W_{\text{diaf ext.}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,50 \text{ m} * (1,80 + 0,45 * 2) / 2 = 486 \text{ kg}$$

Sobrecarga

P = 12,000 lb ó 5,443 kg (eje más pesado)

$$M_{\text{cm}} = \left( \frac{W_{\text{CM total}} * L^2}{8} \right) + P * a$$

W cm total= carga muerta total= 2438,1 kg/m

L = longitud de la viga principal= 10,00 m

P= carga del diafragma= 972 kg

A= distancia al apoyo= 6,67 m

$$M_{\text{cm}} = \left( \frac{2438,1 * 10,00^2}{8} \right) + 972 * \left( \frac{10}{3} * 2 \right)$$

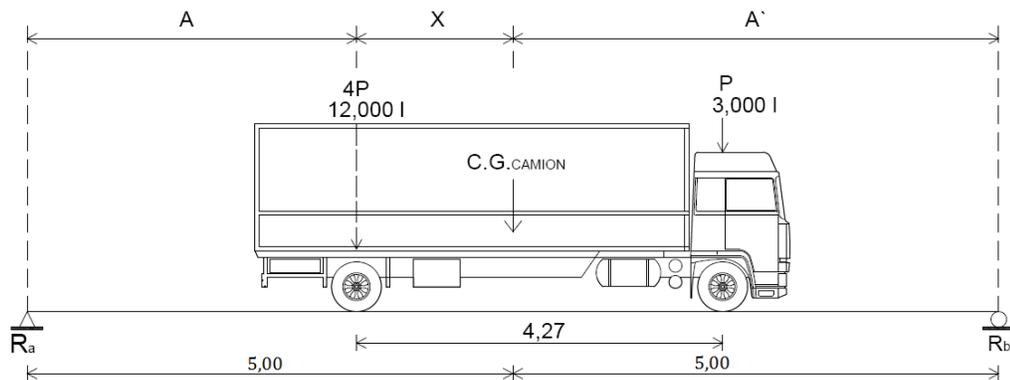
$$M_{\text{cm}} = 36956,25 \text{ kg-m}$$

### 3.8.2. Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, el momento máximo por sobrecarga se presenta cuando el camión se encuentra ubicado a lo largo del puente en el lugar crítico.

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 del otro apoyo.

Figura 17. Diagrama de carga viva sobre viga



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

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

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

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

$$\sum M_{cg} = 0 \rightarrow$$

$$-P_2 \cdot (4,27 - X) + P_1 \cdot X = 0$$

$$-1\,361 \cdot (4,27 - X) + 5\,443 \cdot X = 0$$

$$X = 0,854 \text{ m}$$

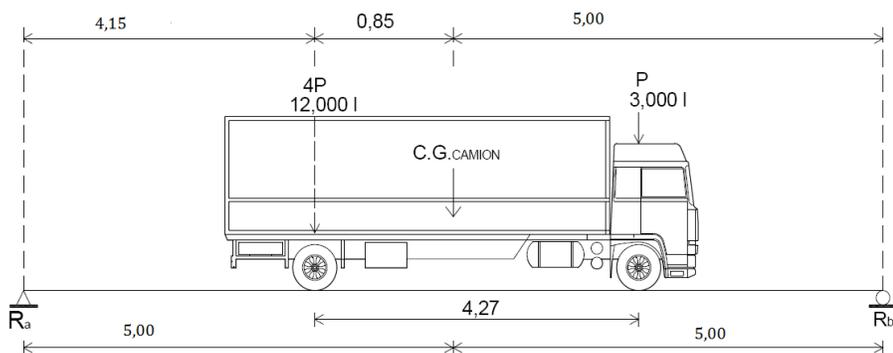
$$A + X = 5,00$$

$$A = 5,00 - 0,854$$

$$A = 4,15 \text{ m}$$

Para encontrar la reacción R2, se debe hacer sumatoria de momentos con respecto a la reacción R1.

Figura 18. **Diagrama de fuerzas por cargas vivas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

$$\sum M_{R1} = 0 \rightarrow$$

$$-P_1 * (4,15) - P_2 * (4,15 + 4,27) + R_2 * 10 = 0$$

$$-5443 * (4,15) - 1361 * (4,15 + 4,27) + R_2 * 10 = 0$$

$$R_2 = 3\,404,81 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

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

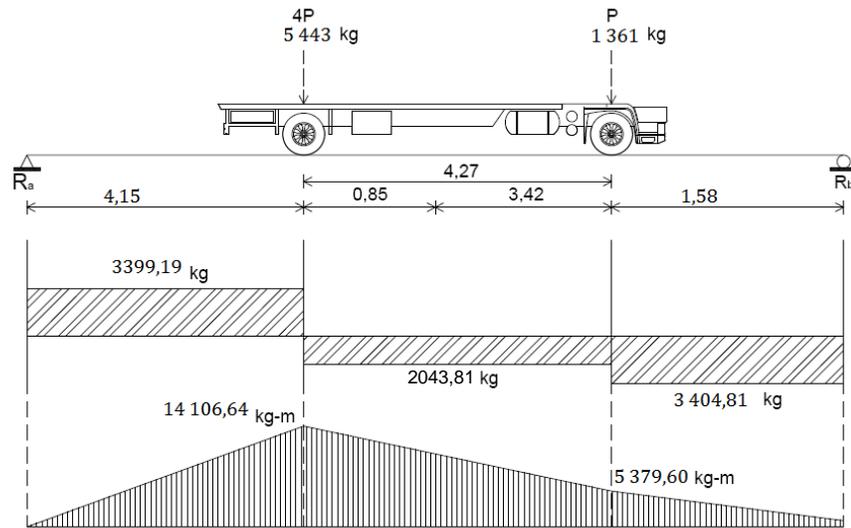
$$R_1 - 5443 - 1361 + 3\,404,81 = 0$$

$$R_1 = 3\,399,19 \text{ kg}$$

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

$$M_{\text{máx cv}} = 3\,399,19 * 4,15 = 14\,106,64 \text{ kg-m}$$

Figura 19. Diagrama de corte y momento producido por carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.8.3. Cálculo del 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 AASHTO 3.8.2.1.

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

L = Luz del puente = 10,00 m

$$I = \left( \frac{15,24}{10,00+38} \right) = 0,3175 \cong 32\% \text{ como es } > 30\%$$

Se toma  $I_{\text{Max}} = 30\%$

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 =  $1,8 / 1,75 = 1,03 = FD$

### 3.8.4. 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

$$M_u = 1,3 \left( 36\,956,25 + \frac{5}{3} (14\,106,64 * 1,30 * 1,03) \right)$$

$M_u = 88\,968,84$  kg-m

### 3.8.5. Cálculo del refuerzo longitudinal y transversal

Este cálculo se realizará para determinar la cantidad de acero mínimo 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:

$$M_u = 88\,968,84 \text{ kg-m}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

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

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

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

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

$$A_s = \left[ 45 \cdot 85 - \sqrt{(45 \cdot 85)^2 - \frac{88\,968,84 \cdot 45}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{4\,200}$$

$$A_s = 30,56 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4\ 200} * 45 * 85$$

$$A_{s_{\min}} = 12,84 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f_c' * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 * 10^6}{(0,003 * 2,03 * 10^6 + 4\ 200) * 4\ 200} = 0,0214$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,0214 * 45 * 85$$

$$A_{s_{\max}} = 40,93 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s_{\min}} < A_s < A_{s_{\max}}$ ; entonces se utiliza  $A_s = 30,56 \text{ cm}^2$

Armado de viga principal

Refuerzo cama superior (refuerzo por sismo):

$$A_{s_{\min}} = 12,84 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_s = 33\% * 30,56 = 10,08 \text{ cm}^2$$

Usar  $A_{s_{\min}}$ , equivalente a 4 no. 6 + 1 no. 5 G60 corridos cama superior

Refuerzo cama inferior (refuerzo calculado en apoyos):

$$A_{s_{\min}} = 12,84 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_s = 50\% * 30,56 = 15,28 \text{ cm}^2$$

Usar 50 por ciento  $A_s$  equivalente a 6 no. 6 G60 corridos en cama inferior = 17,10  $\text{cm}^2$ .

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

$A_{s_{\text{ref.adicional}}}$  = Equivalente a 1 varilla no. 5 G60 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)

$$A_{s_{\text{faltante por cubrir}}} = 30,56 - 17,10 = 13,46 \text{ centímetros cuadrados}$$

Utilizar 3 no. 8 G60, con longitud de  $L/2$  + longitud de desarrollo como bastones.

Cálculo del cortante

Carga muerta

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

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

$$W_{\text{cm total}} = \text{carga muerta total} = 2\,438,1 \text{ kg/m}$$

L= longitud de la viga principal = 10,00 m

P= carga del diafragma

$$V_{cm} = \left( \frac{2\,438,1 \cdot 10,00}{2} \right) + \left( \frac{972 + 972}{2} \right)$$

$$V_{cm} = 12\,190,5 + 972$$

$$V_{cm} = 13\,162,5 \text{ kg}$$

Impacto

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

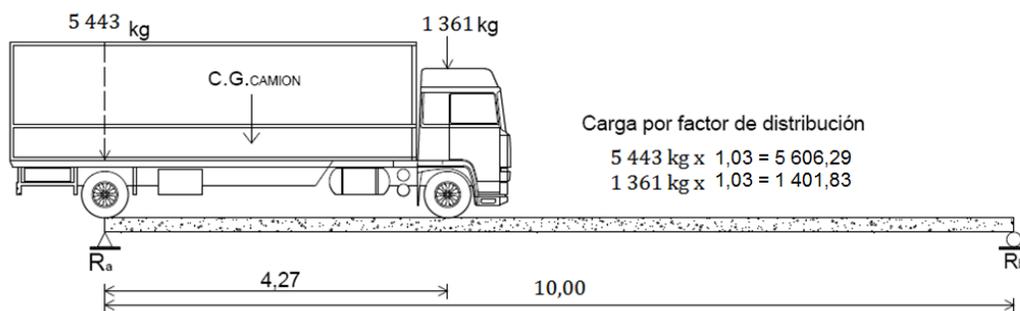
$$I = 32\%$$

$$I_{max} = 30\%$$

Sobrecarga

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

Figura 20. **Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Para encontrar el cortante máximo (V máx) se hace sumatoria de momentos en R2.

$$\sum M_{R2} = 0 \rightarrow$$

$$R_1 * 10,00 - 5\ 606,29 * 10,00 - 1\ 401,83 * (10 - 4,27) = 0$$

$$R_1 * 10,00 - 64\ 095,39 = 0$$

$$R_1 = V_{cv} = 6\ 409,54 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

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

$$6\ 409,54 - 5\ 606,29 - 1\ 401,83 + R_2 = 0$$

$$R_2 = 598,58 \text{ kg}$$

Cálculo del cortante para viga principal

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

$V_u$  = cortante último (kg)

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

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

$l$  = impacto

$$V_u = 1,3 \left( 13\ 162,5 + \frac{5}{3} (6\ 409,54 * 1,30) \right)$$

$$V_u = 35\ 164,79 \text{ kg}$$

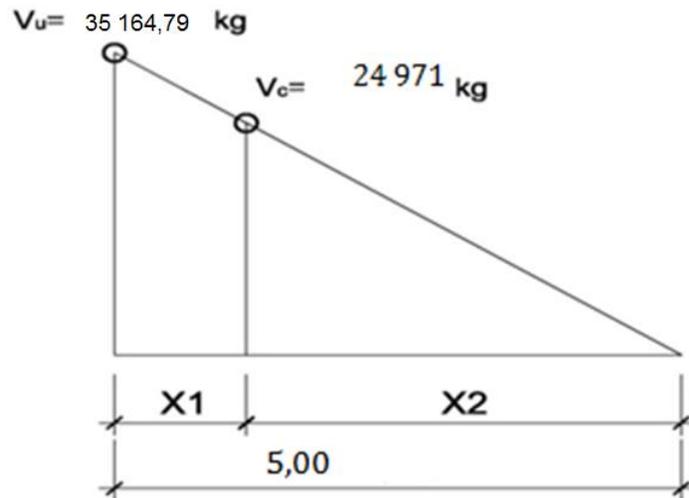
Corte que resiste el concreto

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

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 45 * 85$$

$$V_c = 24\ 971 \text{ kg}$$

Figura 21. Diagrama para relación de corte en viga



Fuente: elaboración propia.

$X_1$  = Distancia donde se debe reforzar por corte (zona de confinamiento)

$X_2$  = Distancia donde se debe colocar refuerzo mínimo.

Relación de triángulos

$$\frac{5,00}{35\,164,79} = \frac{X_2}{24\,971}$$

$$X_2 = 3,55 \text{ m}$$

$$X_1 = 5,00 \text{ m} - 3,55 \text{ m} \cong 1,45 \text{ m (zona de confinamiento)}$$

Cálculo del refuerzo a corte

Espaciamiento de refuerzo en zona de confinamiento (varillas No. 3)

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

$$S = \frac{2 \cdot 0.713 \cdot 2810 \cdot 85}{35164.79} = 9.68 \text{ cm} \cong 0.09 \text{ m}$$

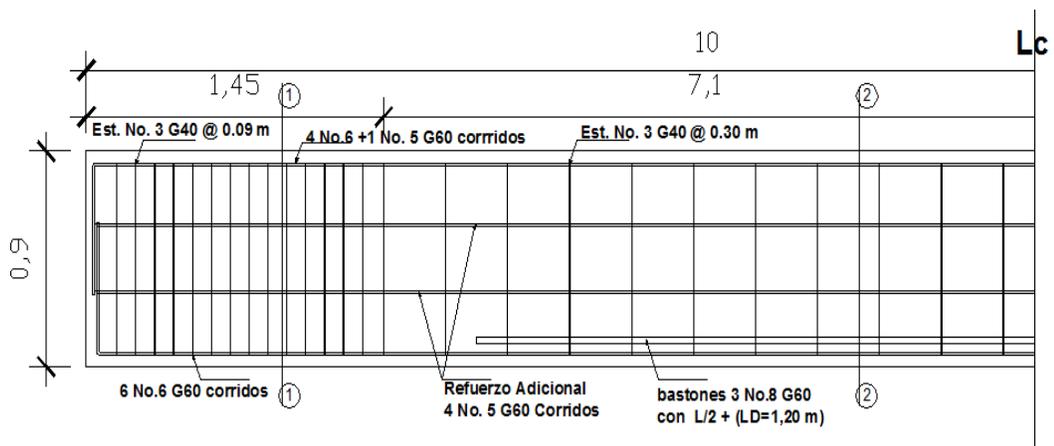
Espaciamiento estribos en zona no confinada.

$$S_{\text{resto}} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

$$S_{\text{resto}} = \frac{85}{2} = 42.5 > 30 \text{ cm máximo}$$

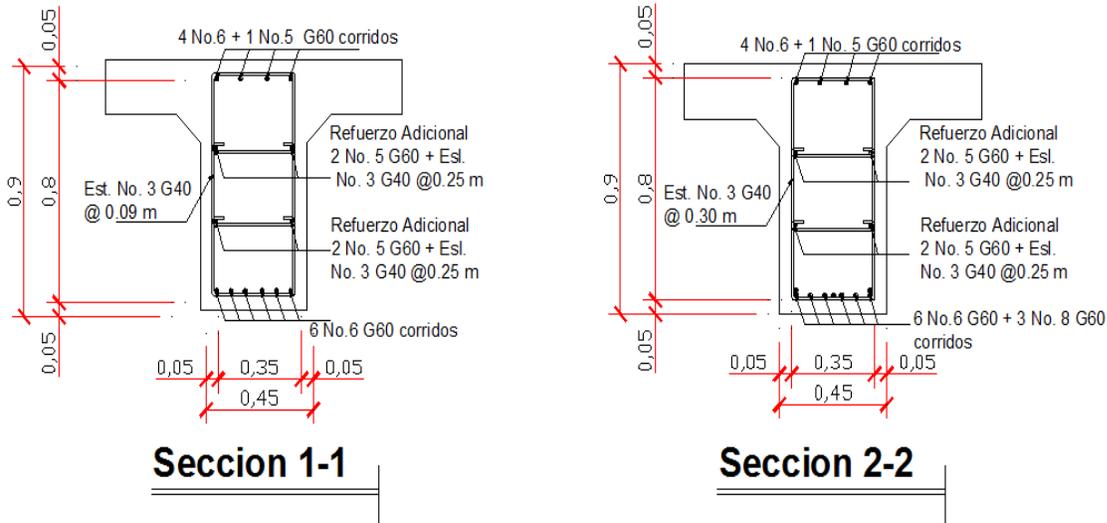
Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,30 metros.

Figura 22. **Detalle armado de viga principal**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Figura 23. Detalle de viga principal



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.9. Diseño de 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. AASHTO 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 AASHTO, el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará de la siguiente manera:

- Dimensionamiento

Para este proyecto se usaron dos diafragmas exteriores, debido a la luz del tramo de 10,0 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 ½ de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 centímetros.

$$h_{\text{diaf. ext.}} = 0,5 \cdot h_{\text{viga princ.}}$$

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

$$h_{\text{viga princ.}} = \text{altura de viga principal} = 0,90 \text{ m}$$

$$h_{\text{diaf. ext.}} = 0,5 \cdot 0,90 = 0,45 \text{ m} < \text{hestablecido} \rightarrow h_{\text{diaf. ext.}} = 0,50 \text{ m}$$

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

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:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 45$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 6,77 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 no. 5 G40 corridos tanto en cama superior como inferior.

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

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0,50 \text{ m} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$A_{s_{\text{ref.adicional}}}$  = Equivalente a 2 varilla no. 5 Corridos refuerzo adicional

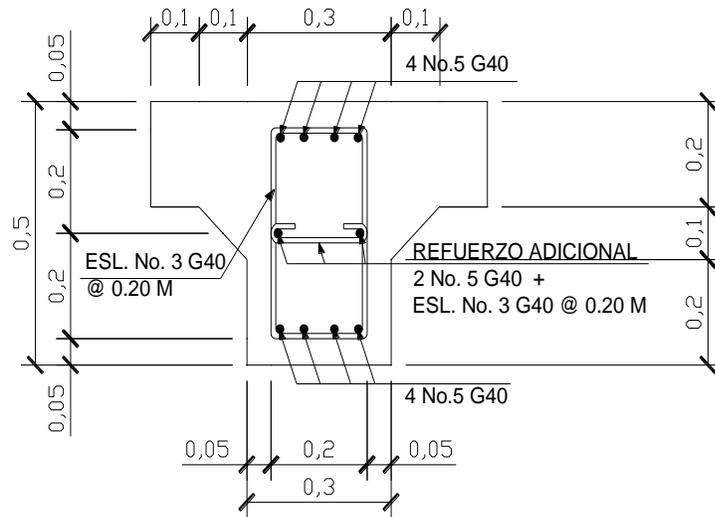
El refuerzo transversal, se coloca diámetro mínimo a  $S_{\text{max}} = d/2$ :

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

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Utilizar estribos no. 3 G40 @ 0,20 metros.

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



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.10. **Diseño de la subestructura**

El 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.

### 3.11. **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 especificación AASHTO 1.1.19.

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

$$H_{\text{cortina}} = H_{\text{viga principal}} = 0,90 \text{ m}$$

### Cálculo de la fuerza de sismo

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

W = Peso de la viga de apoyo + cortina

$$W = [(2\ 400 * 0,30 * 0,90) + (2\ 400 * 0,40 * 0,70)] = 1\ 320,00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{sismo}} = 0,12 * 1\ 320,00 = 158,4 \text{ kilogramos}$$

### 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:

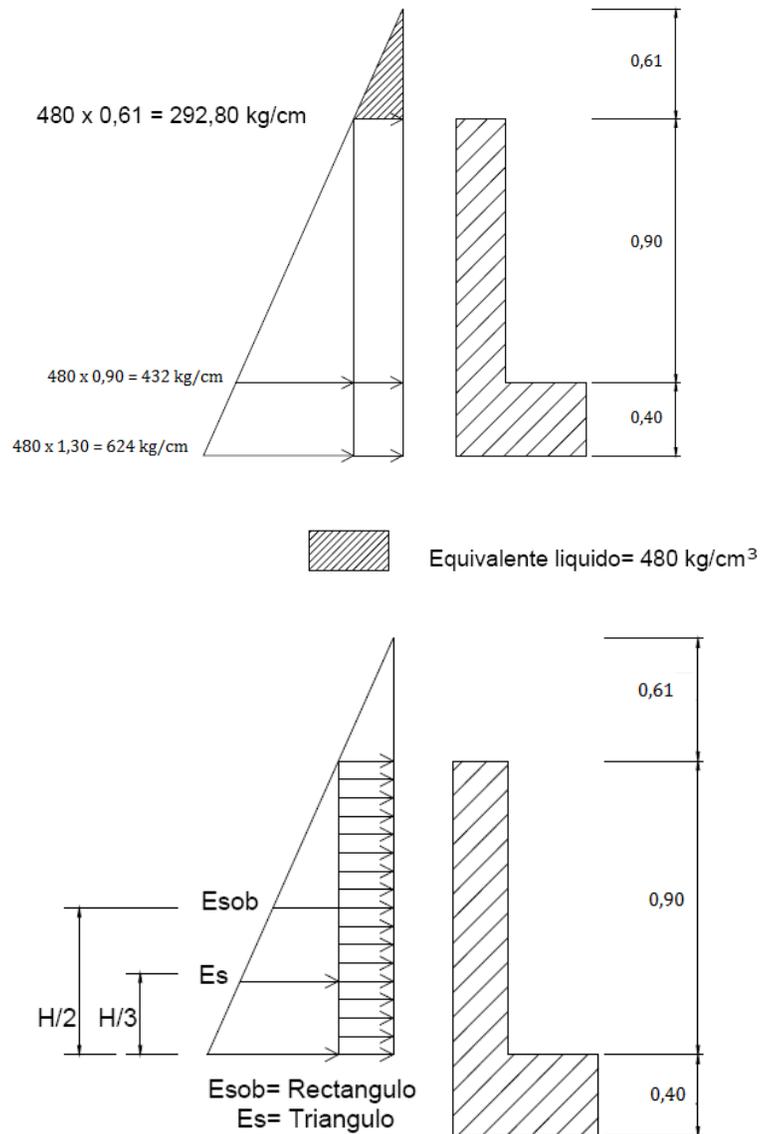
$$FL = 0,05 * \frac{P}{2 * H}$$

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

H = altura de cortina = 0,90 m

$$FL = 0,05 * \frac{5\,443}{2 * 0,90} = 151,19 \text{ kg}$$

Figura 25. Empuje sobre la cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### Cálculo 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 kilogramo por metro cúbico.

$$E_s = \left( \frac{P_{suelo}}{2} \right)$$

$$E_s = \frac{480 * (0,90 + 0,45)}{2} = 324$$

$$E_{sob.} = P_{suelo} * H_{cortina}$$

$$E_{sob.} = 480 * 0,61 * 0,90 = 263,52$$

$$E = 324 + 263,52 = 587,52$$

### Cálculo de momentos

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

$$M_{E_{sob.}} = 263,52 * \frac{0,90}{2} = 118,58 \text{ kg-m}$$

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

$$M_{E_s} = 324 * \frac{0,90}{3} = 97,2 \text{ kg-m}$$

$M_s = S_{\text{sismo}} \cdot \text{centroide de figura}$

$$M_s = 158,4 \cdot \frac{0,90}{2} = 71,28 \text{ kg-m}$$

$M_{FL} = FL \cdot \text{centroide de figura}$

$$M_{FL} = 151,19 \cdot \frac{0,90}{2} = 68,03 \text{ kg-m}$$

#### 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.

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (M_{E_{\text{sob}}} + M_{E_s} + M_{FL})$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3 \cdot (M_{E_{\text{sob}}} + M_{E_s} + M_s)$$

- $M_{E_{\text{sob}}}$  = 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.

