



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE  
CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO  
CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES,  
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

**Luis Pedro Santos Monterroso**

A asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, abril de 2010



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE  
CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO  
CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES,  
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

**LUIS PEDRO SANTOS MONTERROSO**  
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ABRIL DE 2010



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olym po Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Br. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olym po Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Roméo Escobar Alvarez
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas



**H O N O R A B L E T R I B U N A L E X A M I N A D O R**

Cumpliendo 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 APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE  
CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO  
CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES,  
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el día de 23 de mayo de 2005.

**Luis Pedro Santos Monterroso**





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala 3 de marzo de 2009.  
Ref.EPS.DOC.428.03.09.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano  
Directora Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **LUIS PEDRO SANTOS MONTERROSO** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200010494**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*“Id y Enseñad a Todos”*

Ing. Oscar Argueta Hernández  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo  
OAH/ra



---

Edificio de EPS, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala,  
Ciudad Universitaria, zona 12. Teléfono directo: 2442-3509.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 3 de marzo de 2009.  
Ref.EPS.D.135.03.09

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

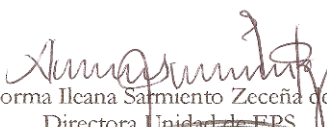
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **LUIS PEDRO SANTOS MONTERROSO**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Oscar Argueta Hernández**.

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. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano  
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra



---

Edificio de EPS, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala,  
Ciudad Universitaria, zona 12. Teléfono directo: 2442-3509.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,  
20 de enero 2010

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Pedro Santos Monterroso, quien contó con la asesoría de la Ing. Oscar Argueta Hernández.

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 INGEN  
DEPARTAMENT  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Escuelas: Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Escuela de Ciencias, Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS), Posgrado Maestría en Sistemas Mención Construcción y Mención Ingeniería Vial. Carreras: Ingeniería Mecánica, Ingeniería Electrónica, Ingeniería en Ciencias y Sistemas, Licenciatura en Matemática, Licenciatura en Física. Centros: de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM). Guatemala, Ciudad Universitaria, Zona 12, Guatemala, Centroamérica.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



Guatemala,  
19 de febrero de 2010

FACULTAD DE INGENIERIA

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 APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Pedro Santos Monterroso, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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. Fernando Amílcar Boiton Velásquez  
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
TRANSPORTES  
USAC

/bbdeb.

Escuelas: Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Escuela de Ciencias, Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS), Posgrado Maestría en Sistemas Mención Construcción y Mención Ingeniería Vial. Carreras: Ingeniería Mecánica, Ingeniería Electrónica, Ingeniería en Ciencias y Sistemas, Licenciatura en Matemática, Licenciatura en Física. Centros: de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM). Guatemala, Ciudad Universitaria, Zona 12, Guatemala, Centroamérica.







UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Luis Pedro Santos Monterroso, titulado DISEÑO DE APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril de 2010

/bbdeb.

Más de 130<sup>Años</sup> de Trabajo Académico y Mejora Continua





Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref. DTG.130.2010

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 APERTURA DE CARRETERA Y DISEÑO DE PUENTE, QUE CONDUCE DEL CANTÓN EL JOCOTILLO HACIA EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES, MUNICIPIO DE FRAIJANES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario **Luis Pedro Santos Monterroso**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos  
DECANO

Guatemala, abril de 2010



/gdech



## A G R A D E C I M I E N T O S A :

- Dios que me guió y me fortaleció en todo momento.
- Ing. Oscar Argueta, por su guía en el trabajo de Ejercicio Profesional Supervisado.
- Ing. Nahaman Herrera, por el apoyo brindado durante el transcurso de mi E.P.S.
- La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, por formarme como profesional.
- Todos mis amigos y personas que de una u otra forma contribuyeron en el desarrollo del presente trabajo, en especial a los Ingenieros Jaime Canel e Guido Meng.
- A todos en general



## ACTO QUE DEDICO A :

- DIOS :

Por su sabiduría.

- MIS PADRES :

Carlos Humberto Santos, Alma Miriam Monterroso de Santos,

Por su interminable esfuerzo y apoyo.

- HERMANOS :

Ribelino Martin, Roberto Carlos, Juan Pablo Santos Monterroso.

Gracias por todo su apoyo y cariño.

- MINOVIA :

Lilian Paola Carias Menendez

Gracias por tu amor y sabios consejos

- AMIGOS TÍOS Y PRIMOS :

Con mucho cariño y respeto.





## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V II
LISTA DE SÍMBOLOS	X I
GLOSARIO	X V
RESUMEN	X IX
OBJETIVOS	X X I
INTRODUCCIÓN	X X III
1. MONOGRAFÍA DEL CANTÓN EL JOCOTILLO Y EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES	1
1.1. Aspectos físicos	1
1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.2. Vías de acceso	1
1.1.3. Topografía del terreno	1
1.1.4. Topología de la vivienda	2
1.1.5. Clima	2
1.1.6. Producción agrícola	2
1.1.7. Educación	2
1.1.8. Salubridad	2
1.1.9. Aspectos económicos	3
1.1.10. Estudio poblacional y pronóstico de crecimiento	3
1.1.11. Investigación diagnóstica sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos	4

1.1.11.1.	Carretera	4
1.1.11.2.	Puesto de salud	4
1.1.11.3.	Letrinización	5
1.1.11.4.	Construcción de escuelas	5
<b>2.</b>	<b>ESTUDIO PRELIMINAR DEL CAMPO</b>	<b>7</b>
2.1.	Selección de ruta de campo	7
2.1.1.	Levantamiento topográfico de preliminar	8
2.1.1.1.	Planimetría	8
2.1.1.2.	Altimetría	8
2.1.1.3.	Secciones transversales	8
<b>3.</b>	<b>CÁLCULO TOPOGRÁFICO PRELIMINAR</b>	<b>11</b>
3.1.	Cálculo planimétrico	11
3.2.	Cálculo altimétrico	11
3.3.	Cálculo de secciones transversales	13
3.4.	Cálculo de curvas a nivel	13
<b>4.</b>	<b>DIBUJO PRELIMINAR</b>	<b>15</b>
4.1.	Planimétrico	15
4.2.	Altimétrico	16
4.3.	Curvas a nivel	17
<b>5.</b>	<b>DISEÑO DE LOCALIZACIÓN</b>	<b>19</b>
5.1.	Corrimientos de línea	20
5.2.	Cálculo de elementos de la curva horizontal	19
5.2.1.	Grado de curvatura	24
5.2.2.	Longitud de curva	24

5.2.3. Subtangente	25
5.2.4. Cuerda máxima	25
5.2.5. External	25
5.2.6. Ordenada media	25
5.3. Determinación de curva vertical	26
<b>6. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	<b>29</b>
6.1. Maquinaria o equipo a utilizar	29
6.2. Diseño de sub-rasante	29
6.3. Cálculo de correcciones por curva vertical a sub-rasante	32
6.4. Cálculo de áreas de secciones transversales	34
6.5. Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras	35
<b>7. DRENAJES</b>	<b>39</b>
7.1. Estudio hidrológico, método racional para la determinación de caudales de diseño	39
7.2. Diseño de cunetas	40
7.3. Diseño de drenaje transversal	40
7.4. Contra cunetas	41
<b>8. VERTICALES DE PLANOS DE LOCALIZACIÓN</b>	<b>43</b>
8.1. Dibujo de curvas de nivel	43
8.2. Dibujo de curvas horizontales	43
8.3. Dibujo de curvas verticales	44
8.4. Dibujo de drenajes	44
8.5. Dibujo de sección típica	45

8.6. Dibujo de obras especiales	46
<b>9. SUELOS</b>	47
9.1. Pruebas de laboratorio	48
9.1.1. Granulometría	48
9.1.2. Límites de Atterberg	49
9.1.3. Proctor	51
9.1.4. Chequeo de compactación de campo	53
9.1.5. Características técnicas del material de balasto	55
9.1.6. Resultados del ensayo de suelos realizado a la sub-rasante de la carretera diseñada	55
<b>10. PRESUPUESTO</b>	57
<b>11. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO AGUACAPA</b>	69
11.1. Levantamiento topográfico	69
11.2. Estudio hidrológico e hidráulico	69
11.2.1. Área tributaria	69
11.2.2. Análisis hidrológico de la cuenca	71
11.2.3. Cálculo del caudal máximo	71
11.3. Descripción general de la alternativa propuesta	72
11.4. Datos y especificaciones de diseño	73
11.5. Diseño de superestructura	74
11.5.1. Consideraciones generales	74
11.5.2. Análisis y diseño de losa	75
11.5.2.1. Cálculo de momentos	75

11.5.2.2.	Cálculo del refuerzo	77
11.5.2.3.	Refuerzo transversal cam a inferior	78
11.5.2.4.	Refuerzo transversal cam a superior	78
11.5.2.5.	Refuerzo longitudinal cam a superior e inferior	78
11.5.3.	Diseño de barandal (pasam anos y postes)	79
11.5.3.1.	Pasam anos	79
11.5.3.2.	Postes	79
11.5.4.	Diseño de diafragm as	83
11.5.4.1.	Dim ensionam iento	84
11.5.4.2.	Cálculo de refuerzo	84
11.5.5.	Análisis y diseño de viga	86
11.5.5.1.	Cálculo de m om entos	87
11.5.5.2.	Cálculo de refuerzo	89
11.5.5.3.	Diseño a corte	90
11.6.	Diseño Subestructura	91
11.6.1.	Diseño de la cortina	91
11.6.2.	Diseño de la viga de apoyo	94
11.6.3.	Diseño del estribo de concreto ciclópeo	95
11.6.3.1.	Chequeos por volteo, deslizamiento y presiones	96
11.7.	Presupuesto	99

<b>CONCLUSIONES</b>	101
<b>RECOMENDACIONES</b>	103
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	105
<b>ANEXOS</b>	107

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1. Cálculo de curvas a nivel	13
2. Cálculo línea preliminar	15
3. Cálculo planimetría	17
4. Cálculo altimetría	18
5. Corrimiento de línea	20
6. Corrimiento de línea	21
7. Corrimiento de línea	22
8. Corrimiento de línea	23
9. Grado de curvatura	24
10. Componentes curva horizontal	26
11. Tipos de curvas verticales	27
12. Cálculo de curva vertical	33
13. Dibujo preliminar planimétrico	15
14. Cálculo de área	35
15. Cálculo movimiento de tierras	36
16. Cálculo corte y relleno	37
17. Cálculo corte y relleno	37
18. Cálculo de drenaje	41

19. Detalle contra cuneta	42
20. Localización de la cuenca del Río Aguacapa y del puente sobre la carretera El Jocotillo-Concepción Rabanales	70
21. Sección cauce del río	71
22. Sección transversal de superestructura	73
23. Diagrama de cargas en el poste	80
24. Diagrama de interacción a flexo compresión para postes	82
25. Armado del poste	83
26. Planta armado poste	83
27. Armado diafragma interior	85
28. Armado diafragma externo	86
29. Armado viga principal	90
30. Diagrama de presiones	92
31. Armado cortina	94
32. Armado cortina	95
33. Detalle estribo	96
34. Diagrama de cuerpo libre carga viva	88



## T A B L A S

I. Población año 2005 y proyección al 2015	6
II. Total de viviendas y servicios en la zona	6
III. Libreta topografía (tramo inicial 300 m)	11
IV. Libreta topografía (tramo inicial 300 m)	1
V. Libreta de campo	16
VI. Valores de “K” según velocidad de diseño	28
VII. Relaciones para dibujo de taludes	34
VIII. Diferencias entre tipo de ensayo proctor	53
IX. Resultados ensayos de suelos	56
X. Cuadro de cantidades estimadas de trabajo, precios unitarios y costos	65
XI. Localización puente	69
XII. Momento de volteo	97
XIII. Momento estabilizante	97
XIV. Momento estabilizante	98
XV. Detalle presupuesto puente vehicular	99



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>AASHTO</b>	<i>American Association of State Highway and Transportation Official</i>
<b>As máx.</b>	Área de acero máxima
<b>As mín.</b>	Área de acero mínima
<b>As temp.</b>	Área de acero por temperatura
<b>HI</b>	Altura instrumento
<b>cm</b>	Centímetros
<b>PV</b>	Punto de vista
<b>E</b>	Estación
<b>AZ</b>	Azimuth
<b>Rb</b>	Rumbo
<b>f'c</b>	Resistencia del concreto
<b>Fy</b>	Resistencia del acero
$\Delta$	Deflexión angular
<b>CBR</b>	<i>California Bearing Ratio</i>
<b>L</b>	Longitud
<b>M<sub>B</sub></b>	Momento en punto b
<b>G 40</b>	Acero Grado 40

<b>M u</b>	M o m e n t o ú l t i m o
<b>m</b>	M e t r o s
<b>V c m</b>	C o r t e p a r a c a r g a m u e r t a
<b>V u</b>	C o r t e ú l t i m o
<b>V c r</b>	C o r t e e n e l c o n c r e t o
$\gamma_{c r}$	P e s o e s p e c í f i c o d e l c o n c r e t o
<b>W r</b>	P e s o r e s u l t a n t e
<b>M r</b>	M o m e n t o r e s u l t a n t e
<b>K a</b>	C o e f i c i e n t e d e e m p u j e a c t i v o
<b>K p r a</b>	C o e f i c i e n t e d e e m p u j e p a s i v o
	r e a c c i o n e s
<b>W s + c</b>	P e s o s u e l o + c o n c r e t o
<b>tz</b>	E s p e s o r d e z a p a t a
<b>P t a</b>	P r e s i ó n t o t a l e n a
<b>Rec</b>	R e c u b r i m i e n t o d e c o n c r e t o
<b>A C I</b>	<i>A m e r i c a n C o n c r e t e I n s t i t u t e</i>
<b>@ 0.25 m</b>	A c a d a 0.25 d e m e t r o
<b>P.U</b>	P r e c i o u n i t a r i o
<b>PSI</b>	L i b r a s p o r p u l g a d a c u a d r a d a
<b>Q</b>	C a u d a l

<b>Q D M</b>	C a u d a l d e d í a m á x i m o
<b>Q H M</b>	C a u d a l d e h o r a m á x i m a
<b>S</b>	E s p a c i a m i e n t o
<b>t</b>	E s p e s o r



## G L O S A R I O

<b>a/c</b>	Relación agua cemento.
<b>A foro</b>	Medición de la cantidad de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
<b>A cera</b>	Parte de la estructura dedicada exclusivamente al paso de peatones.
<b>Bases de diseño</b>	Bases técnicas adoptadas para el diseño del proyecto.
<b>Baranda</b>	Armadura o muro construido a manera de remate de las aceras y que protegen a los vehículos y peatones.
<b>Bombeo</b>	Pendiente transversal que se le da al piso de los puentes para permitir que drenen las aguas superficiales.
<b>Cota de terreno</b>	Elevación del terreno sobre un nivel de referencia.