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (118,58 + 97,2 + 68,03)$$

$$\text{GRUPO III} = 368,95 \text{ kg-m}$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3 \cdot (118,58 + 97,2 + 71,28)$$

$$\text{GRUPO VII} = 373,18 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor.

Cálculo del refuerzo por flexión en cortina

$$M_u = 373,18 \text{ kg-m}$$

$$b = 90 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

$$A_s = \left[ 90 \cdot 27,5 - \sqrt{(90 \cdot 27,5)^2 - \frac{373,18 \cdot 90}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2\,810}$$

$$A_s = 0,54 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot 90 \cdot 27,5$$

$$A_{s\text{mín}} = 12,42 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 \cdot \rho_{\text{bal}} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot \epsilon_c \cdot f'_c \cdot E_s}{(\epsilon_c \cdot E_s + F_y) \cdot F_y} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,003 \cdot 210 \cdot 2,03 \times 10^6}{(0,003 \cdot 2,03 \times 10^6 + 2810) \cdot 2810} = 0,0369$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 \cdot 0,0369 \cdot 90 \cdot 27,5$$

$$A_{s\text{máx}} = 45,66 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{s\text{mín}} < A_{s\text{máx}}$ ; entonces se utiliza  $A_{s\text{mín}} = 12,42 \text{ cm}^2$

Espaciamiento entre varillas (S) no.6

$A_s$  = Área de acero requerido

$A_{\text{varilla}}$  = Área de la varilla a utilizar

S = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} \cdot 100}{A_s} = \frac{2,85 \cdot 100}{12,42} = 22,95 \text{ cm} \cong 0,20 \text{ metros}$$

Utilizar varillas no. 6 G40 @ 0,20 metros, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo principal.

Combinación de cargas para corte

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

GRUPO III =  $1,3 \cdot (E + FL)$

GRUPO VII= 1,3\*(E+S)

E= empuje

FL= fuerza longitudinal

S= sismo

GRUPO III= 1,3\*(587,52+151,19)

GRUPO III= 960,32 kg

GRUPO VII= 1,3\*(587,52+158,40)

GRUPO VII= 969,70 kg

Se toma el mayor.

Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 90 * 27,5$$

$$V_c = 16\ 157,70 \text{ kg}$$

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

Espaciamiento entre varillas (S) no.4

$A_s$ =área de acero requerido

A varilla=área de la varilla a utilizar

S=espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{6,21} = 20,45 \text{ cm} \cong 0,20 \text{ m}$$

Utilizar varillas no. 4 G40 @ 0,20 metros, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo por corte.

### 3.12. Diseño de la viga de apoyo

Como va apoyada a lo largo de todo el estribo, no hay flexión, sólo 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.

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

$b_{\text{mínima}} = 0,02 * 10,00 = 0,20 \text{ m} < 0,40 \text{ m}$  ; 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:

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

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2810} * 40 * 36$$

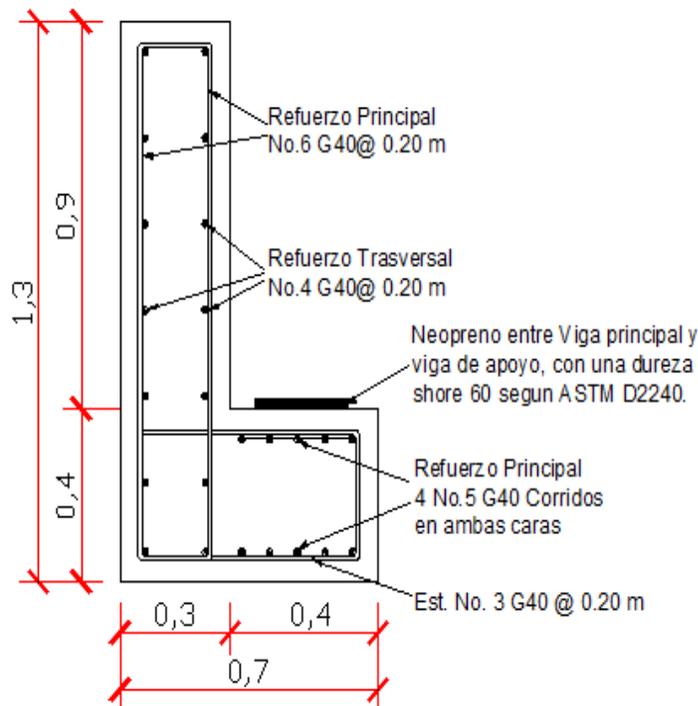
$A_{s\text{mín}} = 7,30 \text{ cm}^2$  ; equivalente a 4 no. 5

Utilizar 4 no. 5 G40 corridos en ambas caras de la viga de apoyo.

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

Utilizar estribos no. 3 G40 @ 0,20 metros.

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



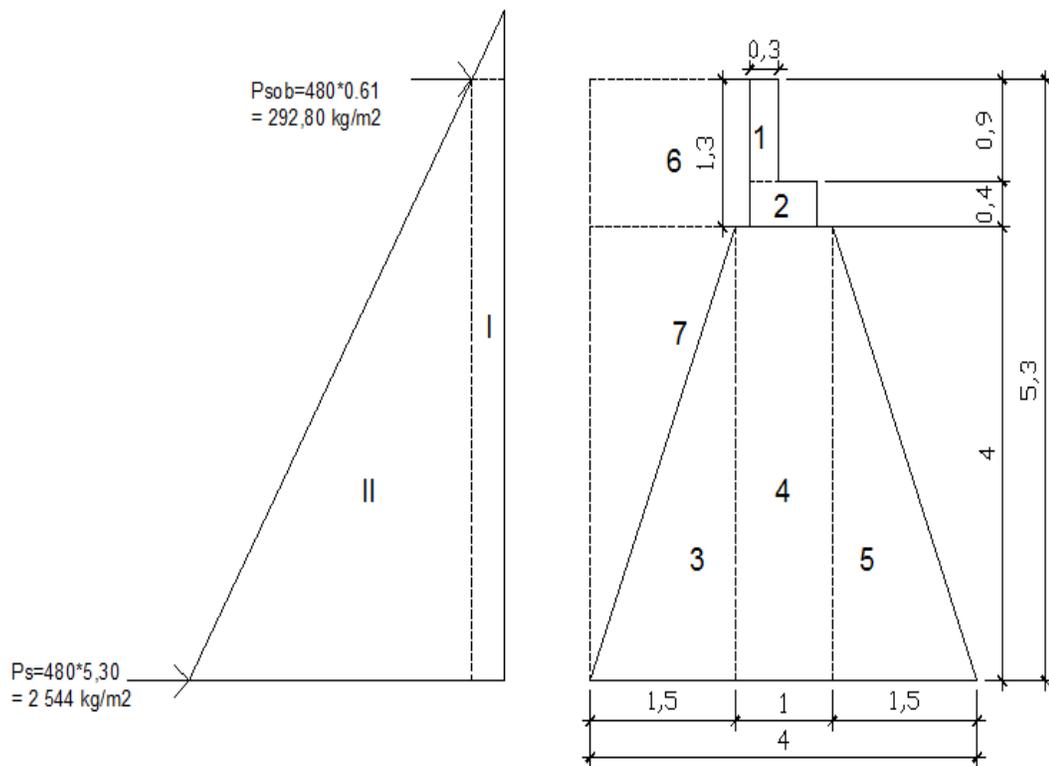
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.13. 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 verificamos volteo, deslizamiento y presiones.

Peso específico concreto = 2 400 kg/m<sup>3</sup>  
 Peso específico del suelo = 1 980 kg/m<sup>3</sup>  
 Peso específico concreto ciclópeo = 2 700 kg/m<sup>3</sup>  
 Valor soporte = 16 000 kg /m<sup>2</sup>  
 Base = 4 m  
 Altura total = 4 m  
 Eqv. Líquido = 480 kg/m<sup>3</sup>

Figura 27. Geometría y diagrama de presiones en estribo



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

### 3.13.1. 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

$$P_{sob.} = 480 \cdot 0,61 = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = \text{Equiv liq.} \cdot H_{total}$$

$$P_s = 480 \cdot 5,30 = 2\,544 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{sob.} = 292,80 \cdot 5,30 = 1\,551,84 \text{ kg}$$

$$E_s = 2\,544 \cdot \frac{5,30}{2} = 6\,741,6 \text{ kg}$$

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

$$M_{E_{sob.}} = 1\,551,84 \cdot \frac{5,30}{2} = 4\,112,38 \text{ kg-m}$$

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

$$M_{E_s} = 6\,741,6 \cdot \frac{5,30}{3} = 11\,932,63 \text{ kg-m}$$

Tabla XXIX. Momentos de volteo sin superestructura

Sección	H(m)	Pres. (kg/m <sup>2</sup> )	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	5,30	292,80	1 551,84	2,65	4 112,38
II	2,65	2 544	6 741,6	1,77	11 932,63
			$\Sigma$ 8 293,44 (Ev)	$\Sigma$ 16 045,01 (Mv)	

Fuente: elaboración propia.

### 3.13.2. Cálculo del momento estabilizante

Estes 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 seccion debemos encontrar su peso, area y brazo de la figura geometrica; para la sección I se tiene:

$$\text{Área1} = 0,3 * 0,9 = 0,27 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 0,3 * 0,9 * 2\ 400 * 1 = 648 \text{ kg}$$

$$\text{B:P:} = 0,3/2+0,4+0,15+1,50 = 2,2 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 648 * 2,2 = 1\ 425,6 \text{ kg - m}$$

Para las demás secciones se tiene:

Tabla XXX. **Momento estabilizante sin superestructura**

Sección	A	P esp.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,27	2 400	648	2,2	1 425,60
2	0,28	2 400	672	2	1 344
3	3	2 700	8 100	3	24 300
4	4	2 700	10 800	2	21 600
5	3	2 700	8 100	1	8 100
6	2,15	1 980	4 247,10	3,175	13 484,54
7	3	1 980	5 940	3,5	20 790
			<b>We= 38 507,10</b>	<b>ME=</b>	<b>91 044,14</b>

Fuente: elaboración propia.

### 3.13.3. 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

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{91\ 044,14}{16\ 045,01} = 5,67 > 1,50$$

Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E}{E_V} > 1,50$$

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{38507,10}{8\ 293,44} = 2,32 > 1,50$$

Presiones

2600---4800

A = área

e = excentricidad = b/2 – a

b = base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{91\ 044,14 - 16\ 045,01}{38\ 507,10} = 1,95 = a$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 1,95 > 4,00 \rightarrow 5,85 > 4,00$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,00}{2}\right) - 1,95 = 0,05 = e$$

$$\text{presión} = \frac{W_E}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{38\ 507,10}{4,00 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,05}{4,00}\right)$$

$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 10\ 348,78 \text{ kg/m}^2 < 16\ 000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 8\,904,77 \text{ kg/m}^2 > 0$$

### 3.13.4. 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 el cual deben de cumplir.

Integración de cargas

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 5,20 \text{ m} * 10 \text{ m} = 24\,960 / (2 * 5,20) = 2\,400 \text{ kg}$$

$$W_{\text{barandal}} = \left( 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 0,15 \text{ m} * 1,10 \text{ m} \right) * 12 / (2 * 5,20) = 91,38 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,70 \text{ m} * 0,45 \text{ m} * 10 \text{ m} * 2 / (2 * 5,20) = 1\,453,85 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext.}} = (2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * (1,80 \text{ m}) * 2) = 777,60 / 2 = 388,8 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM total}} = 4\,334,03 \text{ kg}$$

Integración de carga viva

$W_{\text{CV}}$  = reacción más crítica en el apoyo

$$W_{\text{CV}} = 6\,409,54 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{cm}} + W_{\text{cv}}$$

$$W_{\text{total}} = 4\,334,03 + 6\,409,54 = 10\,743,57 \text{ kg}$$

brazo = 2,00 m (punto medio de la base del estribo)

Momento estabilizante (ME)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

Me= momento estabilizante total

M e1= momento estabilizante de la superestructura (Cm+Cv)

M e2= momento estabilizante de la subestructura

$$M_{E1} = 10\,743,57 * 2,00 = 21\,487,14 \text{ kg-m}$$

$$M_E = 21\,487,14 + 91\,044,14 = 112\,531,28 \text{ kg-m}$$

Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{112\,531,28}{16\,045,01} = 7,01 > 1,50$$

Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E + W_{\text{total}}}{E_V} > 1,50$$

We= peso subestructura

Wtotal= peso superestructura

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{38\,507,10 + 10\,743,57}{8\,293,44} = 2,97 > 1,50$$

Presiones

A = área

e = excentricidad = b/2 – a

b = base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{112\,531,28 - 16\,045,01}{38\,507,10 + 10\,743,57} = 1,96 = a$$

$$3 \cdot a > b \rightarrow 3 \cdot 1,96 > 4,00 \rightarrow 5,88 > 4,00$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,00}{2}\right) - 1,96 = 0,04 = e$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{38\,507,10 + 10\,743,57}{4,00 \cdot 1,00} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{0,04}{4,00}\right)$$

$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 13\,051,43 \text{ kg/m}^2 < 16\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{presión}_{\text{mínima}} = 11\,573,91 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Revisión del estribo con sismo y sin carga viva

Se toman los momentos de volteo en sentido horizontal.

$$W_{\text{total } 2} = W_E + W_{\text{cm}}$$

$$W_{\text{total } 2} = 38\,507,10 + 4\,334,03 = 42\,841,13 \text{ kg}$$

Momento estabilizante (ME)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

Donde:

Me = momento estabilizante total

M e1= momento estabilizante de la carga muerta (Cm)

M e2= momento estabilizante de la subestructura

$$M_{E1} = 4\,334,03 \cdot 2,00 = 8\,668,06 \text{ kg-m}$$

$$M_E = 8\,668,06 + 91\,044,14 = 99\,712,20 \text{ kg-m}$$

Fuerza horizontal (FH)

$$FH = (1,08 \cdot E_v) + (0,08 \cdot W_{\text{total } 2})$$

$$FH = (1,08 \cdot 8\,293,44) + (0,08 \cdot 42\,841,13) = 12\,384,21 \text{ kg}$$

Momento de volteo ( $M_v 2$ )

Es resultado por las fuerzas de sismo.

Tabla XXXI. **Momentos de volteo con sismo y sin carga viva**

Sección	A	P esp.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,27	2 400	648	4,85	3 142,80
2	0,28	2 400	672	4,2	2 822,4
3	3	2 700	8100	1,33	10 773
4	4	2 700	10 800	2	21 600
5	3	2 700	8 100	1,33	10 773
6	2,15	1 980	4 247,10	4,65	19 749,02
7	3	1 980	5 940	2,67	15 859,8
<b>We=</b>			<b>38 507,10</b>	<b>Mv2=</b>	<b>84 720,02</b>

Fuente: elaboración propia.

$$M_{EQ} = 0,08 \cdot M_{v 2}$$

$$M_{EQ} = 0,08 \cdot 84\,720,02 = 6\,777,60 \text{ kg-m}$$

$$M_{v 3} = M_v + W_{cm} \cdot 0,08 \cdot H' + M_{EQ}$$

$$M_{v 3} = 16\,045,01 + 4\,334,03 \cdot 0,08 \cdot 4,40 + 6\,777,60 = 24\,348,19 \text{ kg-m}$$

Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_{v 3}} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{99\,712,20}{24\,348,19} = 4,09 > 1,50$$

Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_{\text{total } 2}}{FH} > 1,50$$

FH= fuerza horizontal

Wtotal= peso total

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{42\,841,13}{12\,384,21} = 1,73 > 1,50$$

Presiones

A= área

e= excentricidad = b/2 – a

b= base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_{V3}}{W_{\text{total } 2}} = \frac{99\,712,20 - 24\,348,19}{42\,841,13} = 1,76 = a$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 1,76 > 4,00 \rightarrow 5,28 > 4,00$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,00}{2}\right) - 1,76 = 0,24 = e$$

$$\text{presión} = \frac{W_{\text{total } 2}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{42\,841,13}{4,00 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,24}{4,00}\right)$$

$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 14\,565,98 \text{ kg/m}^2 < 16\,000 \text{ kg/m}^2$$

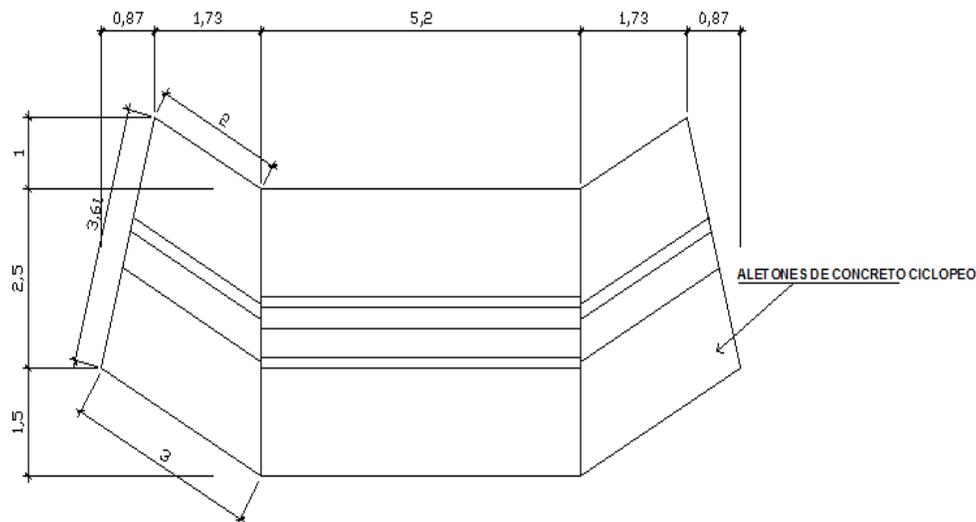
$$\text{presión}_{\text{mínima}} = 6\,854,58 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Debido a que la presión máxima y mínima se encuentra dentro de los parámetros de diseño, la sección del muro es apta para resistir las cargas.

### 3.14. 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 estribo.

Figura 28. **Planta de estribo y aletones**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

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.

### **3.15. Almohada de 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 XXXII. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

Handness (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 los valores de módulo cortante = 130 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 el por la acción de la carga muerta mas 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 = 10,00 m

Módulo de elasticidad del concreto de la viga =  $2 \times 10^6$  ton/m<sup>2</sup>

Ancho de la viga = 0,45 m

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

Por carga muerta = 13 162,50 kg = 13,16 toneladas

Por carga viva = 6 409,54 = 6,41 toneladas

Reacción de diseño = 13,16 + 6,41 = 19,57 toneladas

Para el cálculo se empleara 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  $\Delta T = 27$  grados centígrados. El coeficiente de dilatación térmica del concreto es igual a  $11 \times 10^{-6}$  (milímetro/metro)grado centígrado para

el concreto de densidad normal. Por consiguiente, la deformación unitaria del concreto debida a la diferencia de temperatura es:

$$\epsilon_{\text{temp}} = 11 \times 10^{-6}(27) = 0,000297$$

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:

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

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

$$\begin{aligned} \Delta s &= L(\epsilon_{\text{temp}} + \epsilon_{\text{ret.fraguado}}) = 15(0,000297 + 0,0003) \\ \Delta s &= 0,008955 \text{ m} = 8,95 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$A_s, \text{ total} = (1,2)(8,95) = 10,74 \text{ mm}$$

Evaluación de la altura del apoyo elastomérico.

El apoyo debe diseñarse 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:  $h_{rt} > 2(10,74) = 21,48$  mm

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

Evaluación del factor de forma S del apoyo elastoméricos

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 mm de espesor cada una, separadas entre sí por una lámina de acero de 3/32"=2,38 mm de espesor. Las capas exteriores tendrán una altura de 1/4"=6,35 mm, 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 450 milímetros en consecuencia se supone que el ancho  $W$  del apoyos elastoméricos es igual a 350 milímetros.

$$S = \frac{350 L}{2 * (12,7) (L + 350)} = \frac{13,78L}{L + 350} \quad (a)$$

#### Evaluación del esfuerzo a compresión

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

$\beta$  = factor de modificación que tiene un valor para capas internas de apoyos reforzados, 1,4 para capas de cubierta 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 kilogramo por centímetro cuadrado. En nuestro caso tomaremos  $G = 10,00 \text{ kg/cm}^2$ .

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:

$$7 = \frac{13,78 L}{L + 350} \rightarrow L = 361,36 \text{ mm}$$

Por criterio personal se toma una longitud  $L = 20$  centímetros.