<b>Carga muerta</b>	Es el peso de la estructura y otros elementos que no pueden trasladarse de posición.
<b>Carga viva</b>	Es el peso de las cargas no permanentes o sea que pueden trasladarse de posición.
<b>Caudal</b>	Es la cantidad de agua que circula en un conductor, en una unidad de tiempo.
<b>Diafragma</b>	También llamada viga transversal, están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente; se apoyan en las vigas principales. Cuando están en los extremos de un puente se les llaman vigas extremas.
<b>Esfuerzo</b>	Es la fuerza aplicada por unidad de área.
<b>Estribo</b>	Una de las estructuras extremas que sirven de apoyo a la superestructura.
<b>Momento</b>	Es el producto de la intensidad de una fuerza por la distancia a un punto.



<b>Peralte</b>	Es la altura de la viga.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos que componen el puente en su parte inferior, entiéndase viga de apoyo, cortina, estribos, aletones y obras de protección.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos que componen el puente en su parte superior, entiéndase vigas principales, losa de rodadura, acera, diafragmas, postes y pasamanos.
<b>Topografía</b>	Arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
<b>Tubería</b>	Conducto formado por los tubos en los cuales se desplazará el fluido.
<b>Viga principal</b>	Cada una de las vigas de soporte de la estructura colocada paralelamente a la línea central del puente.



## RESUMEN

El presente proyecto se diseñó basándose en la priorización de necesidades de las comunidades. Actualmente para llegar al caserío Concepción Rabanales desde el cantón El Jocotillo, existen dos opciones: una caminando a través de una brecha de herradura, que era el antiguo camino que los habitantes de Fraijanes utilizaban para llegar a la cabecera municipal de Villa Canales. La otra opción es utilizando vehículos particulares o transporte colectivo transitando por la carretera asfaltada que de la aldea El Cerrito conduce hacia la cabecera municipal de Fraijanes.

Los habitantes de las comunidades a beneficiar no disponen de un tramo carretero directo y de un puente sobre el río Aguacapa que permita la circulación de vehículos para el transporte de carga y de pasajeros, esto ha limitado el desarrollo de la población del área, debido que en la misma, la actividad principal es la producción de maíz, frijol, café y verduras propias de la región.

El puente vehicular se diseñó con las siguientes características: *fundido in situ*, con una longitud de 25 metros y una capacidad de carga de AASHTO HS20-44. La superestructura cuenta con losa, vigas principales, acera, diafragmas externos e interno. Todos los elementos estructurales fueron diseñados bajo los requerimientos de las normas AASHTO y ACI. Considerando que los proyectos beneficiarán a las comunidades pudiendo satisfacer muchas de las necesidades de los habitantes.



## **O B J E T I V O S**

### **G E N E R A L**

- Permitir la intercomunicación entre los distintos poblados del municipio de Fraijanes, a través de proyectos de infraestructura vial, para mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

### **E S P E C Í F I C O S :**

1. Diseñar el proyecto de apertura de carretera y de puente, que conduce del Cantón El Jocotillo hacia el Caserío Concepción Rabanales, en el municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala.
2. Propiciar el acceso de transporte colectivo entre las diversas comunidades del municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala.
3. Facilitar la comercialización de los excedentes de producción agrícola para impulsar el desarrollo económico de la comunidad.
4. Proponer a la Municipalidad de Fraijanes la ejecución de la carretera y puente diseñados en el proyecto, para mejorar la comunicación entre los poblados.



## INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S) pretende que los sectores necesitados del país, obtengan el apoyo técnico necesario para resolver parte de los problemas que se mantienen y que, de alguna manera, siguen incrementándose, mediante un estudio que conlleva la planificación de obras de grandes niveles, la aplicación de principios científicos, urbanísticos y técnico-económicos de ingeniería.

En coordinación con el alcalde y el coordinador de la Oficina Municipal de Planificación del municipio de Fraijanes, se determinó que es necesario desarrollar el estudio y diseño de apertura de carretera y del puente vehicular para el cantón El Jocotillo hacia el Caserío Concepción Rabanales.

Con estos diseños se pretende erradicar unas de las más continuas preocupaciones de la población como la falta de vías de comunicación entre el cantón el Jocotillo y el Caserío Concepción Rabanales, así mismo promoverles una vía de desarrollo para el comercio de sus productos.

El capítulo 1 contiene la monografía del Cantón El Jocotillo así como del Caserío Concepción Rabanales. Del capítulo 2 al capítulo 10 se incluye el diseño de apertura de carretera; en el capítulo 11 el diseño del puente vehicular, por ultimo se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.





# 1. MONOGRAFÍA DEL CANTÓN EL JOCOTILLO Y EL CASERÍO CONCEPCIÓN RABANALES

## 1.1. Aspectos físicos

### 1.1.1. Ubicación y localización

El cantón El Jocotillo, se localiza al sur de la cabecera municipal y de la aldea El Cerrito, a 1,560 m. SNM, latitud 14°25'40" norte, longitud 90°26'50" oeste, según el mapa del Instituto Geográfico Nacional IGN escala 1:50,000, número 2159 III-Nueva Santa Rosa. El caserío Concepción Rabanales geográficamente se ubica en la latitud 14°27'33" norte y longitud 90°28'40" oeste.

### 1.1.2. Vías de acceso

Para llegar al cantón El Jocotillo se puede hacer por la carretera ca-1 oriente que se dirige a el salvador, cruzando en la altura del kilómetro 20, para luego recorrer la ruta nacional no. 2 hasta llegar a la cabecera Municipal de Fraijanes y dirigirse 4.6 kilómetros por la carretera asfaltada que va hacia aldea el cerrito, hasta el acceso de dicho cantón. Para llegar al caserío concepción rabanales se hace por la carretera CA-1 oriente, que se dirige a El Salvador hasta el kilómetro 28.

### 1.1.3. Topografía del terreno

La topografía del área de influencia es ondulada, quebrada y llana en partes cercanas a la aldea Concepción Rabanales. Se observan cuencas en el área como la del río Aguacapa y otras micro cuencas. El paisaje es característico de la cordillera volcánica existente en la región, con pendientes que varían desde el 5% hasta más del 15% en regiones montañosas, disminuyendo el declive de norte a sur, debido a que la zona desciende gradualmente hacia las llanuras del Pacífico.

#### 1.1.4. Topología de la vivienda

La vivienda se caracteriza por tener de paredes de block y bajareque y techo de lámina de zinc.

#### 1.1.5. Clima

En el área de influencia prevalece un clima templado con temperatura promedio de 18°C, en rangos que oscilan entre los 15 y 21°C; con invierno benigno y precipitación promedio de 1,500 mm anuales, distribuidos en 140 días por año. En cuanto a su jerarquía de humedad: muy húmedo con bosque; tipo de distribución de la lluvia: con invierno seco; las horas sol se estiman en 180 horas mensuales y humedad relativa del 80%.

#### 1.1.6. Producción agrícola

La producción agrícola del área de influencia se basa en 2 productos: maíz y café. Se estima que el 50% del área de influencia es cultivado, quedando el otro 50% dedicado al área pecuaria y para pastos y arbustos.

#### 1.1.7. Educación

En el área de influencia, sólo en el caserío Concepción Rabanales, existe escuela de educación pública, la cual proporciona servicio educativo en los niveles pre-primaria y primaria completa. En el caso particular del cantón El Jocotillo, los estudiantes asisten a la escuela de la aldea El Cerrito. Para tal efecto, deben caminar aproximadamente 3.0 Km. incluyendo ida y vuelta.

#### 1.1.8. Salubridad

En el área de influencia, únicamente en el caserío Concepción Rabanales funciona un puesto de salud, el cual fue inaugurado en el año 2,002. En lo que corresponde al centro de salud, sólo en la cabecera municipal de Fraijanes funciona un centro y un hospital del IGSS para atender a sus beneficiados. En casos de gravedad, los

habitantes del área de influencia tienden a desplazarse hacia el casco urbano de Fraijanes. Según el puesto de salud del caserío Concepción Rabanales, entre las causas más comunes de morbilidad de los habitantes de los centros del área de influencia del proyecto, se pueden mencionar: infecciones respiratorias agudas, gripe y problemas en la piel (manchas).

#### 1.1.9. Aspectos económicos

En la investigación realizada y las entrevistas con habitantes de los centros poblados, se estableció que la mayoría de las familias allí asentadas son propietarias de la tierra. Aunque en las márgenes del río Aguacapa existen tierras comunales. El tamaño promedio de las propiedades varía pues hay que tomar en consideración que los habitantes del cantón El Jocotillo poseen parcelas de 10 cuerdas de 20 x 20 varas, las cuales utilizan para fines agrícolas. En el caserío Concepción Rabanales las utilizan para fines de vivienda particular por lo que los lotes son de distintas medidas. En un esfuerzo por realizar un promedio, se puede afirmar que está en el orden de 12 x 45 metros. Por un lado en el área existen 2 fincas, las cuales tienen entre 2 y 4 caballerías. De acuerdo con la Estrategia para la Reducción de la Pobreza editada por el Gobierno de la República de Guatemala en noviembre de 2,001, los habitantes del municipio de Fraijanes están en un 41.14% de pobreza y 6.47% de extrema pobreza. Dichos indicadores ocupan el sexto lugar de todo el departamento de Guatemala. Estos indicadores se manifiestan más en el área rural del municipio.