Las dimensiones propuestas del apoyo elastoméricos son:

$$W = 350 \text{ mm}$$

$$L = 200 \text{ mm}$$

$$h_{ri} = 10 \text{ mm}$$

Diseño propuesto del apoyo elastomérico

2 capas exteriores de  $\frac{1}{4}$ " = 6,35 mm

3 capas interiores de  $\frac{1}{2}$ " = 12,7 mm

4 láminas de refuerzo en acero de  $\frac{3}{32}$ " = 2,38 mm

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico

$$\sigma = \frac{P_{servicio}}{\text{área}} = \frac{35\ 164,79}{35 * 20} = 50,23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Evaluación de la deflexión instantánea de compresión

La deformación instantánea debe calcularse como:

$$\Delta_c = \varepsilon_{ci} h_{ri}$$

Los valores de  $\epsilon_{ci}$  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  $\epsilon = 0,038$ , 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:

$$\Delta_c = 3 * 0,03 * 12,7 + 2 * 0,03 * 6,35 = 1,52 \text{ mm}$$

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.

$$T_{l,x} = \frac{2\Delta_c}{L}$$

$$T_{l,z} = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

$\Delta_c$  = Deformación instantánea por compresión del apoyo, mm

De la geometría de rotación del apoyo elásticos se tiene:

$$T_{l,x} = \frac{2\Delta_c}{L} = \frac{2 * 1,52}{200} = 0,015 \text{ rad}$$

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 =  $I = 18,2 \times 10^{-2} \text{ m}^4$ .
- Módulo de elasticidad supuesto para el concreto =  $E = 2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ .

Se toma una inercia efectiva igual a la mitad de la inercia de la sección bruta, para tener en cuenta la fisuración del concreto.

$$\text{Es decir } I/2 = 18,2 \times 10^{-2} / 2 = 9,1 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\text{Carga muerta repartida} = 13,16 / 5,0 = 2,63 \text{ toneladas}$$

$$\text{Carga viva repartida} = 6,41 / 5,0 = 1,28 \text{ toneladas}$$

Por consiguiente, la rotación de la viga para la acción simultánea de la carga muerta más la carga viva es:

$$= \frac{(2,63 + 1,28)(10)^3}{24 * (2 \times 10^6)(9,10 \times 10^{-2})} = 0,000895$$

0,000895 rad < 0,012 rad. 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/4 para apoyos reforzados

En consecuencia el espesor total del apoyo (6,03 cm) no debe exceder el menor valor entre:

$L/3 = 20/3 = 6,66 \text{ cm} \geq 6,03 \text{ cm}$ . Cumple

$W/3 = 35/3 = 11,67 \text{ cm} \geq 6,03 \text{ cm}$ . Cumple

El refuerzo debe ser de tela o acero y su resistencia en kilos por centímetro lineal bajo niveles de esfuerzo de trabajo en cada dirección no debe ser menor que:

250 h<sub>ri</sub> para tela

300 h<sub>ri</sub> para acero

Para estos propósitos h<sub>ri</sub> debe tomarse como el espesor promedio de las dos capas de elastómero pegadas al refuerzo.

Sustituyendo el valor numérico  $h_{ri} = 0,10$  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  $f's = 1\ 700$  kg/cm<sup>2</sup> .

Por consiguiente:

Resistencia por centímetro lineal:  $1\ 700 * 0,10 = 170$  kg/cm  $\geq 30$  kg/cm.

Cumple.

Nota: el detalle del neopreno se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

### **3.16. Evaluación de Impacto Ambiental (inicial)**

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 provocara la construcción del puente vehicular en la aldea Barranca.

Tabla XXXIII. **Matriz de Leopold modificado**

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de Impacto Ambiental (De acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar lo 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 esta 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 esta 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 esta 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 XXXIII.

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de Impacto Ambiental (De acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar lo 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.
		Mescla 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 (arboles, 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.
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.

Continuación de la tabla XXXIII.

No.	Aspecto Ambiental	Impacto Ambiental	Tipo de Impacto Ambiental (De acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar lo 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.
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.

### 3.17. Elaboración de planos

A continuación se especifican los planos correspondientes al proyecto diseño del puente vehicular en la aldea Barranca, Morales, Izabal, siendo estos:

- Plano de curvas de nivel
- 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

### 3.18. Elaboración de presupuesto

Para elaborar el presupuesto se aplicaron los criterios del caso del proyecto de la carretera, en lo concerniente a costos indirectos se aplicó el 35 por ciento del total del costo directo.

Tabla XXXIV. **Presupuesto construcción de puente vehicular para la aldea Barranca**

CUADRO DE CANTIDADES (REGLONES) DE TRABAJO					
No.	REGLÓN DE TRABAJO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza general de área	1,00	unidad	Q 28 774,01	Q 28 774,01
1.2	Trazo y nivelación	20,00	ml	Q 918,80	Q 18 376,00
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
2.1	Excavación estructural	176,00	m3	Q 120,54	Q 21 214,70
2.2	Relleno estructural	108,00	m3	Q 298,55	Q 32 243,64
<b>3</b>	<b>SUB-ESTRUCTURA</b>				
3.1	Estribo con aletones de concreto ciclópeo	144,00	m3	Q 1 801,42	Q 259 404,85
3.2	Cortina + viga de apoyo	10,40	ml	Q 3 776,39	Q 39 274,45
<b>3</b>	<b>VIGAS</b>				
4.1	Vigas principales	20,00	ml	Q 3 090,39	Q 61 807,85
4.2	Diafragmas exteriores	3,60	ml	Q 2 807,69	Q 10 107,69
<b>5</b>	<b>CARPETA DE RODADURA</b>				
5.1	Losa + banquetas	52,00	m2	Q 2 244,35	Q 116 706,14
5.2	Aproche de concreto de 3,000 psi	80,00	m3	Q 603,83	Q 48 306,70
<b>6</b>	<b>BARANDALES</b>				
6.1	Columnas + baranda	36,00	ml	Q 336,42	Q 12 111,27
	<b>MONTO TOTAL GLOBAL</b>	<b>Q</b>			<b>648 327,30</b>

Fuente: elaboración propia.

## CONCLUSIONES

1. La construcción de la carretera, que comunica a la aldea York, permitirá a los usuarios tener una mejor vía de acceso y fluidez, para los vehículos que transitan, con ello se logrará un aumento económico, por medio de comercialización de cultivos y ganado. La carretera contará con un diseño que está regido por las normas específicas y su pavimento será de concreto hidráulico con una duración promedio de 20 años.
2. La construcción del proyecto puente vehicular para la aldea Barranca, contribuirá considerablemente al desarrollo económico, social y cultural de esta comunidad y su área de influencia, porque los habitantes podrán transportarse con mayor seguridad y rapidez.
3. El puente vehicular de una vía, diseñado con concreto reforzado, es una solución económica, que mejora la infraestructura de comunicación vial de la aldea Barranca, ya que el puente existente ya no es seguro para transitar.
4. Con la planificación de estos dos proyectos, a través del Ejercicio Profesional Supervisado, la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, está cumpliendo con su labor de proyección social, ya que la Municipalidad de Morales, pobladores de las aldeas York y Barranca no cuenta con los fondos necesarios para poder financiar estos proyectos.



## RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Morales, Izabal.

1. Durante la ejecución de los proyectos incluir una supervisión técnica a través de un profesional de ingeniería civil, con el objeto de asegurar la aplicación y cumplimiento de las especificaciones que presentan los planos.
2. Finalizada la construcción de los proyectos, proporcionar el mantenimiento correspondiente, con el objeto de obtener obras duraderas y en buen estado durante su periodo de vida útil.
3. Contratar mano de obra local (calificada y no calificada), ya que así los beneficiados se involucrarán en la ejecución de los proyectos.



## BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highways and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges* 16a ed. Washington (AASHTO), 1996. 471p.
2. CRESPO VILLALÁZ, CARLOS. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1999. 639 p.
3. Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala; DGC 2001. 501 p.
4. GÓMEZ LEPE, FREDY BENJAMÍN. *Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango*. Trabajo de graduación de ingeniería civil., Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 23 p.
5. Instituto Americano del Concreto. *Reglamento para la construcción de concreto estructural y comentarios con ejemplos de diseño: ACI 318-02*. Estados Unidos: ACI, 2008. 109 p.

6. YLLESCAS PONCE ALVARO DANILO. *Diseño del tramo carretero comprendido desde el entronque del kilómetro 171+400 carretera Interamericana (CA-1), hacia el caserío Nuevo Xetinamit, del municipio de Nahualá, departamento de Sololá*. Trabajo de graduación de ingeniería civil., Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 24 p.
7. VALLADARES, JORGE FÉLIX. *Guía teórica práctica del curso de Vías Terrestres 1*. Trabajo de graduación de ingeniería civil., Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 31 p.
8. GARBER NICHOLAS J.. *Ingeniería de tránsito de carreteras*. 3ª ed. México: Thomson, 2005. 714 p.
9. CASANOVA M. LEONARDO. *Topografía plana*. Mérida, 2002. 1-25 p.
10. BAÑÓN BLÁZQUEZ, LUIS; BEVIÁ GARCÍA JOSÉ F.. *Manual de carreteras, Tomo 2*. España, 2000. 15-21 p.
11. BOWLES, JOSEPH E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw-Hill Latinoamericana, 1980. 190 p.
12. CORONADO ITURBIDE, JORGE. *Manual centroamericano para diseño de pavimentos*. SIECA, 2002.

# APÉNDICES

## APÉNDICE 1

Planos de carretera hacia aldea York

1. Planta general
2. Planta – perfil, estación 0+000 a 1+000
3. Planta – perfil, estación 1+000 a 2+000
4. Planta – perfil, estación 2+000 a 3+000
5. Planta – perfil, estación 3+000 a 4+000
6. Planta – perfil, estación 4+000 a 5+000
7. Planta – perfil, estación 5+000 a 6+035.429
8. Secciones transversales de 0+000 a 2+320
9. Secciones transversales de 2+360 a 4+700
10. Secciones transversales de 4+720 a 6+020
11. Plano de detalles
12. Tabla de volúmenes

## APÉNDICE 2

Planos del puente vehicular para aldea Barranca

1. Plano de curvas de nivel
2. Plano de ubicación de puente sobre río
3. Plano de geometría de superestructura
4. Plano de armado de superestructura
5. Plano de armado de subestructura



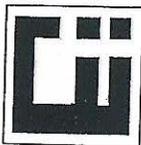
## **ANEXOS**



Tabla XXXV. **Peralte recomendado, mínimas longitudes de transición y deltas mínimos**

VELOCIDAD	30			40			50			60			70			80			90			100			110			120		
	Db=27	I=25	Δ	Db=30	I=40	Δ	Db=33	I=55	Δ	Db=37	I=70	Δ	Db=40	I=85	Δ	Db=43	I=100	Δ	Db=46	I=115	Δ	Db=50	I=130	Δ	Db=53	I=145	Δ	Db=56	I=160	Δ
G'	RADIO	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	BN	
1°	114562	BN	17 0'51"	BN	23 1'09"	BN	28 1'24"	BN	34 1'42"	BN	39 1'57"	BN	45 2'15"	BN	50 2'30"	BN	56 2'48"	BN	62 3'05"	BN	68 3'21"	BN	74 3'37"	BN	80 3'53"	BN	86 4'09"	BN	92 4'25"	BN
2°	57286	BN	17 1'42"	BN	23 2'18"	BN	28 2'48"	BN	34 3'24"	BN	39 3'54"	BN	45 4'30"	BN	50 5'06"	BN	56 5'42"	BN	62 6'18"	BN	68 6'54"	BN	74 7'30"	BN	80 8'06"	BN	86 8'42"	BN	92 9'18"	BN
3°	38187	BN	17 2'33"	BN	23 3'27"	BN	28 4'12"	BN	34 5'06"	BN	40 5'50"	BN	46 6'34"	BN	52 7'18"	BN	58 8'02"	BN	64 8'46"	BN	70 9'30"	BN	76 10'14"	BN	82 10'58"	BN	88 11'42"	BN	94 12'26"	BN
4°	28648	BN	17 3'24"	BN	23 4'36"	BN	28 5'36"	BN	35 6'36"	BN	42 7'36"	BN	49 8'36"	BN	56 9'36"	BN	63 10'36"	BN	70 11'36"	BN	77 12'36"	BN	84 13'36"	BN	91 14'36"	BN	98 15'36"	BN	105 16'36"	BN
5°	22918	BN	17 4'15"	BN	23 5'45"	BN	28 7'00"	BN	35 8'30"	BN	42 10'00"	BN	49 11'30"	BN	56 13'00"	BN	63 14'30"	BN	70 16'00"	BN	77 17'30"	BN	84 19'00"	BN	91 20'30"	BN	98 22'00"	BN	105 23'30"	BN
6°	19066	BN	17 5'06"	BN	23 6'54"	BN	28 8'36"	BN	35 10'24"	BN	42 12'12"	BN	49 14'00"	BN	56 15'48"	BN	63 17'36"	BN	70 19'24"	BN	77 21'12"	BN	84 23'00"	BN	91 24'48"	BN	98 26'36"	BN	105 28'24"	BN
7°	16370	BN	17 5'57"	BN	23 8'24"	BN	28 10'00"	BN	35 11'54"	BN	42 13'42"	BN	49 15'30"	BN	56 17'18"	BN	63 19'06"	BN	70 20'54"	BN	77 22'42"	BN	84 24'30"	BN	91 26'18"	BN	98 28'06"	BN	105 29'54"	BN
8°	14324	BN	17 6'48"	BN	23 9'36"	BN	28 11'36"	BN	35 13'36"	BN	42 15'36"	BN	49 17'36"	BN	56 19'36"	BN	63 21'36"	BN	70 23'36"	BN	77 25'36"	BN	84 27'36"	BN	91 29'36"	BN	98 31'36"	BN	105 33'36"	BN
9°	12732	BN	17 7'39"	BN	23 10'24"	BN	28 12'36"	BN	35 14'48"	BN	42 16'48"	BN	49 18'48"	BN	56 20'48"	BN	63 22'48"	BN	70 24'48"	BN	77 26'48"	BN	84 28'48"	BN	91 30'48"	BN	98 32'48"	BN	105 34'48"	BN
10°	11459	BN	17 8'30"	BN	23 11'18"	BN	28 13'36"	BN	35 16'00"	BN	42 18'00"	BN	49 20'00"	BN	56 22'00"	BN	63 24'00"	BN	70 26'00"	BN	77 28'00"	BN	84 30'00"	BN	91 32'00"	BN	98 34'00"	BN	105 36'00"	BN
11°	10417	BN	17 9'21"	BN	23 12'09"	BN	28 14'36"	BN	35 17'36"	BN	42 20'00"	BN	49 22'00"	BN	56 24'00"	BN	63 26'00"	BN	70 28'00"	BN	77 30'00"	BN	84 32'00"	BN	91 34'00"	BN	98 36'00"	BN	105 38'00"	BN
12°	9649	BN	17 10'12"	BN	23 13'00"	BN	28 15'36"	BN	35 19'00"	BN	42 21'00"	BN	49 23'00"	BN	56 25'00"	BN	63 27'00"	BN	70 29'00"	BN	77 31'00"	BN	84 33'00"	BN	91 35'00"	BN	98 39'00"	BN	105 41'00"	BN
13°	8815	BN	17 11'03"	BN	23 13'51"	BN	28 16'24"	BN	35 20'00"	BN	42 22'00"	BN	49 24'00"	BN	56 26'00"	BN	63 28'00"	BN	70 30'00"	BN	77 32'00"	BN	84 34'00"	BN	91 36'00"	BN	98 40'00"	BN	105 43'00"	BN
14°	8195	BN	17 11'54"	BN	23 14'42"	BN	28 17'18"	BN	35 21'00"	BN	42 23'00"	BN	49 25'00"	BN	56 27'00"	BN	63 29'00"	BN	70 31'00"	BN	77 33'00"	BN	84 35'00"	BN	91 37'00"	BN	98 41'00"	BN	105 45'00"	BN
15°	7639	BN	17 12'45"	BN	23 15'33"	BN	28 18'09"	BN	35 22'00"	BN	42 24'00"	BN	49 26'00"	BN	56 28'00"	BN	63 30'00"	BN	70 32'00"	BN	77 34'00"	BN	84 36'00"	BN	91 38'00"	BN	98 42'00"	BN	105 47'00"	BN
16°	7162	BN	17 13'36"	BN	23 16'24"	BN	28 18'54"	BN	35 23'00"	BN	42 25'00"	BN	49 27'00"	BN	56 29'00"	BN	63 31'00"	BN	70 33'00"	BN	77 35'00"	BN	84 37'00"	BN	91 39'00"	BN	98 43'00"	BN	105 49'00"	BN
17°	6741	BN	17 14'27"	BN	23 17'15"	BN	28 19'45"	BN	35 24'00"	BN	42 26'00"	BN	49 28'00"	BN	56 30'00"	BN	63 32'00"	BN	70 34'00"	BN	77 36'00"	BN	84 38'00"	BN	91 40'00"	BN	98 44'00"	BN	105 51'00"	BN
18°	6366	BN	17 15'18"	BN	23 18'06"	BN	28 20'36"	BN	35 25'00"	BN	42 27'00"	BN	49 29'00"	BN	56 31'00"	BN	63 33'00"	BN	70 35'00"	BN	77 37'00"	BN	84 39'00"	BN	91 41'00"	BN	98 45'00"	BN	105 53'00"	BN
19°	6031	BN	17 16'09"	BN	23 18'57"	BN	28 21'27"	BN	35 26'00"	BN	42 28'00"	BN	49 30'00"	BN	56 32'00"	BN	63 34'00"	BN	70 36'00"	BN	77 38'00"	BN	84 40'00"	BN	91 42'00"	BN	98 46'00"	BN	105 55'00"	BN
20°	5730	BN	17 17'00"	BN	23 19'48"	BN	28 22'18"	BN	35 27'00"	BN	42 29'00"	BN	49 31'00"	BN	56 33'00"	BN	63 35'00"	BN	70 37'00"	BN	77 39'00"	BN	84 41'00"	BN	91 43'00"	BN	98 47'00"	BN	105 57'00"	BN
21°	5457	BN	17 17'51"	BN	23 20'39"	BN	28 23'09"	BN	35 28'00"	BN	42 30'00"	BN	49 32'00"	BN	56 34'00"	BN	63 36'00"	BN	70 38'00"	BN	77 40'00"	BN	84 42'00"	BN	91 44'00"	BN	98 48'00"	BN	105 59'00"	BN
22°	5209	BN	17 18'42"	BN	23 21'30"	BN	28 24'00"	BN	35 29'00"	BN	42 31'00"	BN	49 33'00"	BN	56 35'00"	BN	63 37'00"	BN	70 39'00"	BN	77 41'00"	BN	84 43'00"	BN	91 45'00"	BN	98 49'00"	BN	105 61'00"	BN
23°	4982	BN	17 19'33"	BN	23 22'21"	BN	28 24'51"	BN	35 30'00"	BN	42 32'00"	BN	49 34'00"	BN	56 36'00"	BN	63 38'00"	BN	70 40'00"	BN	77 42'00"	BN	84 44'00"	BN	91 46'00"	BN	98 50'00"	BN	105 63'00"	BN
24°	4775	BN	17 20'24"	BN	23 23'12"	BN	28 25'42"	BN	35 31'00"	BN	42 33'00"	BN	49 35'00"	BN	56 37'00"	BN	63 39'00"	BN	70 41'00"	BN	77 43'00"	BN	84 45'00"	BN	91 47'00"	BN	98 51'00"	BN	105 65'00"	BN
25°	4584	BN	17 21'15"	BN	23 24'03"	BN	28 26'33"	BN	35 32'00"	BN	42 34'00"	BN	49 36'00"	BN	56 38'00"	BN	63 40'00"	BN	70 42'00"	BN	77 44'00"	BN	84 46'00"	BN	91 48'00"	BN	98 52'00"	BN	105 67'00"	BN
26°	4407	BN	17 22'06"	BN	23 24'54"	BN	28 27'24"	BN	35 33'00"	BN	42 35'00"	BN	49 37'00"	BN	56 39'00"	BN	63 41'00"	BN	70 43'00"	BN	77 45'00"	BN	84 47'00"	BN	91 49'00"	BN	98 53'00"	BN	105 69'00"	BN
27°	4244	BN	17 22'57"	BN	23 25'45"	BN	28 28'15"	BN	35 34'00"	BN	42 36'00"	BN	49 38'00"	BN	56 40'00"	BN	63 42'00"	BN	70 44'00"	BN	77 46'00"	BN	84 48'00"	BN	91 50'00"	BN	98 54'00"	BN	105 71'00"	BN
28°	4093	BN	17 23'48"	BN	23 26'36"	BN	28 29'06"	BN	35 35'00"	BN	42 37'00"	BN	49 39'00"	BN	56 41'00"	BN	63 43'00"	BN	70 45'00"	BN	77 47'00"	BN	84 49'00"	BN	91 51'00"	BN	98 55'00"	BN	105 73'00"	BN
29°	3951	BN	17 24'39"	BN	23 27'27"	BN	28 29'57"	BN	35 36'00"	BN	42 38'00"	BN	49 40'00"	BN	56 42'00"	BN	63 44'00"	BN	70 46'00"	BN	77 48'00"	BN	84 50'00"	BN	91 52'00"	BN	98 56'00"	BN	105 75'00"	BN
30°	3820	BN	17 25'30"	BN	23 28'18"	BN	28 30'48"	BN	35 37'00"	BN	42 39'00"	BN	49 41'00"	BN	56 43'00"	BN	63 45'00"	BN	70 47'00"	BN	77 49'00"	BN	84 51'00"	BN	91 53'00"	BN	98 57'00"	BN	105 77'00"	BN
31°	3697	BN	17 26'21"	BN	23 29'09"	BN	28 31'39"	BN	35 38'00"	BN	42 40'00"	BN	49 42'00"	BN	56 44'00"	BN	63 46'00"	BN	70 48'00"	BN	77 50'00"	BN	84 52'00"	BN	91 54'00"	BN	98 58'00"	BN	105 79'00"	BN
32°	3581	BN	17 27'12"	BN	23 30'00"	BN	28 32'30"	BN	35 39'00"	BN	42 41'00"	BN	49 43'00"	BN	56 45'00"	BN	63 47'00"	BN	70 49'00"	BN	77 51'00"	BN	84 53'00"	BN	91 55'00"	BN	98 59'00"	BN	105 81'00"	BN
33°	3473	BN	17 28'03"	BN	23 30'51"	BN	28 33'21"	BN	35 40'00"	BN	42 42'00"	BN	49 44'00"	BN	56 46'00"	BN	63 48'00"	BN	70 50'00"	BN	77 52'00"	BN	84 54'00"	BN	91 56'00"	BN	98 60'00"	BN	105 83'00"	BN
34°	3370	BN	17 28'54"	BN	23 31'42"	BN	28 34'12"	BN	35 41'00"	BN	42 43'00"	BN	49 45'00"	BN	56 47'00"	BN	63 49'00"	BN	70 51'00"	BN	77 53'00"	BN	84 55'00"	BN	91 57'00"	BN	98 61'00"	BN	105 85'00"	BN
35°	3274	BN	17 29'45"	BN	23 32'33"	BN	28 35'03"	BN	35 42'00"	BN	42 44'00"	BN	49 46'00"	BN	56 48'00"	BN	63 50'00"	BN	70 52'00"	BN	77 54'00"	BN	84 56'00"	BN	91 58'00"	BN	98 62'00"	BN	105 87'00"	BN
36°	3183	BN	17 30'36"	BN	23 33'24"	BN	28 35'54"	BN	35 43'00"	BN	42 45'00"	BN	49 47'00"	BN	56 49'00"	BN	63 51'00"	BN	70 53'00"	BN	77 55'00"	BN</								





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 440 S.S.