#### 1.1.10. Estudio poblacional y pronóstico de crecimiento

La población en el área de influencia, se estimó en aproximadamente 1,597 habitantes al final del mes de mayo del año 2,005. En las visitas de campo y la información obtenida a través de la encuesta que se realizó, se observó que cada familia de los centros poblados está formada por un promedio de seis miembros. Por otro lado, la población mostró una tasa de crecimiento de 4.31%, según la información registrada en el XI Censo de Población de 2,002. Con esa base, se estimó que la población

experimentará un ritmo de crecimiento de 4.31% anual, por lo que se prevé que para el año 2,025 vivirán en el área de influencia 3,712 habitantes; los cuales demandarán más bienes y servicios que estén ligados a su bienestar y en consecuencia mayor volumen de viajes de vehículos por la carretera objeto de estudio. De los centros poblados ubicados en el área de influencia, el más poblado es el cantón El Jocotillo con 1,200 habitantes, seguido por el caserío Concepción Rabanales con 375 habitantes. En la Tabla I se muestra la proyección realizada.

#### 1.1.11. Investigación diagnóstica sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos

##### 1.1.11.1. Carretera

En el área de influencia no hay servicio de transporte colectivo, puesto que no existe carretera. Sin embargo, en los extremos de los dos centros poblados, tales como cantón El Jocotillo y el caserío Concepción Rabanales sí utilizan el servicio de transporte colectivo para desplazarse a distintos puntos de origen y destino, según sean las necesidades de sus habitantes. En el cantón El Jocotillo, utilizan el servicio de transporte de la aldea El Cerrito hacia la cabecera municipal de Fraijanes o ciudad capital. En el caserío Concepción Rabanales, por su cercanía con la carretera CA -1 Oriente, utilizan el transporte colectivo que va o viene de Barberena con rumbo a la ciudad capital. El servicio que se presta es regular con una periodicidad cada 10 minutos. El valor del pasaje es de Q 3.00; cuando se dirigen a Fraijanes y se bajan en el kilómetro 20 de la carretera CA -1 Oriente. De dicho kilómetro hacia la cabecera municipal de Fraijanes tienen que abordar otro bus, el cual les cobra Q 1.50.

##### 1.1.11.2. Puesto de Salud

En el área de influencia, únicamente en el caserío Concepción Rabanales funciona un puesto de salud y en lo que corresponde al centro de salud, sólo en la

cabecera municipal de Fraijanes funciona un centro y un hospital del IGSS para atender a sus beneficiarios.

#### 1.1.11.3. Letrinización

En la mayoría de las viviendas se utiliza pozos ciegos o letrinas aboneras. En menor proporción cuentan con sanitario lavable. En el caserío Concepción Rabanales existe drenaje de aguas negras, sin embargo, el mismo no está en operación, por falta de una planta de tratamiento. En lo que respecta al servicio de drenaje, 109 viviendas localizadas en el área de influencia, equivalentes al 39% del total, disponen de dicho servicio; las viviendas con este servicio, se encuentran en los centros poblados con mayor cobertura de agua potable, como es el caso del cantón El Jocotillo y el Caserío Concepción Rabanales.

#### 1.1.11.4. Construcción de escuelas

En el área de influencia, sólo en el caserío concepción Rabanales, existe escuela de educación pública, la cual proporciona servicio educativo en los niveles pre-primario y primario. En el caso del cantón El Jocotillo, no existe escuela; por lo que los estudiantes asisten a la escuela de la aldea El Cerrito.

**Tabla I Población año 2,005 y proyección al 2,025**

CENTRO	2,005	2,006	2,007	2,008	2,009	2,010	2,011	2,012	2,013	2,014	2,015	2,016	2,017	2,018	2,019	2,020	2,021	2,022	2,023	2,024	2,025
Cantón El Jocotillo	1,200	1,252	1,306	1,362	1,420	1,482	1,545	1,612	1,681	1,754	1,829	1,908	1,990	2,076	2,166	2,259	2,356	2,458	2,563	2,674	2,789
Finca San Antonio	12	13	13	14	14	15	15	16	17	18	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
Finca El Jocotillo	10	10	11	11	12	12	13	13	14	15	15	16	17	17	18	19	20	20	21	22	23
Concepción Rabanales	375	391	408	426	444	463	483	504	525	548	572	596	622	649	677	706	736	768	801	836	872
<b>TOTAL</b>	1,597	1,666	1,738	1,812	1,890	1,972	2,057	2,145	2,238	2,334	2,435	2,540	2,649	2,763	2,882	3,006	3,136	3,271	3,412	3,558	3,712
Fraijanes	32,024	33,403	34,842	36,343	37,908	39,541	41,244	43,020	44,873	46,805	48,821	50,924	53,117	55,405	57,791	60,281	62,877	65,585	68,410	71,356	74,429

**Fuente:** Estimaciones con base a estadísticas del INE, e información obtenida en campo.

**Tabla II Total de viviendas y servicios en la zona**

CENTRO/POBLADO	TOTAL VIVIENDAS	SERVICIOS		
		AGUA	DRENAJE	ELECTRICIDAD
Cantón El Jocotillo	200	43	43	35
Finca San Antonio	4	0	2	1
Finca El Jocotillo	2	0	2	1
Caserío Concepción Rabanales	75	75	62	48
<b>TOTAL</b>	284	118	109	85
<b>%</b>	<b>100.00</b>	<b>42.00</b>	<b>38.80</b>	<b>30.20</b>

**Fuente:** Estimaciones con base a estadísticas del INE, e información obtenida en campo.

## 2. ESTUDIO PRELIMINAR DEL CAMPO

### 2.1. Selección de ruta en campo

La selección de ruta es la etapa de mayor importancia de un proyecto de carreteras, pues ésta consta de dos puntos fijos, el inicial y el final; entre los cuales se pueden definir varias alternativas de ruta, las que se podrían evaluar en costos, seleccionándose la que mejor se adapte a las condiciones sociales y económicas, al transporte promedio diario que circularía al ponerse en servicio la carretera y al derecho de vía con que se puede contar. Este es un trabajo que requiere de experiencia, ya que para el caso se utiliza un clinómetro que sirve para la medición de la pendiente entre un punto y otro. El topógrafo y la cuadrilla de topografía recorren toda la posible ruta sin medir distancias, sólo dándole prioridad a que la misma cumpla con la pendiente permisible.

Si en algún tramo de la ruta la pendiente es mayor que la permisible, el topógrafo tendrá que buscar una solución en el campo, recorriendo varias alternativas de ruta, las que, si en ninguna de ellas se puede solucionar el problema, se desecha completamente la elegida y se selecciona otra; o el ingeniero diseñador toma la decisión de hacer grandes cortes o rellenos que elevan el costo del proyecto. Para el caso particular de la carretera que comunica al cantón El Jocotillo y el caserío Concepción Rabanales, la ruta que se eligió está sobre una brecha de herradura existente de dos metros de ancho; cambiando esta ruta 300 metros, a partir del caminamiento 2+554, tramo que no cumple con los requerimientos técnicos. Las pendientes máximas a chequear con el clinómetro no deben ser mayores del 14% para tramos largos y del 18% para tramos entre 100 y 200 metros de longitud.

## 2.1.1. Levantamiento topográfico de preliminar

### 2.1.1.1. Planimetría

Es la información topográfica necesaria para el diseño de una carretera. Consiste en levantar en campo los ángulos y distancias horizontales que definen la ruta de preliminar, haciendo uso de un teodolito y de una cinta métrica. El levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos orientados al norte y distancias, con estaciones intermedias a cada 20 metros.

### 2.1.1.2. Altimetría

Consiste en pasar una nivelación en todos los puntos fijados por el levantamiento planimétrico, fijando bancos de marca, los que deben ser ubicados en puntos permanentes o en monumentos de concreto, en los que deberá anotarse la estación, elevación y las distancias acumuladas. Como cota de salida se fijará una arbitraria, entera, la cual se recomienda que sea 2,000 metros para no tener cotas negativas. Es recomendable ir dibujando el perfil que se ha levantado en el día, con el objeto de apreciar si tiene una forma congruente a la realidad y si cumple con las especificaciones de pendientes máximas permisibles. Lo anterior permite que los errores se encuentren a tiempo y no hasta realizar el dibujo en gabinete.

### 2.1.1.3. Secciones transversales

Se refieren al entorno geométrico definido por los elementos de la misma a lo largo de una sección normal a la dirección de los vehículos que por ella circulan. Dichos elementos son:

- Calzada: por ella circulan los vehículos; está dividida en carriles, el número de carriles dependerá del tráfico y su anchura, del IMD y oscila normalmente entre 3.00 y 3.75 m. (esta última cuando la velocidad >100 Km/h). Cuando son varias calzadas se suele disponer de varias medidas (ancho mínimo 5 m en terreno llano y ondulado y 2 m en



accidentado o muy accidentado). Los taludes deberán ser suaves  $<1/3$  ó  $1/4$ , dotados de sistemas de drenaje. Cerca de las ciudades se suelen poner barreras de hormigón o metálicas.

- Arcenes: franjas longitudinales a ambos lados para caso de avería o accidente. Si son destinadas a peatones, son aceras.
- Bermas: zona longitudinal a la carretera, exteriores al arcén y de suelo compactado; permiten el estacionamiento de vehículos.

La plataforma está formada por estos 3 elementos anteriores y es la zona de la carretera destinada al uso de vehículos.

- Márgenes: zonas exteriores de la carretera.
- Cunetas: permiten la eliminación del agua de la forma más efectiva posible. Pueden ser realizadas en el terreno o de hormigón. La sección transversal de la misma puede ser variable, siendo preferibles las secciones transversales con taludes suaves  $1/6$ , fondos amplios y aristas redondeadas.
- Taludes: deben ser suaves por seguridad, conservación, estética.