O.T.: 28,944

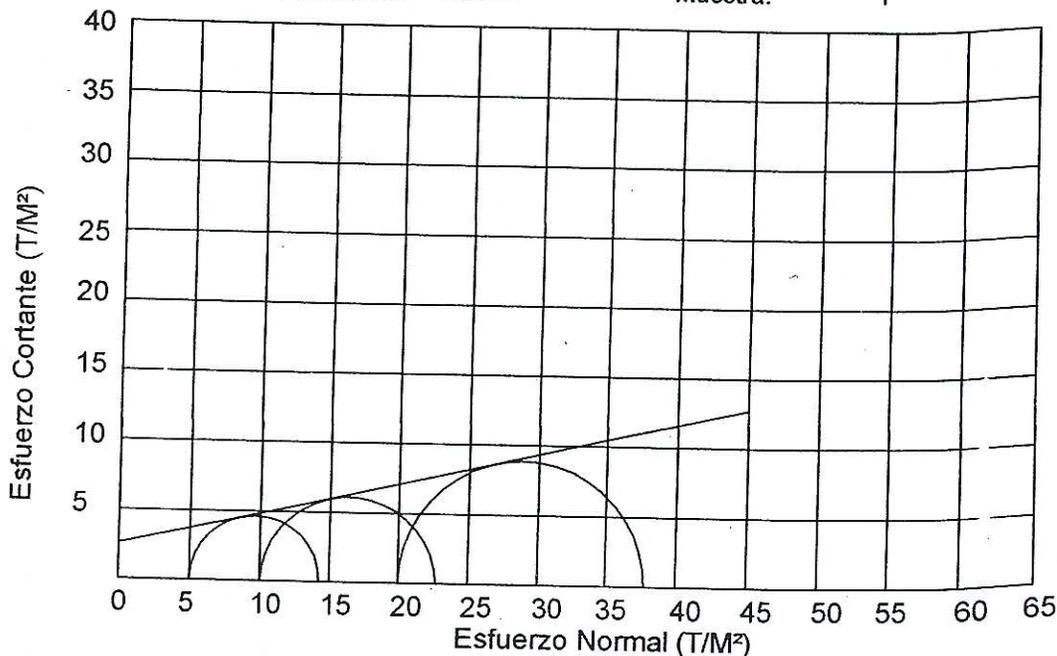
INTERESADO: Jenny Azucena Samayoa Lopez

PROYECTO: EPS "Diseños de Puente Vehicular para la Aldea La Barranca, Municipio de Morales, Izabal"

Ubicación: Municipio de Morales, Izabal

Fecha: 05 de Octubre de 2011

pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 12.71^\circ$       COHESIÓN:  $C_u = 2.57 \text{ T/m}^2$

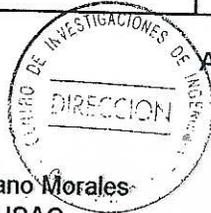
TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcillo-arenoso color café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interfasado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	9.26	12.70	17.72
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.42	1.42	1.42
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.98	1.98	1.98
HUMEDAD (%H)	39.47	39.47	39.47

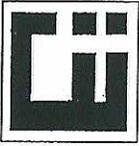


Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma 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**



**Nº 15851**

INFORME No. 441 S. S.

O.T.: 28,947

Interesado: Jenny Azucena Samayoa Lopez

Proyecto: EPS "Diseño de la carretera hacia la Aldea York, Municipio de Morales, Izabal"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Municipio de Morales, Izabal

FECHA: 05 de Octubre de 2011

**RESULTADOS:**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0.0	0.0	SM	Arena limosa color café

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

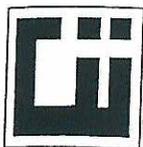
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



*Omar Enrique Medrano Méndez*  
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

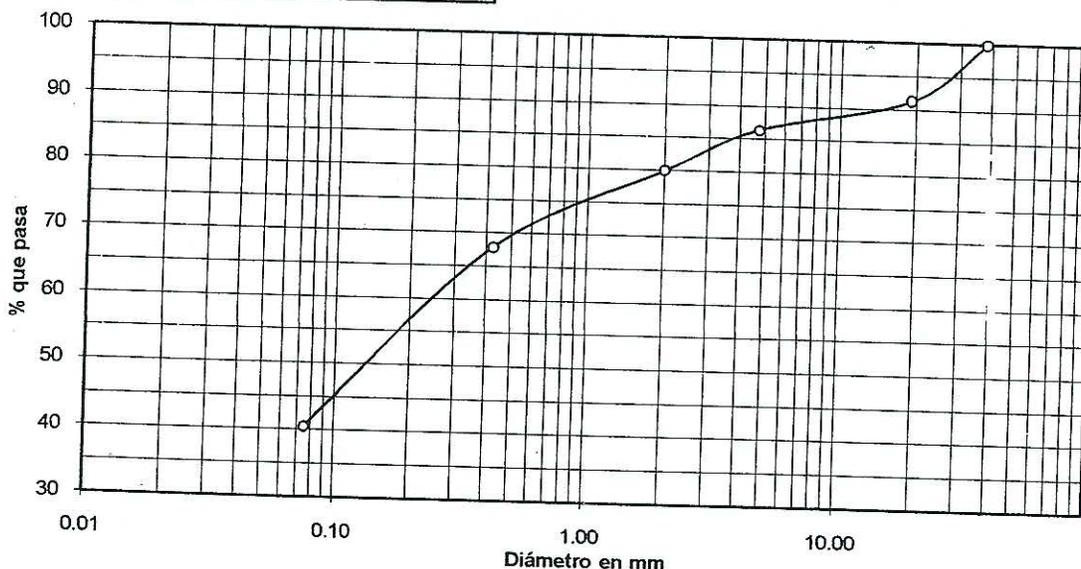


Nº 15828

INFORME No. 442 S.S. O.T. No. 28,947  
 Interesado: Jenny Azucena Samayoa Lopez  
 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 la carretera hacia la Aldea York, Municipio de Morales, Izabal"  
 Ubicación: Municipio de Morales, Izabal  
 Fecha: 05 de Octubre de 2011

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
1 1/2"	38.10	100.00
3/4"	19	91.28
4	4.75	86.43
10	2	80.00
40	0.425	67.89
200	0.075	40.51

% de Grava: 13.57  
 % de Arena: 45.91  
 % de finos: 40.51



Descripción del suelo: Arena limosa color café  
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-4  
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
 DIRECTORA CII/USAC



*Omar E. Medrano Méndez*  
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 15671

INFORME No.: 443 S.S.

O.T. No.: 28,947

Interesado: Jenny Azucena Samayoa Lopez

Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)

Norma: A.A.S.H.T.O.T-193

Proyecto: EPS "Diseño de la carretera hacia la Aldea York, Municipio de Morales, Izabal"

Ubicación: Municipio de Morales, Izabal

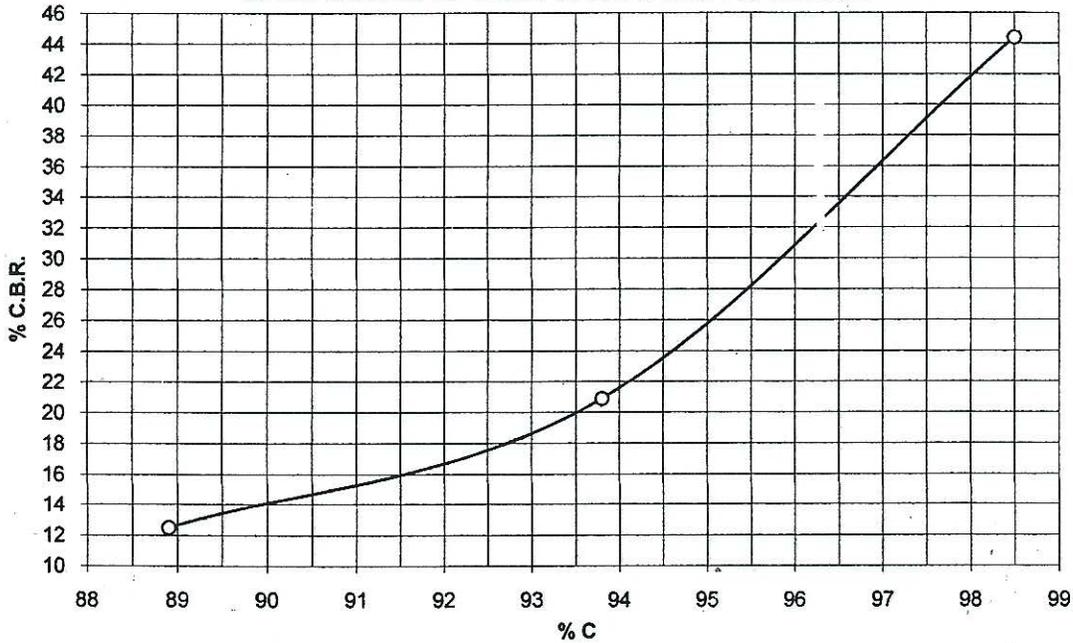
Descripción del suelo: Arena limosa color café

Muestra No.: 1

Fecha: 05 de Octubre de 2011

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	$\gamma_d$ b/pe <sup>3</sup>			
1	10	14.50	90.9	88.9	1.30	12.5
2	30	14.50	96.0	93.8	1.74	20.9
3	65	14.50	100.7	98.5	1.52	44.4

**GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION**



Atentamente,



Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



*Omar E. Medrano Mendez*  
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 15826

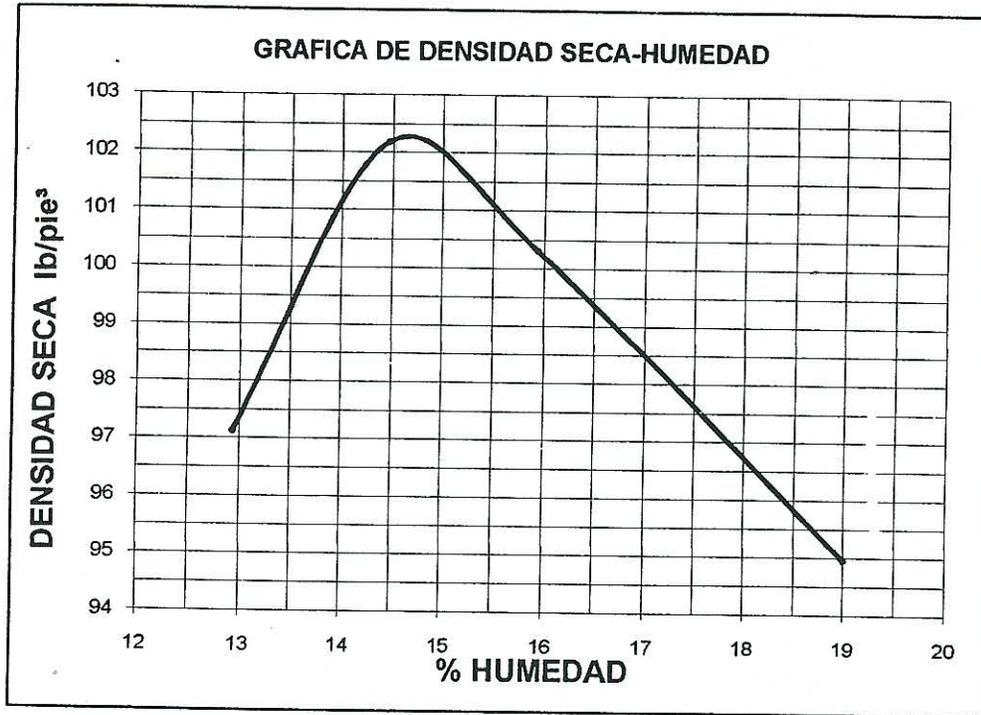
INFORME No. 443 S.S.

O.T. No.: 28,947

Interesado: Jenny Azucena Samayoa Lopez  
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: ( ) Norma:  
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: EPS "Diseño de la carretera hacia la Aldea York, Municipio de Morales, Izabal"  
Ubicación: Municipio de Morales, Izabal  
Fecha: 05 de Octubre de 2011



Muestra No.: 1  
 Descripción del suelo: Arena limosa color café  
 Densidad seca máxima  $\gamma_d$ : 1,639 Kg/m<sup>3</sup>      102.3 lb/ft<sup>3</sup>  
 Humedad óptima Hop.: 14.7 %  
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

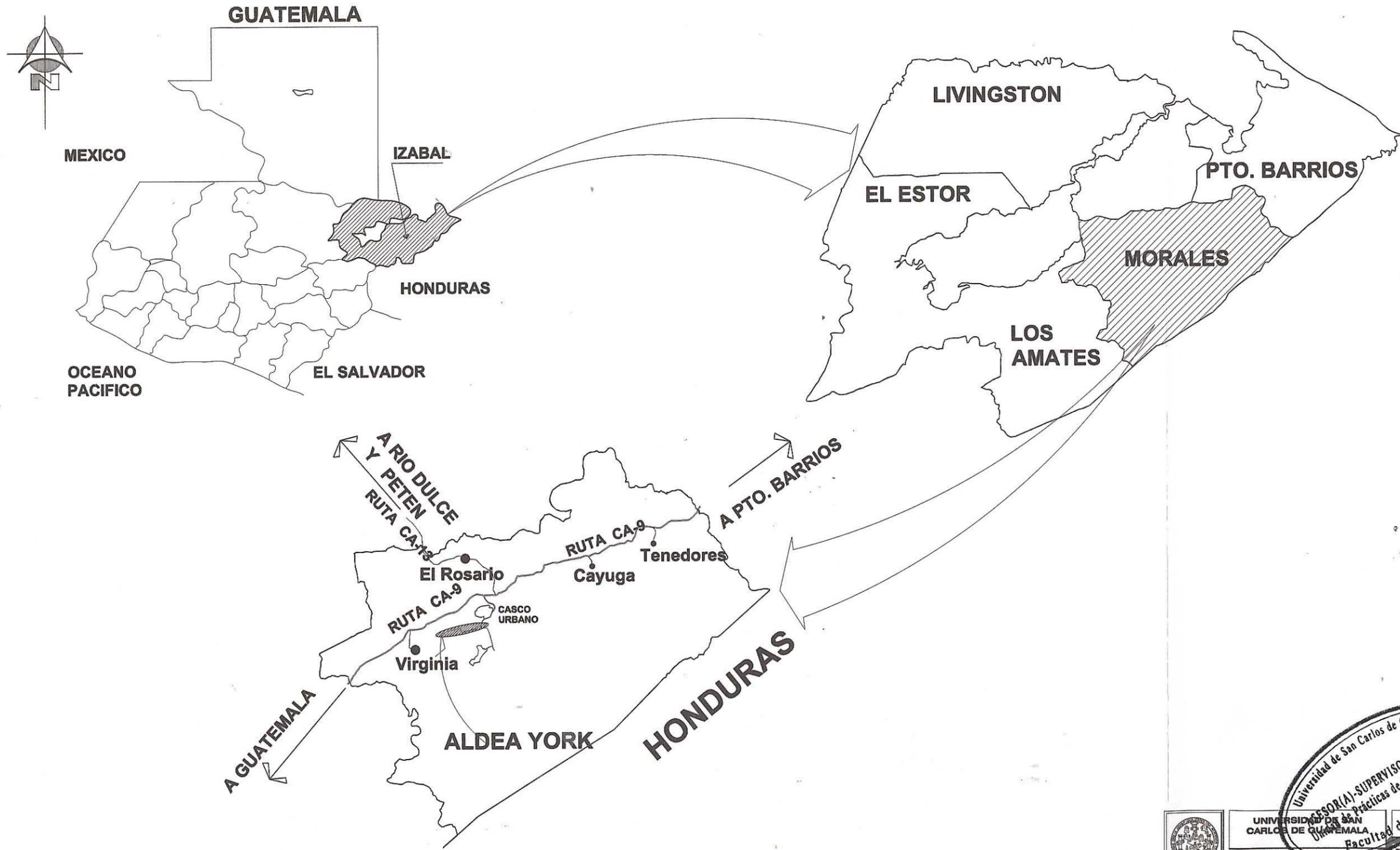
Vo. Bo.:

Inga. Telma Maicela Cano Morales  
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



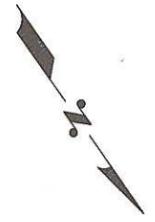


**PLANO DE LOCALIZACION** PROYECTO CARRETERA HACIA ALDEA YORK, MORALES  
 SIN ESCALA



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Facultad de Ingeniería	ASesor(A) SUPERVISOR(A) DE EPS Director de Prácticas de Ingeniería	FECHA: SEP - 2012
	FACULTAD DE INGENIERIA	ESCALA: INDICADA	INGENIERO JUAN MERCEZ COB ASESOR-SUPERVISOR EPS Va. Bc.
UBICACION: ALDEA YORK, MORALES, IZABAL	CALCULO: Jenny Samayoa DISEÑO: Jenny Samayoa DIBUJO: Jenny Samayoa	PROYECTO: DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK	1/14
OBSERVACIONES			

ALDEA YORK



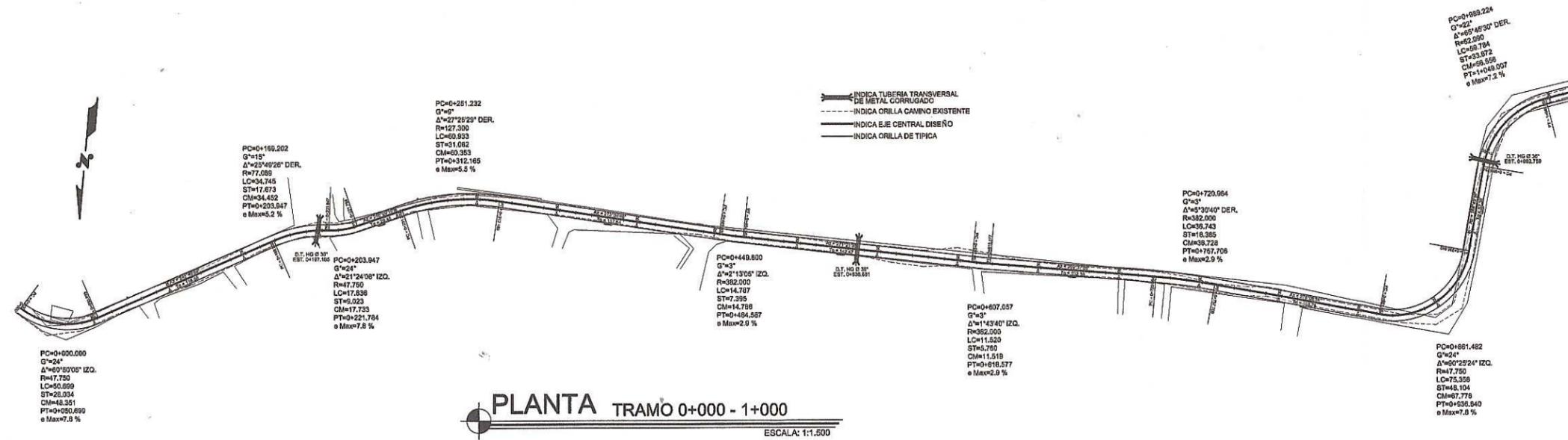
**PLANTA GENERAL** TRAMO 0+000 - 6+035.429  
 ESCALA: 1:5,000

SIMBOLOGIA			
PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
⊥	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		

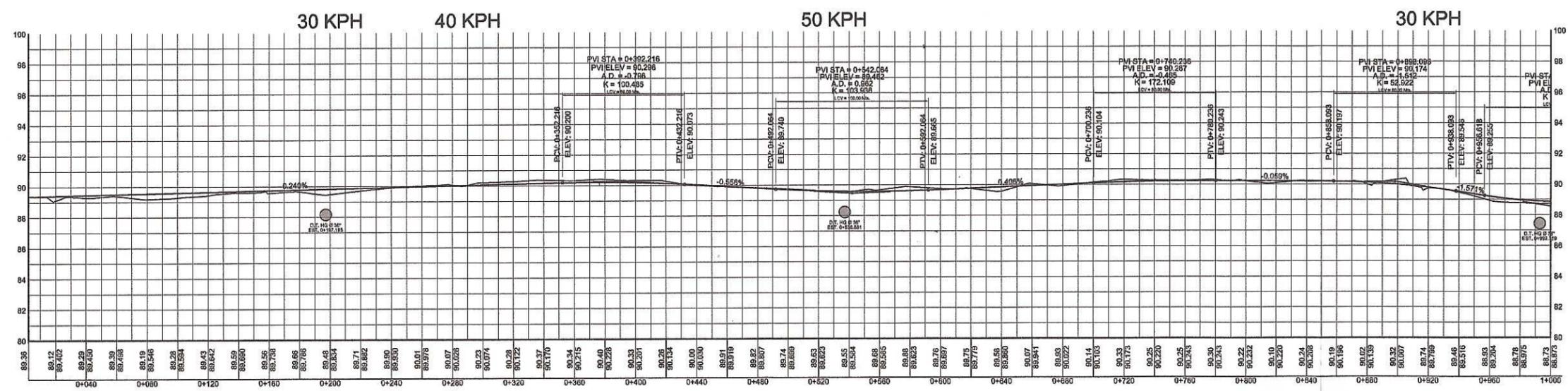
CASCO URBANO

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FECHA: SEP - 2012
	FACULTAD DE INGENIERIA	ESCALA: INDICADA
UBICACION: ALDEA YORK, MORALES, IZABAL	PROYECTO: DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK	INO. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR EPS 2/14
OBSERVACIONES	CALCULO: Jenny Samayoa DISEÑO: Jenny Samayoa DIBUJO: Jenny Samayoa	



**PLANTA TRAMO 0+000 - 1+000**  
ESCALA: 1:1.600



**PERFIL TRAMO 0+000 - 1+000**  
ESCALA HORIZONTAL: 1:1.600  
ESCALA VERTICAL: 1:150

SIMBOLOGIA			
PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
≡	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EPS 2011  
FECHA: SEP - 2012  
ESCALA: INDICADA

UBICACION:  
ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

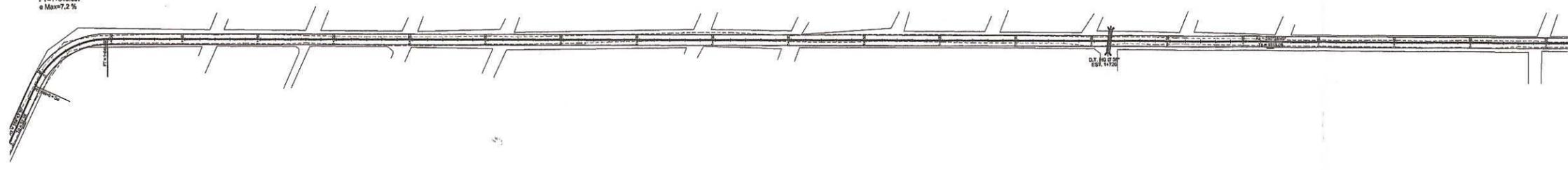
CALCULO:  
Jenny Samayoa  
DISEÑO:  
Jenny Samayoa  
DIBUJO:  
Jenny Samayoa

3/14

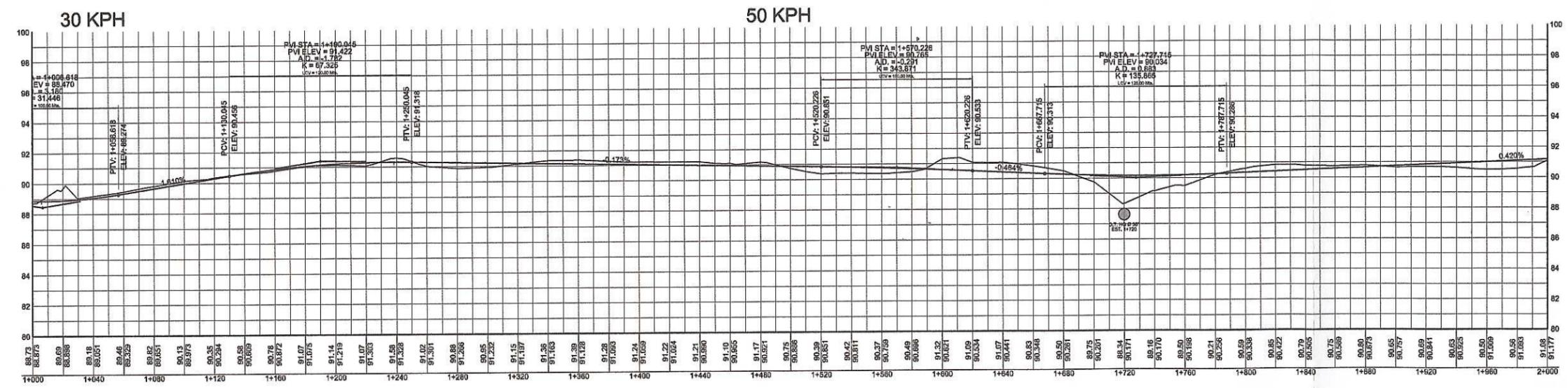
OBSERVACIONES

PC=0+999.224  
 G=22°  
 Δ=85°49'30" DER.  
 R=62.090  
 LC=59.784  
 ST=53.672  
 CM=68.658  
 PT=1+049.027  
 eMax=7.2%

INDICA TUBERIA TRANSVERSAL DE METAL CORRUGADO  
 INDICA ORILLA CAMINO EXISTENTE  
 INDICA EJE CENTRAL DISEÑO  
 INDICA ORILLA DE TIPICA



**PLANTA** TRAMO 1+000 - 2+000  
 ESCALA: 1:1,500



**PERFIL** TRAMO 1+000 - 2+000  
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1,500  
 ESCALA VERTICAL: 1:100

SIMBOLOGIA			
PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 EPS 2011  
 FECHA: SEP - 2012  
 ESCALA: INDICADA  
 FACULTAD DE INGENIERIA

UBICACION:  
 ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

CALCULO:  
 Jency Samayoa

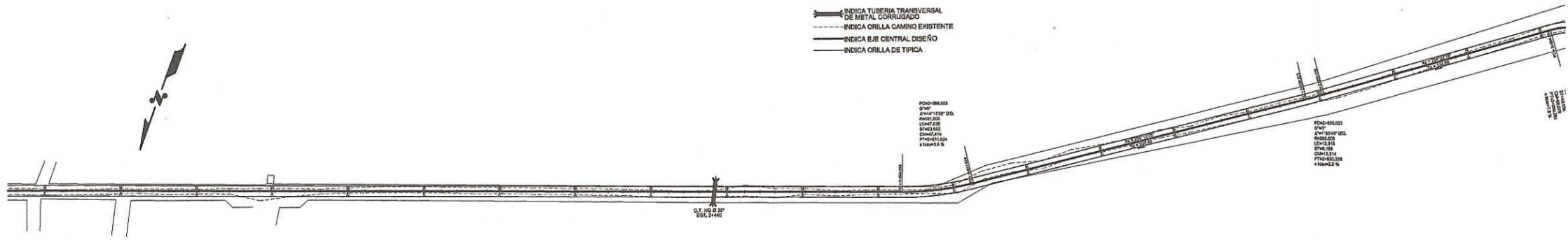
DISEÑO:  
 Jency Samayoa

DIBUJO:  
 Jency Samayoa

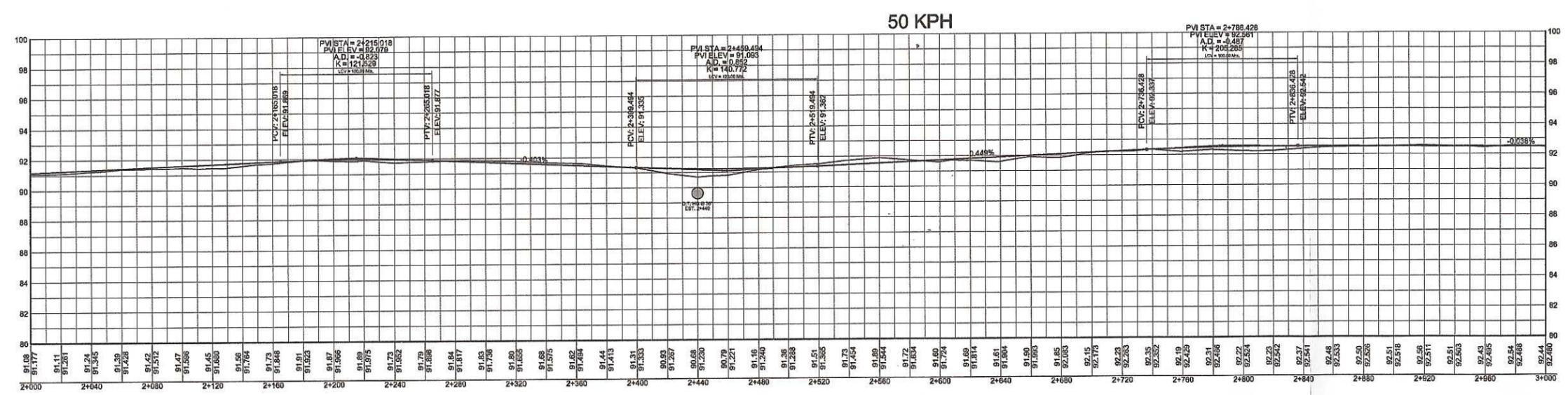
ING. JUAN MERCK COS  
 ASESOR-SUPERVISOR EPS

4/14

OBSERVACIONES



**PLANTA TRAMO 2+000 - 3+000**  
 ESCALA: 1:1.500

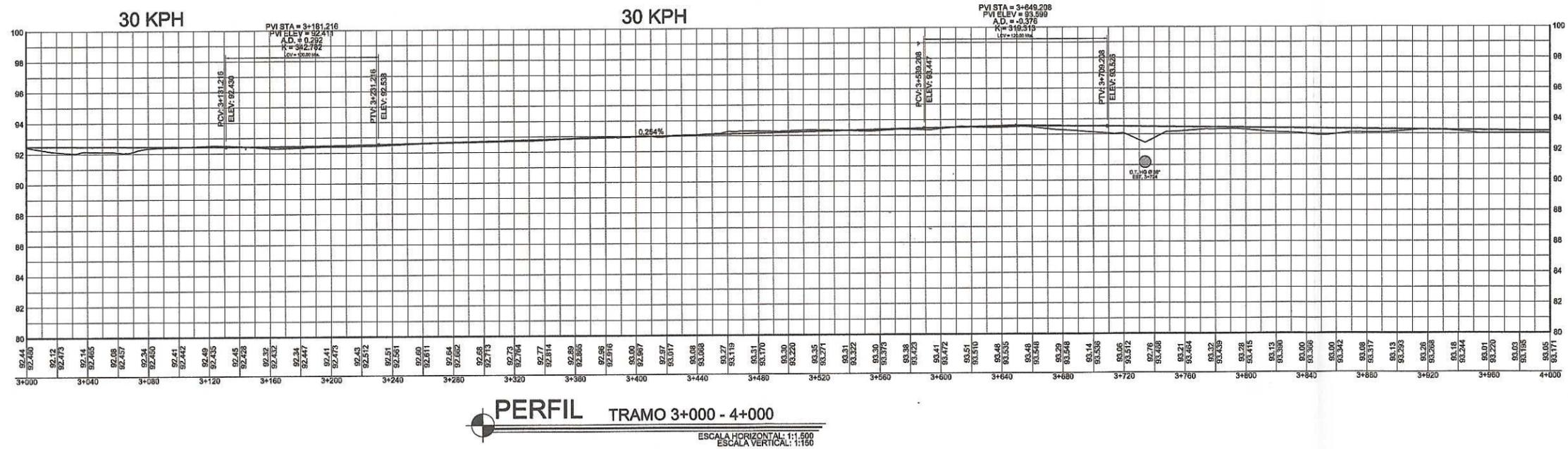
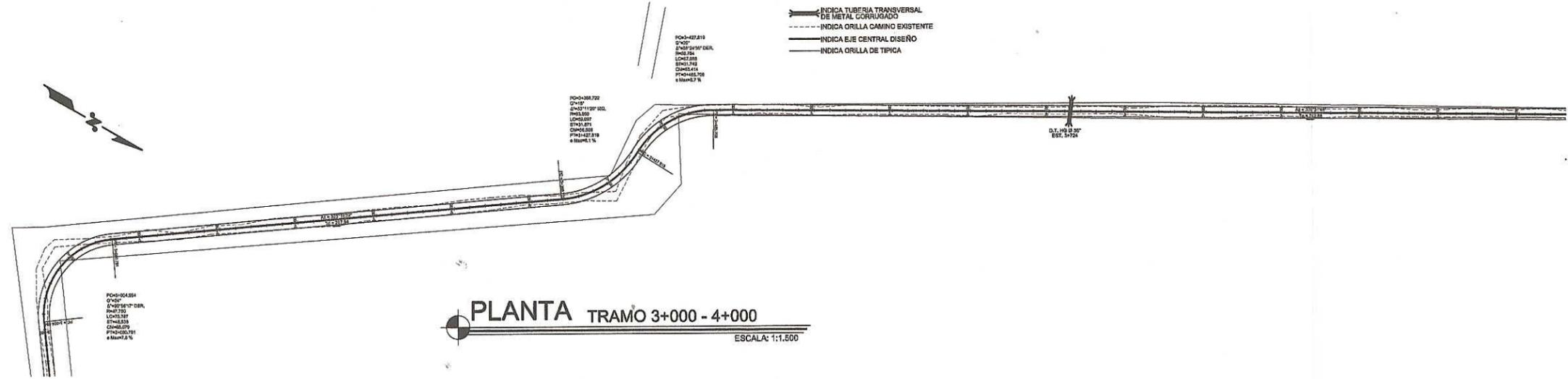


**PERFIL TRAMO 2+000 - 3+000**  
 ESCALA HORIZONTAL: 1:1.500  
 ESCALA VERTICAL: 1:150

SIMBOLOGIA			
PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	2011	FECHA: SEP - 2012
	FACULTAD DE INGENIERIA	ESCALA: INDICADA	
UBICACION: ALDEA YORK, MORALES, IZABAL			PROYECTO: DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK
CALCULO: Jenny Bernayoa	DISEÑO: Jenny Bernayoa		
OBSERVACIONES		5/14	



### SIMBOLOGIA

PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
⊥	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería I EPS

FECHA: SEP - 2012

UBICACION:  
 ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

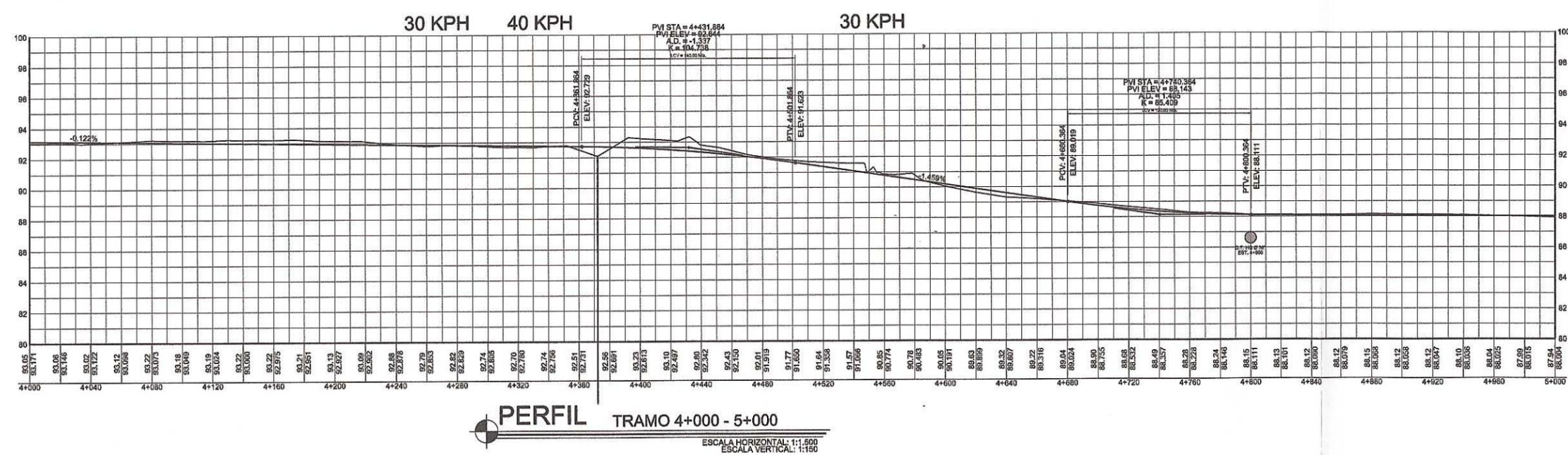
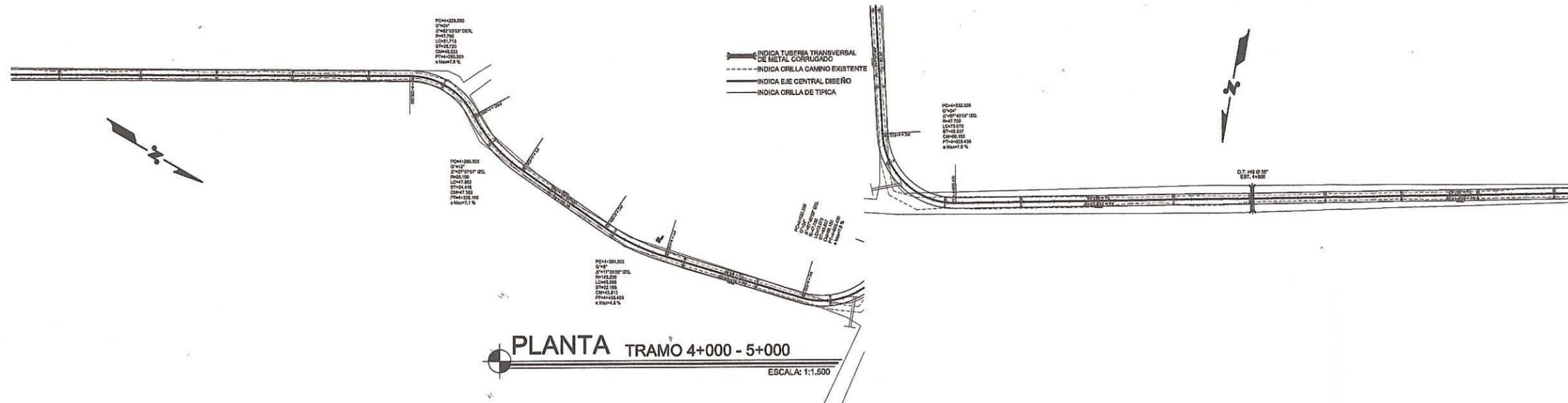
CALCULO:  
 Jenny Samayoa

DISEÑO:  
 Jenny Samayoa

DIBUJO:  
 Jenny Samayoa

6/14

JUAN MERCK COO  
 ASESOR-SUPERVISOR EPS



SIMBOLOGIA			
PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
≡	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 2011  
 FECHA: SEP - 2012  
 ESCALA: INDICADA

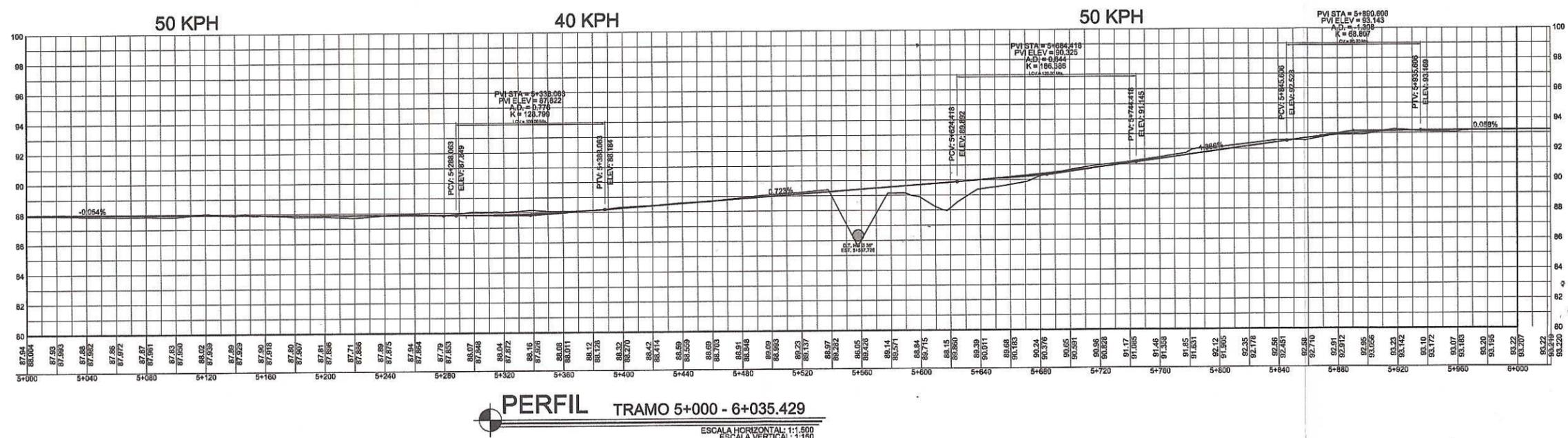
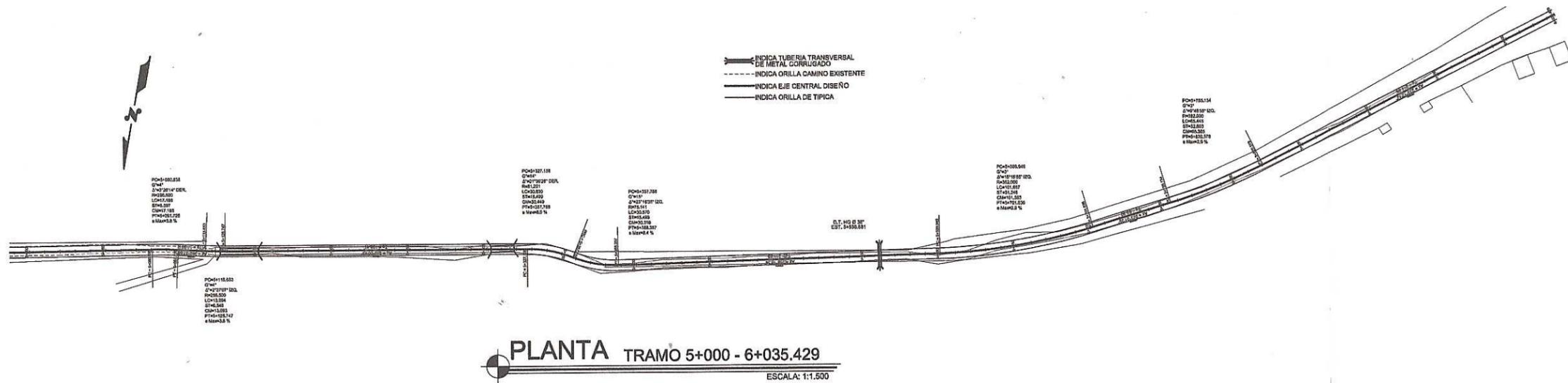
UBICACION:  
 ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

OBSERVACIONES:

CALCULO:  
 Jenny Samayoa  
 DISEÑO:  
 Jenny Samayoa  
 DIBUJO:  
 Jenny Samayoa

PROYECTO:  
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

INGENIERO(A) ASISTENTE SUPERVISOR EPS  
 7/14  
 Va.



SIMBOLOGIA			
PC	Principio de curva	PCV	Principio de curva vertical
G°	Grado de curvatura	ELEV	Elevación
Δ°	Angulo de deflexión	PVI STA	Estación punto intersección vertical
LC	Longitud de Curva	PVI ELEV	Elevación punto intersección vertical
ST	Sub-tangente	A.D.	Diferencia algebraica
CM	Cuerda máxima	K	Coefficiente de curva
R	Radio de curva	CT	Cota de terreno
PT	Principio de tangente	CRV	Cota rasante vertical
Tg	Distancia lineal de tangente	PTV	Principio tangente vertical
-	Estación a cada 20 mts.	LCV	Longitud de curva vertical
+	Estación a cada 100 mts.	△	Punto intersección de tangentes
↔	Transversal (planta)	●	Transversal (perfil)
eMax	Peralte máximo en curva		

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EPS 2011  
FECHA: SEP - 2012

ESCALA: INDICADA

UBICACION:  
ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

OBSERVACIONES

CALCULO: Jenny Samayoa  
 DISEÑO: Jenny Samayoa  
 DIBUJO: Jenny Samayoa

8/14

IVR. JUAN BERRIOZ  
ASESOR SUPERVISOR EPS



— INDICA CORTE TERRENO NATURAL  
 — INDICA SECCION TIPICA

**SECCIONES TRAMO 0+000 - 2+320**

ESCALA: 1:200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA

EPS 2047  
 ESCALA: INDICADA  
 FECHA: SEP - 2012

UBICACION:  
 ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

CALCULO:  
 Jenny Samayoa  
 DISEÑO:  
 Jenny Samayoa  
 DIBUJO:  
 Jenny Samayoa

PROYECTO:  
 DISEÑO DE LA CARRETERA  
 HACIA ALDEA YORK

9/14

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 SUPERVISOR(A) DE EPS  
 ASISTENTE SUPERVISOR EPS



— INDICA CORTE TIPO  
 — INDICA SECCION TIPO

**SECCIONES** TRAMO 2+360 - 4+700  
 ESCALA: 1:200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y Eps  
 2011  
 Fecha: 10/14  
 Ing. J. M. Merck Cos  
 Asesor-Supervisor Eps

OBSERVACIONES

UBICACION:  
 ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

CALCULO:  
 Jenny Samayoa  
 DISEÑO:  
 Jenny Samayoa  
 DIBUJO:  
 Jenny Samayoa

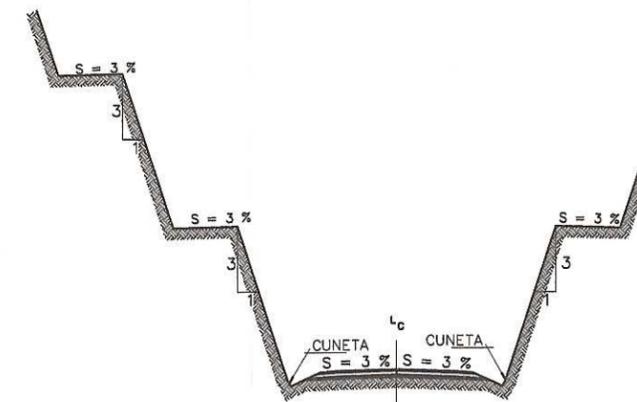
10/14



— INDICA CORTE TIPO  
 - - - INDICA CORTE TIPO NATURAL

**SECCIONES TRAMO 4+720 - 6+020**

ESCALA: 1:200



**DETALLE PREVENCIÓN DERRUMBES**

ESCALA: 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS

EPS 2011  
 1003  
 INGENIERIA

FECHA: SEP - 2012

UBICACION:  
 ALDEA YORK, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK

OBSERVACIONES

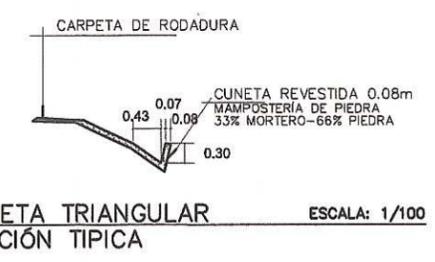
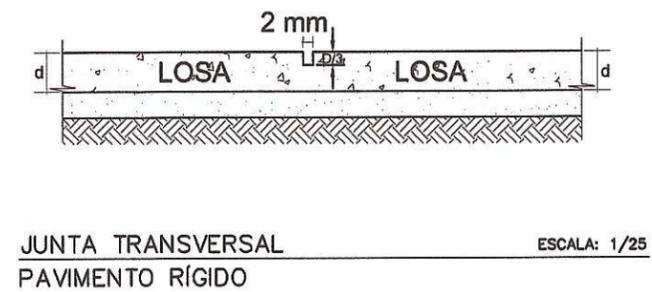
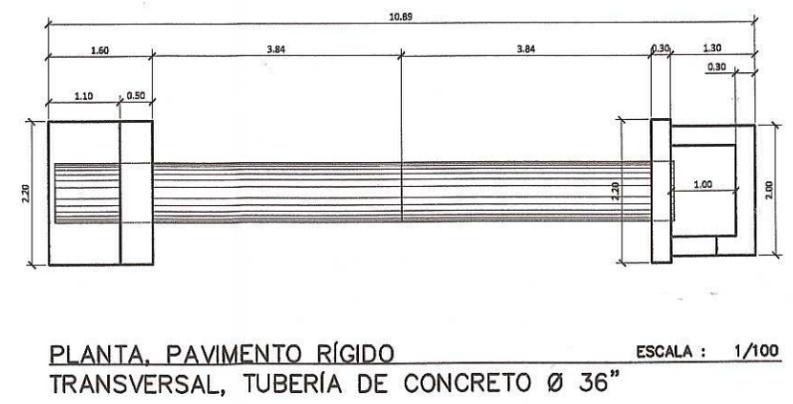
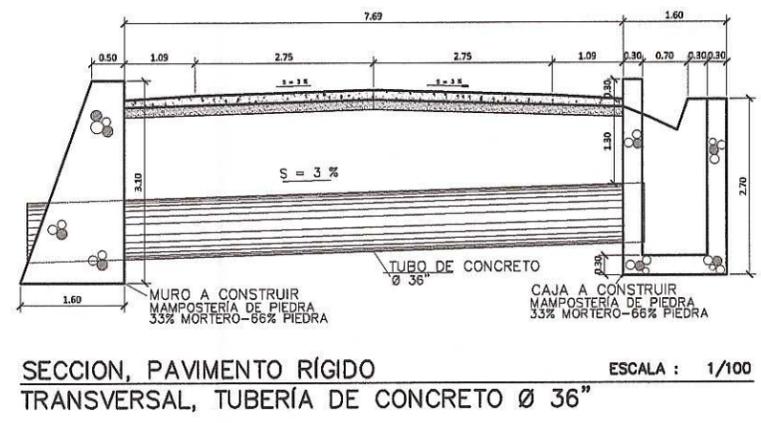
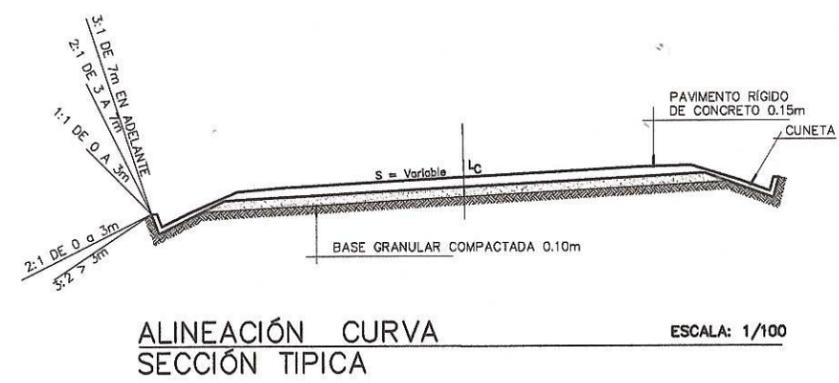
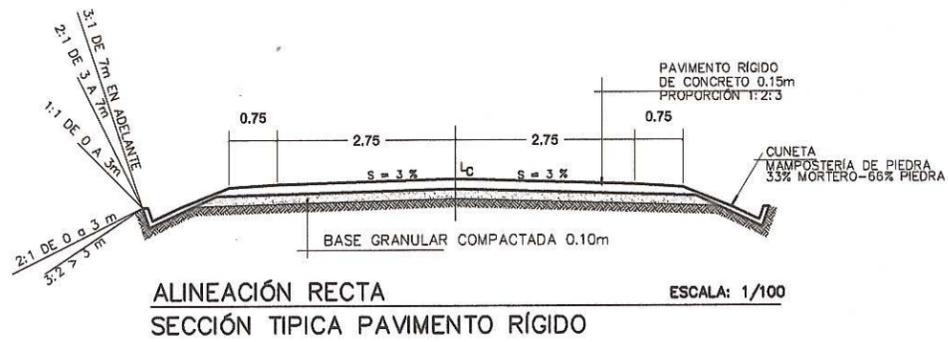
CALCULO:  
 Jenny Barrios

DISEÑO:  
 Jenny Barrios

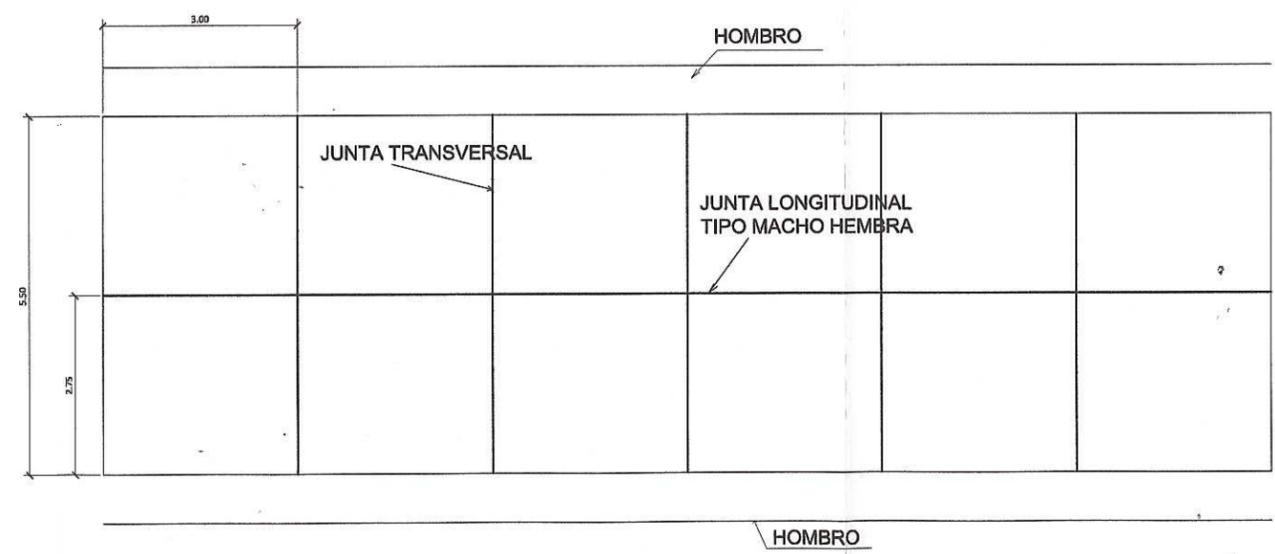
DIBUJO:  
 Jenny Barrios

11/14

MEC. JAVIER RODRIGUEZ  
 ASesor-SUPERVISOR EPS



- ESPECIFICACIONES**
- CONCRETO**
- \* EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION DE 3,500 psi PROPORCION 1-2-3 (CEMENTO-ARENA-PIEDRIN)
  - \* SE ELABORARA EXCLUSIVAMENTE CON MEZCLADORA, NO SE PERMITIRA ELABORARLO A MANO
- PAVIMENTO**
- \* LAS PLANCHAS DEL PAVIMENTO TENDRAN UN ESPESOR DE 0.15 CMS.



PLANTA ESCALA: 1/100  
FORMA EN QUE SE FUNDIRAN LAS LOSAS DEL PAVIMENTO

**DETALLES GENERALES**



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS Universidad de Prácticas de Ingeniería y EPS	FECHA: SEP 2012
	UBICACION: ALDEA YORK, MORALES, IZABAL	PROYECTO: DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA ALDEA YORK	ESCALA: INDICADA
OBSERVACIONES	CALCULO: Jenny Samayoa	DISEÑO: Jenny Samayoa	DIBUJO: Jenny Samayoa

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	Square Meters	FILL	Cubic Meters	FILL	Cubic Meters	FILL
0+000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0+010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0+020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0+030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0+040	3.079	0.000	15.397	0.000	15.397	0.000
0+050	1.628	0.000	23.538	0.000	38.935	0.000
0+050.699	1.635	0.000	1.141	0.000	40.075	0.000
0+060	1.625	0.000	16.090	0.002	56.168	0.002
0+070	0.684	0.000	12.549	0.002	68.715	0.004
0+080	0.563	0.001	6.236	0.008	74.953	0.010
0+090	0.348	0.003	4.856	0.020	79.809	0.030
0+100	0.782	0.000	5.648	0.014	85.458	0.044
0+110	0.538	0.000	6.589	0.000	91.745	0.045
0+120	0.468	0.000	8.023	0.000	98.768	0.045
0+130	0.604	0.000	5.391	0.000	102.129	0.045
0+140	1.980	0.000	27.803	0.000	115.050	0.045
0+150	3.580	0.000	34.856	0.000	122.779	0.045
0+160	3.391	0.000	24.881	0.000	122.570	0.045
0+169.202	2.012	0.000	1.608	0.000	204.178	0.045
0+170	2.019	0.000	12.260	0.000	216.438	0.045
0+180	0.433	0.000	4.978	0.000	221.416	0.045
0+190	0.562	0.000	5.690	0.008	227.106	0.053
0+200	0.576	0.197	2.219	0.389	229.325	1.420
0+203.947	0.548	0.000	4.628	0.000	233.952	1.420
0+210	0.981	0.000	7.950	0.000	241.912	1.421
0+220	0.811	0.000	1.126	0.000	243.038	1.421
0+221.784	0.651	0.000	4.729	0.000	247.767	1.421
0+230	0.500	0.000	14.010	0.000	261.778	1.421
0+240	2.302	0.000	32.990	0.000	294.768	1.421
0+250	4.286	0.000	5.339	0.000	300.107	1.421
0+260	4.388	0.000	38.106	0.000	338.213	1.421
0+265.232	4.324	0.000	43.338	0.000	381.552	1.421
0+270	4.343	0.000	43.460	0.000	425.012	1.421
0+280	4.349	0.000	41.205	0.000	466.217	1.421
0+290	3.892	0.000	45.078	0.000	511.295	1.421
0+300	5.123	0.000	53.885	0.000	565.280	1.421
0+310	5.674	0.000	12.422	0.000	577.703	1.421
0+312.185	5.801	0.000	41.360	0.014	619.063	1.435
0+320	4.757	0.004	53.308	0.018	672.369	1.454
0+330	5.905	0.000	58.387	0.000	730.756	1.454
0+340	6.769	0.000	58.291	0.000	789.027	1.454
0+350	6.489	0.000	60.715	0.000	837.742	1.454
0+360	4.653	0.000	48.106	0.002	888.847	1.455
0+370	4.989	0.000	51.153	0.002	937.000	1.457
0+380	5.283	0.000	53.092	0.009	990.092	1.468
0+390	5.395	0.002	60.940	0.009	1047.032	1.474
0+400	6.032	0.000	60.054	0.000	1107.087	1.474
0+410	5.978	0.000	44.850	1.354	1151.936	2.828
0+420	2.992	0.271	38.893	1.354	1190.830	4.182
0+430	4.787	0.000	47.843	0.000	1238.772	4.182
0+440	4.801	0.000	48.975	0.000	1288.347	4.182
0+449.800	4.704	0.000	0.940	0.000	1288.287	4.182
0+450	4.700	0.000	31.456	1.461	1317.743	5.643
0+460	1.592	0.292	7.246	1.331	1324.887	6.974
0+464.587	1.587	0.288	8.605	1.651	1333.592	8.634
0+470	1.613	0.333	16.597	3.731	1350.189	12.385
0+480	1.707	0.413	31.093	2.068	1381.282	14.452
0+490	4.512	0.000	44.879	0.000	1426.161	14.452
0+500	4.484	0.000	35.902	0.000	1462.064	14.452
0+510	2.717	0.000	26.941	0.028	1489.004	14.480
0+520	2.672	0.008	13.358	0.028	1502.363	14.508
0+530	0.000	0.000	18.330	0.000	1520.692	14.508
0+540	3.668	0.000	41.027	0.000	1561.720	14.508
0+550	4.539	0.000	46.702	0.000	1608.422	14.508
0+560	4.801	0.000	54.688	0.000	1663.110	14.508
0+570	6.137	0.000	64.643	0.000	1727.753	14.508
0+580	6.792	0.000	62.166	0.000	1789.919	14.508

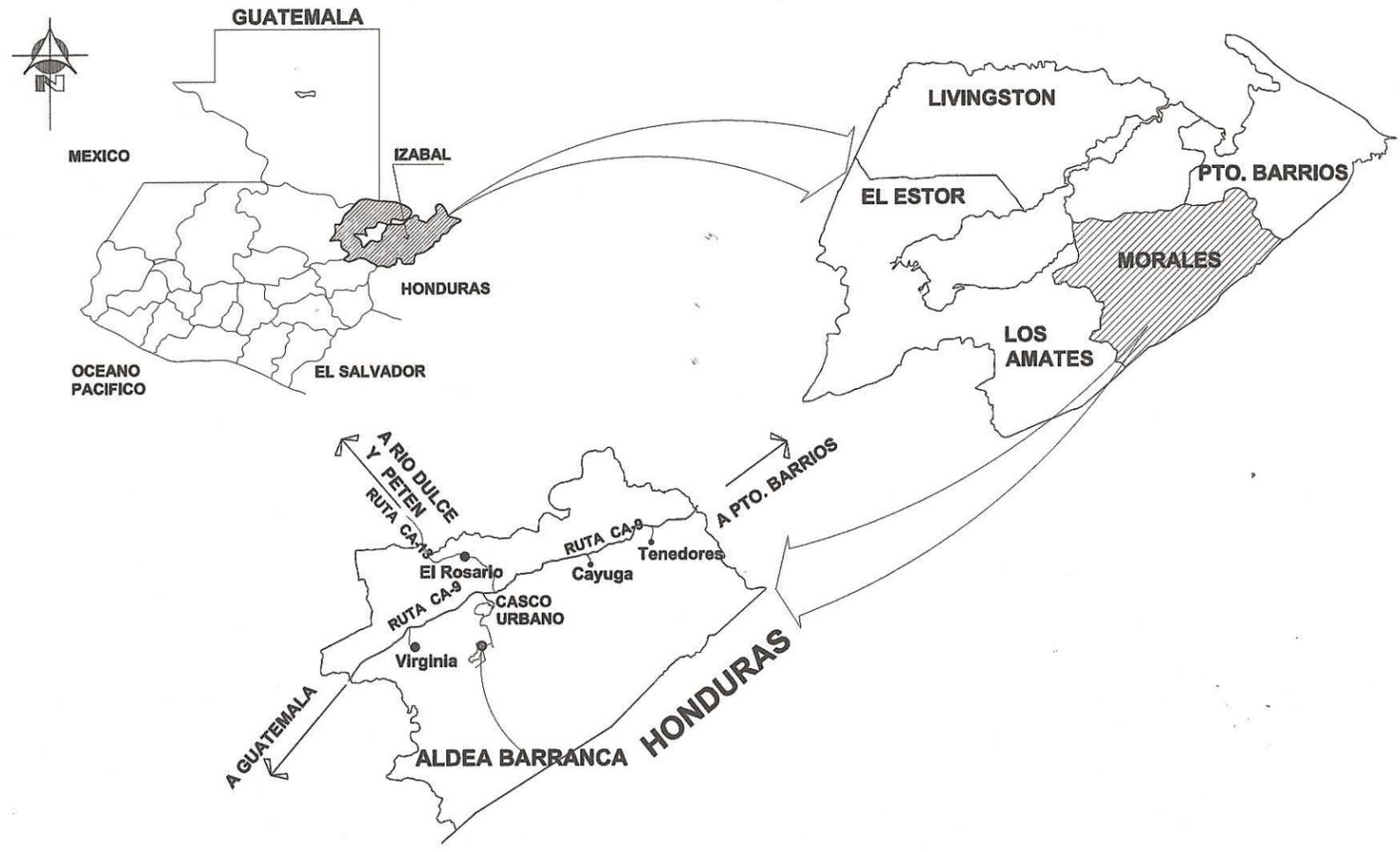
STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	Square Meters	FILL	Cubic Meters	FILL	Cubic Meters	FILL
0+590	5.841	0.000	50.882	0.000	1840.781	14.508
0+600	4.531	0.000	30.411	0.000	1871.192	14.508
0+607.857	4.088	0.000	12.117	0.000	1883.309	14.508
0+610	4.148	0.000	28.723	0.000	1912.032	14.508
0+618.577	2.950	0.000	3.479	0.000	1915.511	14.508
0+620	2.340	0.000	15.094	0.000	1930.605	14.508
0+630	0.879	0.000	7.868	0.070	1938.271	14.578
0+640	0.855	0.014	15.103	0.071	1953.378	14.649
0+650	2.167	0.000	31.328	0.001	1984.707	14.650
0+660	4.089	0.000	20.483	0.000	2005.201	14.650
0+670	0.000	0.000	17.339	0.000	2022.540	14.650
0+680	3.468	0.000	17.339	0.000	2039.879	14.650
0+690	0.000	0.000	0.000	0.000	2039.879	14.650
0+700	0.000	0.000	22.978	0.000	2062.858	14.650
0+710	4.598	0.000	46.281	0.000	2109.138	14.650
0+720	4.890	0.000	4.452	0.000	2113.590	14.650
0+720.984	4.377	0.000	20.877	0.000	2134.267	14.650
0+730	0.000	0.000	0.000	0.000	2134.267	14.650
0+740	0.000	0.000	0.000	0.000	2134.267	14.650
0+750	0.000	0.000	0.000	0.000	2134.267	14.650
0+757.708	0.000	0.000	0.000	0.000	2134.267	14.650
0+760	0.000	0.000	0.000	0.000	2134.267	14.650
0+770	0.000	0.000	0.000	0.000	2134.267	14.650
0+780	0.000	0.000	19.547	0.000	2153.814	14.650
0+790	3.908	0.000	30.393	0.000	2184.207	14.650
0+800	2.168	0.000	22.345	0.000	2206.552	14.650
0+810	2.300	0.000	14.848	0.000	2221.400	14.650
0+820	2.828	0.000	37.175	0.000	2258.573	14.650
0+830	4.808	0.000	48.872	0.000	2307.444	14.650
0+840	5.189	0.000	50.727	0.000	2358.171	14.650
0+850	4.977	0.000	48.754	0.000	2406.925	14.650
0+860	4.974	0.000	7.336	0.000	2414.261	14.650
0+861.482	4.828	0.000	33.762	0.000	2448.023	14.650
0+870	2.998	0.000	26.372	0.000	2474.395	14.650
0+880	2.278	0.000	33.038	0.000	2507.433	14.650
0+890	4.332	0.000	55.884	0.000	2563.317	14.650
0+900	6.885	0.000	54.978	2.360	2620.300	17.011
0+910	4.131	0.472	31.286	8.661	2661.483	23.872
0+920	2.128	0.800	26.811	11.532	2688.295	35.404
0+930	3.236	1.408	20.872	10.290	2709.166	45.894
0+938.840	2.867	1.603	8.905	4.858	2718.071	50.853
0+940	2.769	1.536	24.081	12.439	2742.152	63.091
0+950	2.047	0.932	14.142	4.759	2756.294	67.850
0+960	0.781	0.000	8.311	0.000	2764.605	67.850
0+970	0.881	0.000	8.060	0.000	2772.665	67.850
0+980	0.731	0.000	3.372	0.000	2776.038	67.851
0+989.224	0.000	0.000	0.000	0.000	2776.038	67.851
0+990	0.000	0.000	7.884	0.000	2783.922	67.851
1+000	1.597	0.000	37.854	0.000	2821.775	67.851
1+010	5.934	0.000	85.042	2.822	2906.716	70.673
1+020	11.074	0.584	78.348	2.822	2985.064	73.495
1+030	4.585	0.000	53.635	4.246	3038.699	77.740
1+040	6.132	0.848	44.485	3.824	3083.154	81.585
1+048.007	3.739	0.000	2.988	0.000	3086.122	81.585
1+050	2.241	0.000	26.048	0.000	3112.170	81.585
1+060	2.989	0.000	29.097	0.000	3141.266	81.585
1+070	2.891	0.000	27.843	0.000	3169.110	81.585
1+080	2.718	0.000	27.862	0.000	3196.772	81.585
1+090	2.814	0.000	27.402	0.000	3224.174	81.585
1+100	2.686	0.000	23.038	0.000	3247.212	81.585
1+110	1.848	0.000	18.908	0.000	3266.140	81.585
1+120	1.438	0.000	12.197	0.000	3278.337	81.585
1+130	1.004	0.000	8.889	0.000	3287.226	81.585
1+140	0.774	0.000	7.870	0.000	3295.095	81.585
1+150	0.800	0.000	8.704	0.000	3303.799	81.585
1+160	0.941	0.000	8.284	0.000	3312.083	81.585

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	Square Meters	FILL	Cubic Meters	FILL	Cubic Meters	FILL
1+170	0.712	0.000	6.928	0.000	3319.011	81.585
1+180	1.274	0.000	8.838	0.000	3327.825	81.585
1+190	0.993	0.000	8.208	0.000	3336.033	81.585
1+200	0.948	0.000	11.892	0.000	3347.925	81.585
1+210	1.390	0.000	10.745	0.044	3358.670	81.609
1+220	0.759	0.008	7.807	0.044	3366.477	81.653
1+230	0.802	0.000	14.113	0.000	3380.590	81.653
1+240	2.020	0.000	14.368	0.000	3394.958	81.653
1+250	0.857	0.000	7.448	0.000	3402.406	81.653
1+260	0.632	0.000	7.002	0.000	3409.408	81.653
1+270	0.768	0.000	4.802	0.732	3414.200	82.386
1+280	0.192	0.148	4.805	0.732	3420.634	83.118
1+290	0.729	0.000	6.073	0.000	3426.708	83.118
1+300	0.488	0.000	6.978	0.000	3433.686	83.118
1+310	0.809	0.000	7.822	0.000	3441.508	83.118
1+320	0.655	0.000	12.084	0.000	3453.592	83.118
1+330	1.758	0.000	22.322	0.000	3475.914	83.118

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
3+110	1.451	0.000	15.395	0.000	6192.500	527.533
3+120	1.626	0.000	15.005	0.000	6207.505	527.533
3+130	1.373	0.000	12.467	0.000	6219.992	527.533
3+140	1.124	0.000	7.894	0.000	6227.886	527.533
3+150	0.454	0.000	2.214	0.492	6236.100	528.125
3+160	1.188	0.088	11.614	0.818	6247.714	529.043
3+170	1.134	0.085	8.015	0.425	6255.729	529.468
3+180	0.469	0.000	5.545	0.000	6261.274	529.468
3+190	0.640	0.000	7.859	0.000	6269.133	529.468
3+200	0.931	0.000	8.927	0.000	6278.061	529.468
3+210	0.854	0.000	6.936	0.000	6284.997	529.468
3+220	0.533	0.000	5.457	0.000	6290.454	529.468
3+230	0.558	0.000	6.419	0.000	6296.873	529.468
3+240	0.726	0.000	7.947	0.000	6304.820	529.468
3+250	0.664	0.000	9.517	0.000	6314.337	529.468
3+260	1.040	0.000	10.448	0.000	6324.867	529.468
3+270	1.068	0.000	10.330	0.000	6336.317	529.468
3+280	1.023	0.000	10.448	0.000	6346.865	529.468
3+290	0.813	0.000	9.182	0.000	6356.497	529.468
3+300	0.906	0.000	8.608	0.000	6365.103	529.468
3+310	0.987	0.000	8.478	0.000	6373.581	529.468
3+320	1.556	0.000	12.716	0.000	6386.297	529.468
3+330	1.305	0.000	14.307	0.000	6399.604	529.468
3+340	1.088	0.000	11.965	0.000	6411.571	529.468
3+350	1.252	0.000	11.699	0.000	6423.270	529.468
3+360	1.524	0.000	13.620	0.000	6436.890	529.468
3+368.722	1.598	0.000	2.032	0.000	6442.804	529.468
3+370	1.583	0.000	15.452	0.000	6458.256	529.468
3+380	1.507	0.000	14.972	0.000	6473.228	529.468
3+390	1.487	0.000	16.122	0.000	6489.350	529.468
3+400	1.737	0.000	14.398	0.000	6503.748	529.468
3+410	1.142	0.000	10.380	0.000	6514.128	529.468
3+420	0.934	0.000	7.845	0.000	6521.973	529.468
3+427.819	1.073	0.000	2.438	0.000	6524.401	529.468
3+430	1.154	0.000	16.900	0.000	6540.301	529.468
3+440	2.028	0.000	20.237	0.000	6560.538	529.468
3+450	2.021	0.000	22.268	0.000	6582.806	529.468
3+460	2.432	0.000	26.094	0.000	6608.900	529.468
3+470	2.788	0.000	24.230	0.000	6633.130	529.468
3+480	2.090	0.000	10.784	0.000	6643.914	529.468
3+485.708	1.719	0.000	8.882	0.000	6650.796	529.468
3+490	1.488	0.000	14.572	0.000	6665.368	529.468
3+500	1.427	0.000	15.253	0.000	6680.621	529.468
3+510	1.624	0.000	15.402	0.000	6696.023	529.468
3+520	1.457	0.000	12.374	0.000	6708.397	529.468
3+530	1.016	0.000	10.195	0.000	6718.592	529.468
3+540	1.021	0.000	9.936	0.000	6728.528	529.468
3+550	0.866	0.000	7.773	0.000	6736.301	529.468
3+560	0.588	0.000	8.456	0.000	6744.757	529.468
3+570	1.103	0.000	9.903	0.000	6754.660	529.468
3+580	0.878	0.000	6.363	0.000	6761.023	529.468
3+590	0.395	0.000	4.676	0.000	6765.699	529.468
3+600	0.540	0.000	8.037	0.000	6773.736	529.468
3+610	1.097	0.000	10.912	0.000	6784.648	529.468
3+620	1.115	0.000	8.692	0.000	6793.339	529.468
3+630	0.683	0.000	6.902	0.000	6800.242	529.468
3+640	0.717	0.000	6.512	0.000	6806.954	529.468
3+650	1.185	0.000	9.994	0.000	6816.948	529.468
3+660	0.814	0.000	6.357	0.000	6823.305	529.468
3+670	0.458	0.000	5.487	0.000	6828.792	529.468
3+680	0.840	0.000	4.917	0.011	6833.709	529.479
3+690	0.344	0.002	1.719	2.169	6835.428	531.648
3+700	0.000	0.432	0.000	7.864	6838.428	539.332
3+710	0.000	1.105	0.000	16.287	6838.428	556.616
3+720	0.000	2.152	0.133	29.524	6838.561	585.143
3+730	0.027	3.752	1.389	33.164	6838.950	618.307

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
3+740	0.251	2.880	3.187	16.283	6843.138	634.560
3+750	0.386	0.370	6.301	2.702	6849.439	637.282
3+760	0.674	0.170	10.843	3.936	6860.282	641.198
3+770	1.294	0.617	15.454	4.535	6875.736	645.733
3+780	1.756	0.280	11.646	1.449	6887.382	647.182
3+790	0.533	0.000	6.723	0.000	6894.105	647.182
3+800	0.812	0.000	11.893	0.000	6905.998	647.182
3+810	1.561	0.000	10.679	0.022	6916.647	647.204
3+820	0.615	0.004	7.441	0.022	6924.287	647.227
3+830	0.673	0.000	6.701	0.040	6930.988	647.266
3+840	0.467	0.009	4.476	0.775	6935.463	648.041
3+850	0.429	0.147	3.358	0.848	6940.824	648.889
3+860	0.643	0.022	6.038	0.112	6946.862	649.001
3+870	0.555	0.000	6.842	0.000	6953.705	649.001
3+880	0.804	0.000	7.710	0.000	6961.414	649.001
3+890	0.738	0.000	10.167	0.641	6971.591	649.642
3+900	1.295	0.128	12.200	2.177	6983.738	651.819
3+910	1.145	0.307	14.615	2.102	6998.398	653.921
3+920	1.778	0.113	16.372	0.565	7014.798	654.486
3+930	1.498	0.000	11.153	0.000	7025.921	654.486
3+940	0.734	0.000	6.374	0.000	7032.295	654.486
3+950	0.541	0.000	5.007	0.000	7037.302	654.486
3+960	0.461	0.000	5.082	0.000	7042.384	654.486
3+970	0.556	0.000	5.013	0.000	7047.397	654.486
3+980	0.447	0.000	4.491	0.000	7051.888	654.486
3+990	0.451	0.000	4.724	0.000	7056.612	654.486
4+000	0.493	0.000	5.598	0.000	7062.171	654.486
4+010	0.618	0.000	6.644	0.000	7068.815	654.486
4+020	0.711	0.000	6.130	0.000	7074.944	654.486
4+030	0.515	0.000	5.688	0.000	7080.632	654.486
4+040	0.624	0.000	8.250	0.000	7088.882	654.486
4+050	1.025	0.000	10.575	0.000	7099.457	654.486
4+060	1.059	0.000	13.277	0.000	7112.743	654.486
4+070	1.566	0.000	17.401	0.000	7130.144	654.486
4+080	1.914	0.000	20.179	0.000	7150.323	654.486
4+090	2.122	0.000	21.248	0.000	7171.569	654.486
4+100	1.128	0.000	21.034	0.000	7192.603	654.486
4+110	2.079	0.000	22.645	0.000	7215.248	654.486
4+120	2.450	0.000	26.530	0.000	7241.778	654.486
4+130	2.658	0.000	28.187	0.000	7269.965	654.486
4+140	2.777	0.000	28.616	0.000	7298.581	654.486
4+150	2.586	0.000	25.735	0.000	7324.317	654.486
4+160	2.561	0.000	25.748	0.000	7348.248	654.486
4+170	2.589	0.000	26.314	0.000	7374.562	654.486
4+180	2.674	0.000	27.274	0.000	7401.835	654.486
4+190	2.781	0.000	27.368	0.000	7429.203	654.486
4+200	2.696	0.000	26.328	0.000	7455.548	654.486
4+210	2.570	0.000	24.858	0.000	7480.407	654.486
4+220	2.402	0.000	18.158	0.000	7498.564	654.486
4+228.590	1.826	0.000	2.497	0.000	7501.061	654.486
4+230	1.716	0.000	16.515	0.000	7517.576	654.486
4+240	1.597	0.000	14.072	0.000	7531.648	654.486
4+250	1.227	0.000	11.528	0.000	7543.177	654.486
4+260	1.078	0.000	13.588	0.000	7556.744	654.486
4+270	1.635	0.000	15.606	0.000	7572.351	654.486
4+280	1.466	0.000	0.444	0.000	7572.795	654.486
4+280.303	1.442	0.000	12.894	0.000	7585.689	654.486
4+290	1.218	0.000	9.545	0.000	7595.234	654.486
4+300	0.691	0.000	8.699	0.000	7603.933	654.486
4+310	1.048	0.000	10.211	0.000	7614.140	654.486
4+320	0.995	0.000	7.156	0.000	7621.296	654.486
4+328.188	0.758	0.000	1.457	0.000	7622.753	654.486
4+330	0.831	0.000	8.398	0.000	7631.153	654.486
4+340	0.848	0.000	11.017	0.000	7642.189	654.486
4+350	1.355	0.000	14.721	0.000	7656.910	654.486
4+360	1.589	0.000	20.372	0.163	7677.282	654.649
4+370	2.485	0.033	26.280	0.163	7703.552	654.611

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
4+380	2.773	0.000	41.709	0.000	7745.261	654.611
4+390	5.568	0.000	28.238	0.000	7773.497	654.611
4+394.503	6.085	0.000	33.217	0.000	7804.714	654.611
4+400	6.000	0.000	60.078	0.000	7864.790	654.611
4+410	6.016	0.000	64.299	0.000	7929.089	654.611
4+420	6.844	0.000	75.981	0.000	8005.070	654.611
4+430	6.352	0.000	66.777	0.000	8071.847	654.611
4+438.488	7.381	0.000	10.888	0.000	8082.735	654.611
4+440	7.029	0.000	58.277	0.000	8141.012	654.611
4+450	4.827	0.000	43.409	0.000	8184.420	654.611
4+460	4.055	0.000	31.274	0.000	8215.695	654.611
4+470	2.200	0.000	19.488	0.000	8235.182	654.611
4+480	1.700	0.000	16.556	0.000	8251.749	654.611
4+490	1.611	0.000	17.632	0.000	8269.381	654.611
4+500	1.915	0.000				



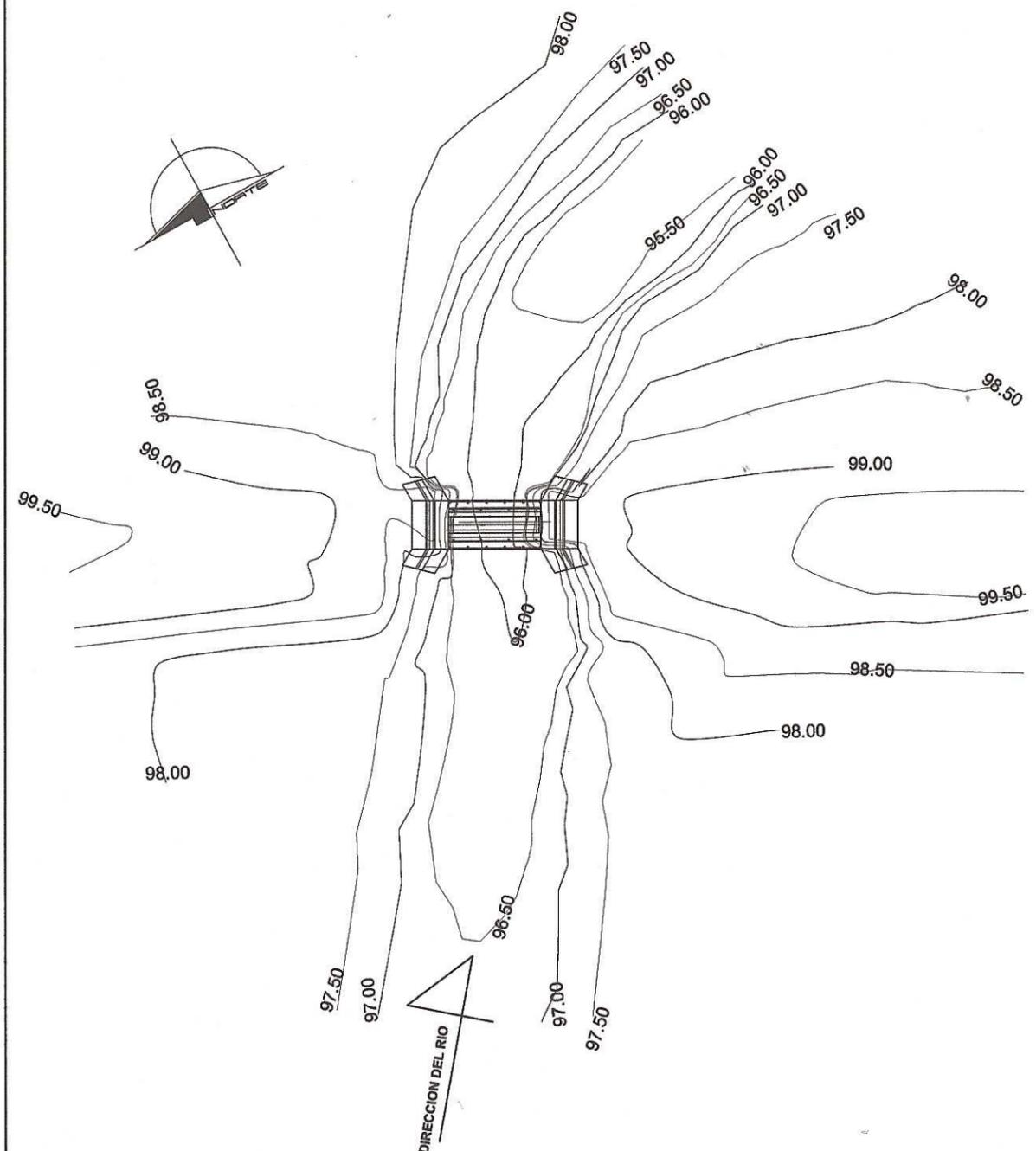
LOCALIZACION DEL PROYECTO  
ALDEA BARRANCA, MORALES

**ESPECIFICACIONES:**

- 1.- DISEÑO: "STANDAR 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 EDITION 1996.- (12,000 LIBRAS EJE MAS PESADO)
- MATERIALES:**
- 3.- CONCRETOS: (SECCION 504 Y 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.)-
    - 3.1.- CONCRETO CLASE 4,000: SE USARA EN LA LOSA, VIGA PRINCIPAL Y DIAFRAGMAS. SE UTILIZARA CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA CON ESFUERZO A RUPTURA A COMPRESION DE 281 KG/CM2 (4,000 LB/PLG2) A LOS 28 DIAS.-
    - 3.2.- CONCRETO CLASE 3,000: SE USARA PARA LOS POSTES DE PASAMANOS Y VIGAS DE APOYO. SE UTILIZADA CONCRETO CLASE "A" CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM2 (3,000 LB/PLG2) A LOS 28 DIAS.-
  - 4.- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-
  - 5.- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS ESTRIBOS SERA 33% PIEDRA BOLA, 67% CONCRETO  $f'c=210$  KG/CM2.
- VARIAS:**
- 6.- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS REFUERZO PARA LA LOSA 5CM EN LA SUPERFICIE DE LA RODADURA 2.5 CM EN LOS DEMAS CASOS; PARA LAS VIGAS 5CM. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.-
  - 7.- LAS FORMALETAS Y EL ACABADO DE CONCRETO SE HARA SEGUN LA SECCION 505.04 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.
  - 8.- LONGITUD DE DESARROLLO: AASHTO 8.24.1.2 SE PROPORCIONARA 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: AASHTO 8.23.2.2 DGC 509. LOS DOBLECES DEBERAN 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 USARAN JUNTAS DE CONSTRUCCION SOLO DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS O LO AUTORICE EL DELEGADO RESIDENTE.-
  - 11.- LOS TRASLAPES SE HARAN SEGUN LAS ESPECIFICACIONES AASHTO 8.25 Y DE LA SECCION 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 16,000 KG/M2 OBTENIDO A TRAVES DE UN ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL.-
  - 14.- SE USARAN JUNTAS DE CONSTRUCCION SOLO DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS.-
  - 15.- NO SE PERMITIRA LA DESTRUCCION DE LOS BANCO NATURALES.-
  - 16.- NOTA: PREVIO A LA CONSTRUCCION DEL PUENTE, VERIFICAR EL VALOR SOPORTE DE SUELO, PREFERIBLEMENTE A TRAVES DE UN ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (SPT).-

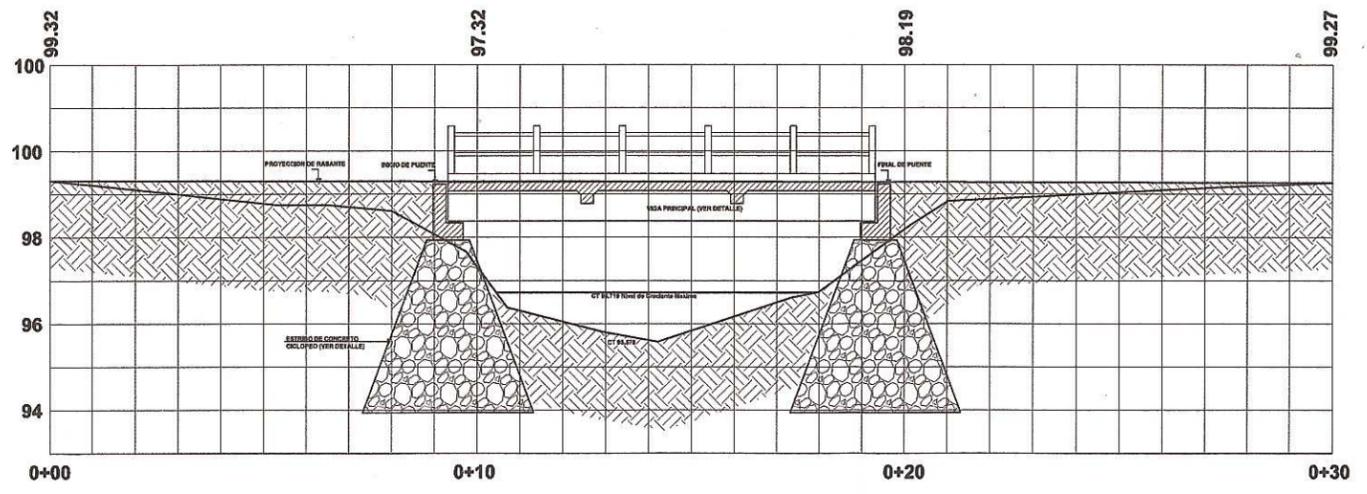
	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA	EPS 2012 ESCALA: INDICADA FECHA: SEP - 2012
	UBICACION: ALDEA BARRANCA, MORALES, IZABAL	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
OBSERVACIONES	CALCULO: DISEÑO: DIBUJO:	No. NUMEROS ASSESOR SUPERVISOR EPS V.C.





**PLANTA CURVAS DE NIVEL PUENTE**

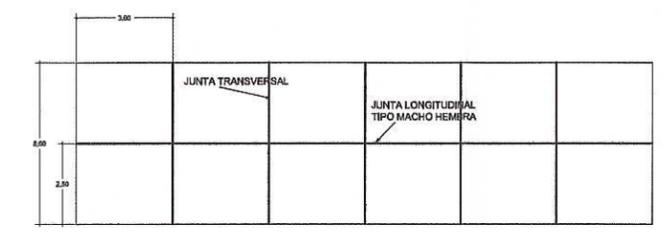
ESC 1/300



**PERFIL**

**LINEA CENTRAL DEL PUENTE**

Escala 1/75

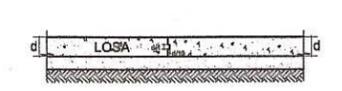


**PLANTA**  
FORMA EN QUE SE FUNDIRAN LAS LOSAS DEL PAVIMENTO

ESCALA: 1/200

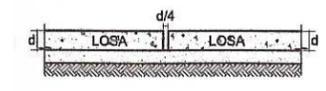
**ESPECIFICACIONES**

- CONCRETO**
- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION DE 4,000 PSI
  - SE ELABORARA EXCLUSIVAMENTE CON MEZCLADORA, NO SE PERMITIRA ELABORARLO A MANO
- PAVIMENTO**
- LAS PLANCHAS DEL PAVIMENTO TENDRAN UN ESPESOR DE 0.15 CMS.



**JUNTA LONGITUDINAL**  
PAVIMENTO RIGIDO

ESCALA: 1/25



**JUNTA TRANSVERSAL**  
PAVIMENTO RIGIDO

ESCALA: 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

UBICACION:  
ALDEA BARRANCA, MORALES, IZABAL

PROYECTO:  
PUENTE VEHICULAR

2/5

FECHA: SEP. 2012

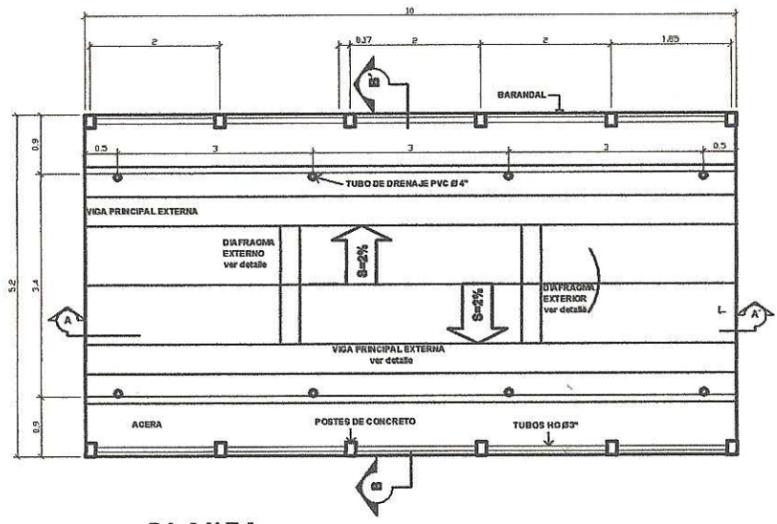
ESCALA: INDICADA

CALCULO: Jerry Samayoa  
DISEÑO: Jerry Samayoa  
DIBUJO: Jerry Samayoa

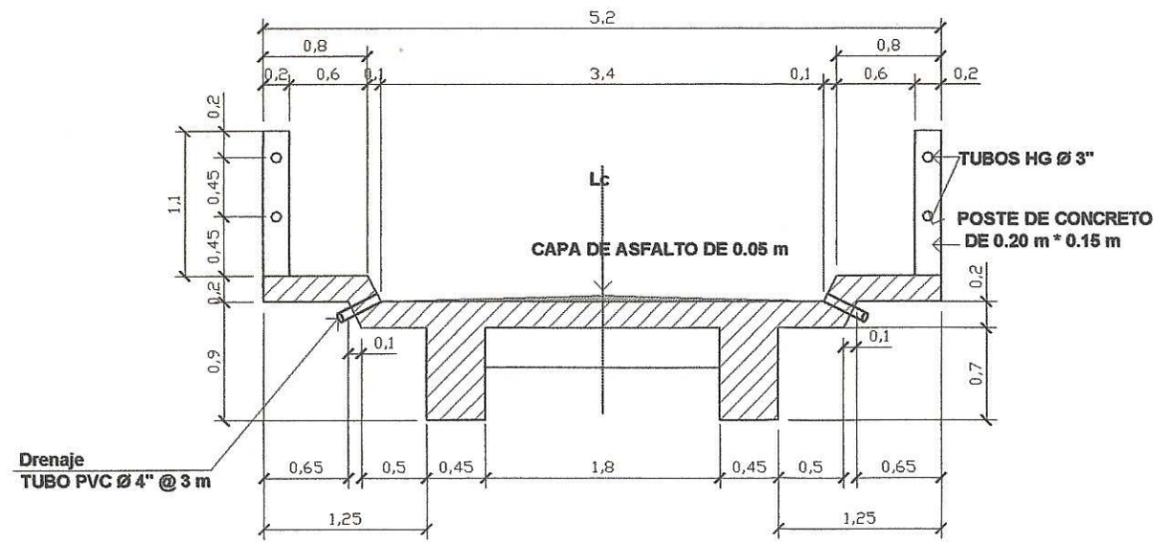
EPS 2012, C.A.

ING. JUAN MENDOZA ASESOR SUPERVISOR EPS

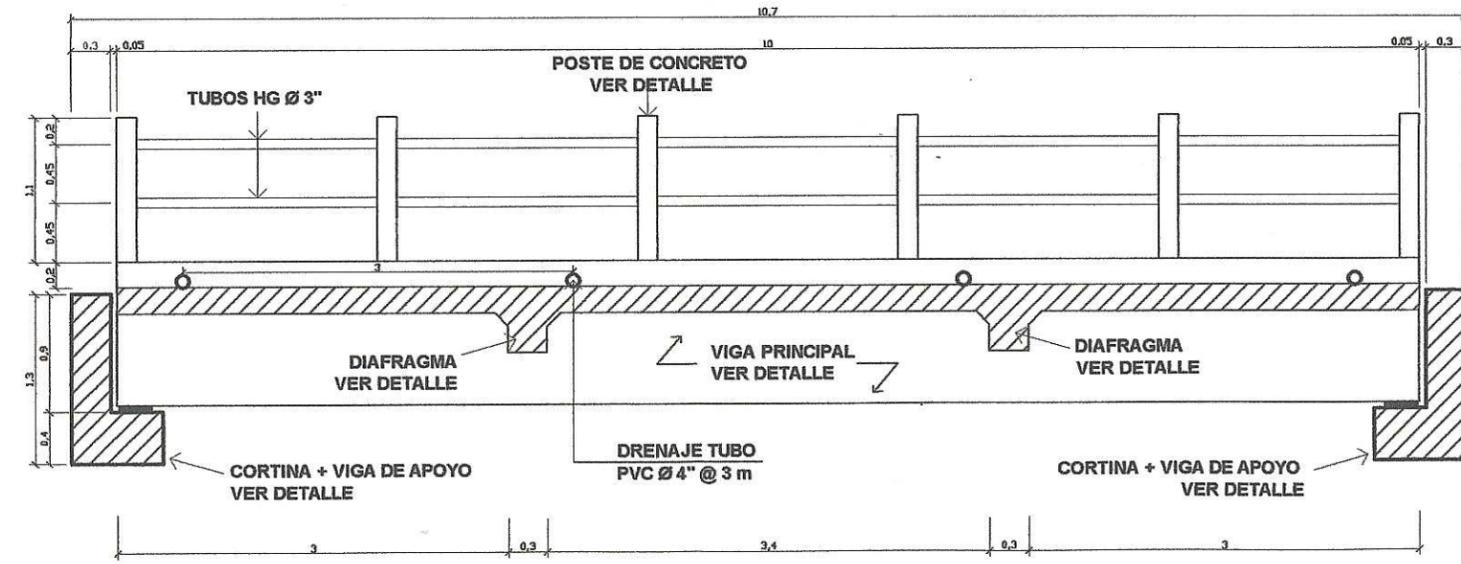




**PLANTA**  
GEOMETRIA DE SUPERESTRUCTURA Escala 1:50



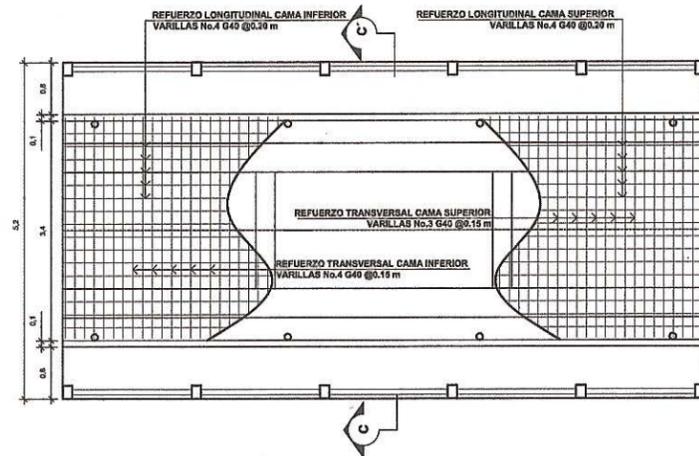
**SECCION B-B**  
ELEVACION DE SUPERESTRUCTURA Escala 1:25



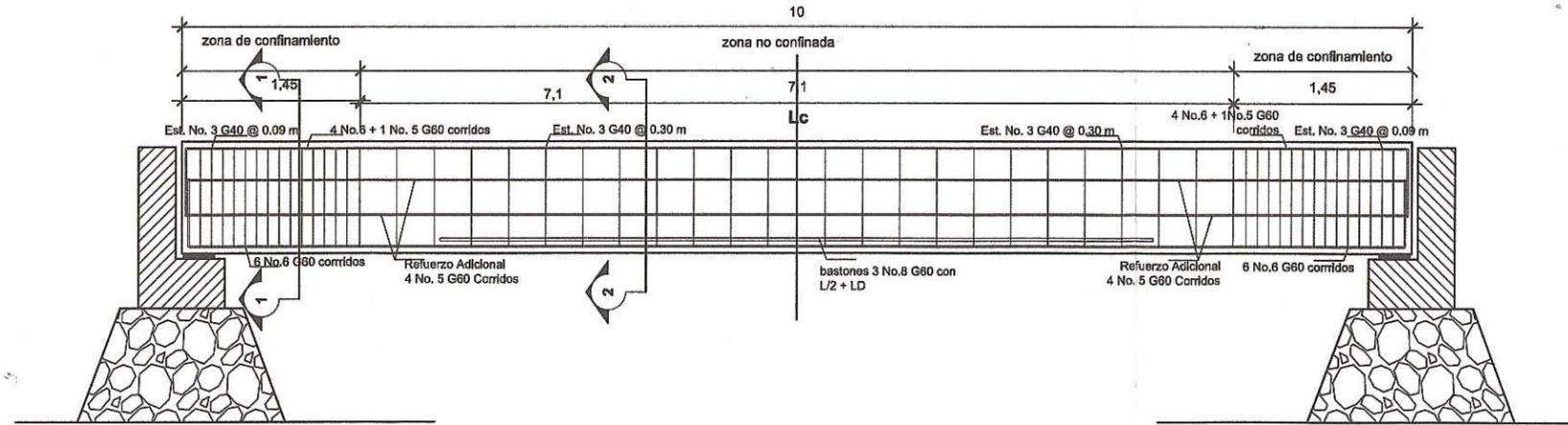
**SECCION A-A'**  
GEOMETRIA DE SUPERESTRUCTURA Escala 1:25



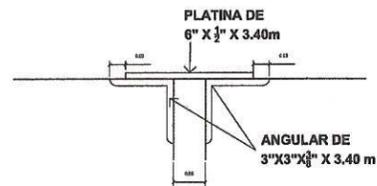
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	EPS 2011	FECHA: SEP - 2012
	FACULTAD DE INGENIERIA	ESCALA: INDICADA	
UBICACION: ALDEA BARRANCA, MORALES, IZABAL			DR. JUAN HERCULOS ASESOR SUPERVISOR EPS Vc. Dc.
CALCULO: Jenny Samayoa DISEÑO: Jenny Samayoa DIBUJO: Jenny Samayoa	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR		
OBSERVACIONES			



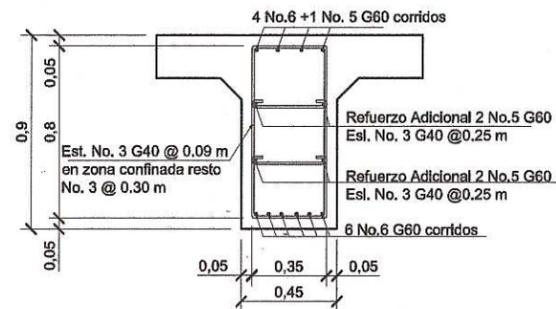
**PLANTA ARMADO DE LOSA SUPERESTRUCTURA**  
Escala 1:50



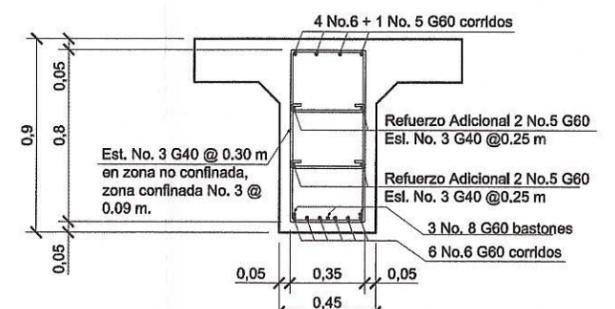
**DETALLE VIGA PRINCIPAL SUPERESTRUCTURA**  
Escala 1:25



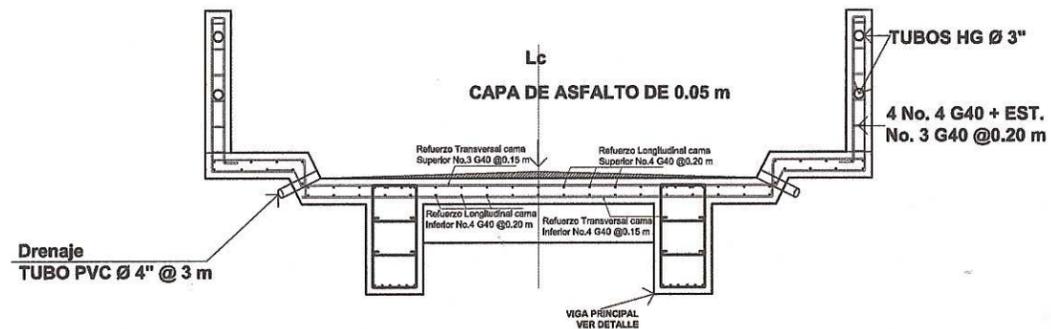
**DETALLE JUNTA DEL PUENTE**  
SUPERESTRUCTURA Escala 1:5



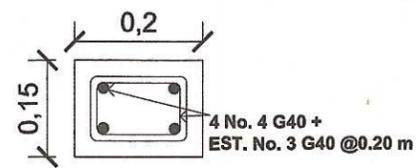
**SECCION 1-1 (VIGA PRINCIPAL) SUPERESTRUCTURA**  
Escala 1:15



**SECCION 2-2 (VIGA PRINCIPAL) SUPERESTRUCTURA**  
Escala 1:15



**SECCION C-C' SUPERESTRUCTURA**  
Escala 1:25



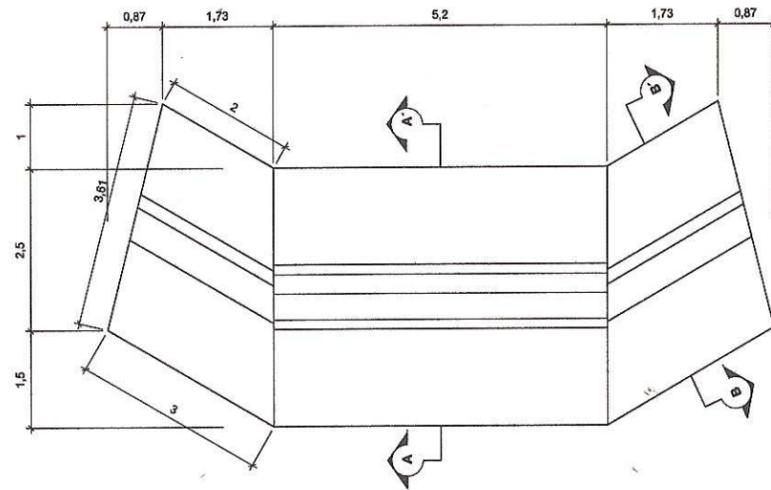
**DETALLE POSTE DE CONCRETO**  
Escala 1:10



**DIAFRAGMA EXTERNO**  
Escala 1:10

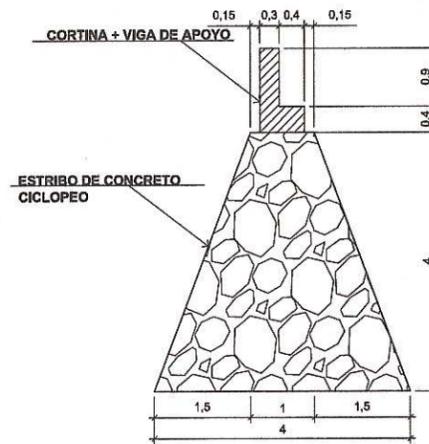
	<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA	EPS 2011 ESCALA: INDICADA FECHA: SEP - 2012
	UBICACION: ALDEA BARRANCA, MORALES, IZABAL	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
OBSERVACIONES:	CALCULO: Jenny Samayoa DISEÑO: Jenny Samayoa DIBUJO: Jenny Samayoa	4/5





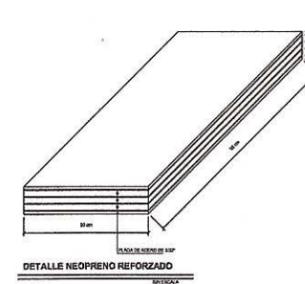
**PLANTA ESTRIBO + ALETONES**  
GEOMETRIA DE SUBESTRUCTURA

Escala 1:50



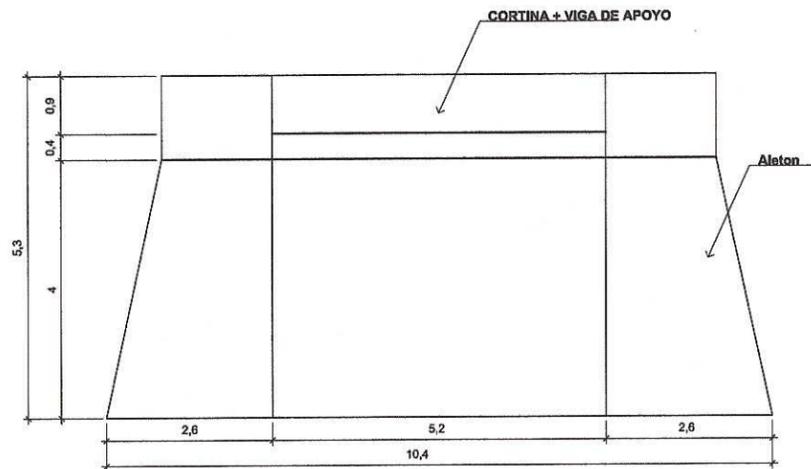
**SECCION A-A'**  
GEOMETRIA DE SUBESTRUCTURA

Escala 1:50



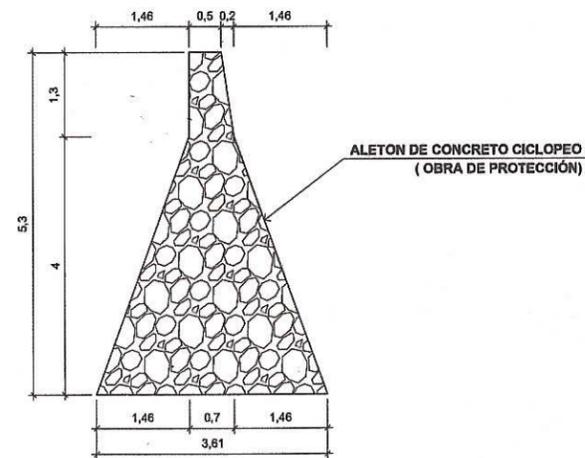
NOTA:

- EL TAMAÑO DEL APOYO DE NEOPRENO ES DE 0.35 m de largo X 0.20 m de ancho.
- EL ESPESOR TOTAL DEL APOYO SERA DE 6.03 CM, EL CUAL LO CONSTITUIRAN 3 CAPAS DE NEOPRENO DE 1/2", 2 CAPAS DE NEOPRENO DE 1/4" Y LAMINAS DE ACERO DE 3/32" DE ESPESOR.
- LAS MEDIDAS EN EL DETALLE DEL APOYO ESTAN DADAS EN PULGADAS A MENOS QUE INDIQUE LO CONTRARIO.



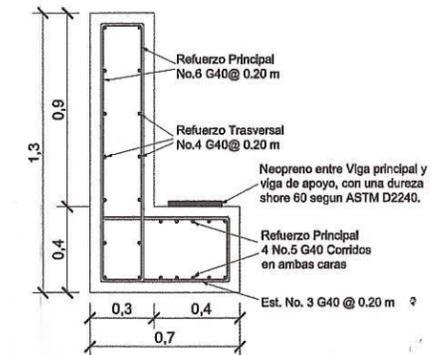
**ELEVACION DE ESTRIBO + ALETONES**  
GEOMETRIA DE SUBESTRUCTURA

Escala 1:50



**SECCION B-B'**  
GEOMETRIA DE SUBESTRUCTURA

Escala 1:50



**VIGA DE APOYO + CORTINA**

Escala 1:15

OBSERVACIONES

CALCULO:

Jenny Samayoa

DISEÑO:

Jenny Samayoa

DIBUJO:

Jenny Samayoa

PROYECTO:

PUENTE VEHICULAR

5/5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

UBICACION:  
ALDEA BARRANCA, MORALES, IZABAL

FECHA:  
SEP 2012  
ESCALA:  
INDICADA

ING. JIMMY ESCOBAR  
ASESOR SUPERVISOR EPI

5/5