### 3. CÁLCULO TOPOGRÁFICO PRELIMINAR

#### 3.1. Cálculo planimétrico

En el trabajo de EPS se realizó el levantamiento planimétrico usando un teodolito marca SOKIA TM 20ES y se usó el método de conservación de azimut, con orientación de estación a estación por vuelta de campana; se midieron distancias, hasta llegar a puntos en donde existen curvas o accidentes geográficos, con la cinta colocada horizontalmente, bajando la medida exacta a los trompos, mediante plomadas de centro. A fin de no perder las medidas entre estaciones, se marcaron con clavos. La libreta topográfica de campo obtenida en el levantamiento del trabajo de EPS, para el tramo inicial de 300 metros, es la siguiente:

**Tabla III Libreta topografía (tramo inicial 300 m)**

EST	PO	AZIMUT	Distancia (m)
0	1	285° 41' 37"	71.36
1	2	269° 52' 42"	69.59
2	3	239° 52' 56"	49.45
3	4	213° 52' 42"	39.87
4	5	192° 18' 54"	32.85
5	6	225° 59' 05"	50.44

#### 3.2. Cálculo altimétrico

En el trabajo de EPS se realizó la nivelación, usando nivel de precisión marca TOPCON, modelo G7, mediante el método de nivelación diferencial. La libreta de campo obtenida en el levantamiento preliminar de los primeros 300 metros, es la siguiente:

**Tabla IV Libreta topografía (tramo inicial 300 m)**

EST	+	HI	-	COTA
PV	1.846	2001.141		
<b>E-0</b>			<b>1.141</b>	<b>2000.000</b>
20			1.809	1999.332
40			2.463	1998.678
60			3.006	1998.135
<b>1</b>			<b>3.308</b>	<b>1997.833</b>
20			3.486	1997.655
40			3.665	1997.476
60			3.906	1997.235
PV	0.333	1997.355		1997.022
<b>2</b>			<b>0.235</b>	<b>1997.120</b>
20			0.389	1996.966
40			0.482	1996.873
<b>3</b>			<b>0.661</b>	<b>1996.694</b>
20			2.020	1995.335
4			2.888	1994.467
<b>20</b>			<b>3.490</b>	<b>1993.865</b>
PV	0.522	1992.758		1992.236
<b>5</b>			<b>2.290</b>	<b>1990.468</b>
20			2.998	1989.760

### 3.3. Cálculo de secciones transversales

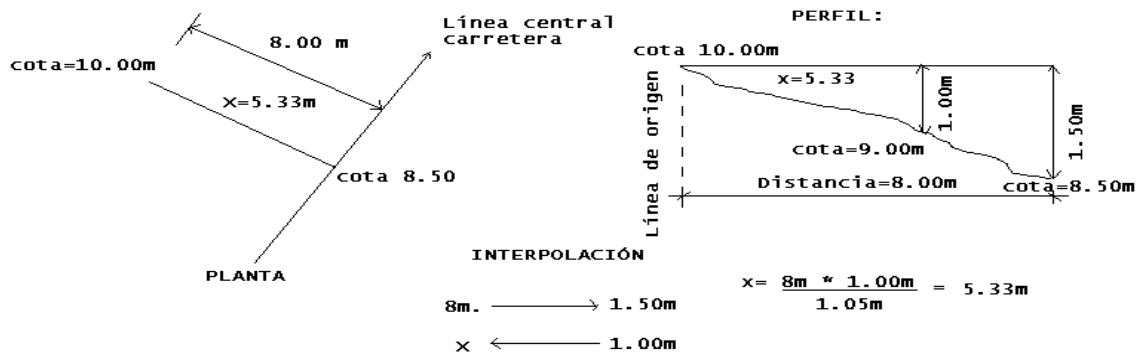
Por medio de las secciones transversales se podrá determinar las elevaciones transversales de la franja de terreno, que se recomienda sea como mínimo de 40 metros; es decir, 20 metros a cada lado a partir de la línea central definida en el levantamiento

planimétrico; éstas deberán ser medidas en forma perpendicular al eje y niveladas con nivel de mano o con un clinómetro, midiendo la distancia horizontal a que se está nivelando cada punto. Cuando la sección transversal tope con un obstáculo impasable como un peñasco, una casa, un paredón, etc. no es necesario prolongarla, sino que se anotará en la columna de observaciones el tipo de obstáculo y su altura o profundidad aproximada. En los puntos de intersección, la sección transversal se medirá sobre la bisectriz del ángulo interior de la poligonal abierta.

### 3.4. Cálculo de curvas a 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 que le corresponde al cam inamiento en la línea central; se anotará a la par de este punto la cota respectiva; 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 tener calculada 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 5 metros.

Figura 1 Cálculo curvas de nivel



\* La ubicación de la cota 9.0 m está a 5.33 m de la estación en cota 10.0 m



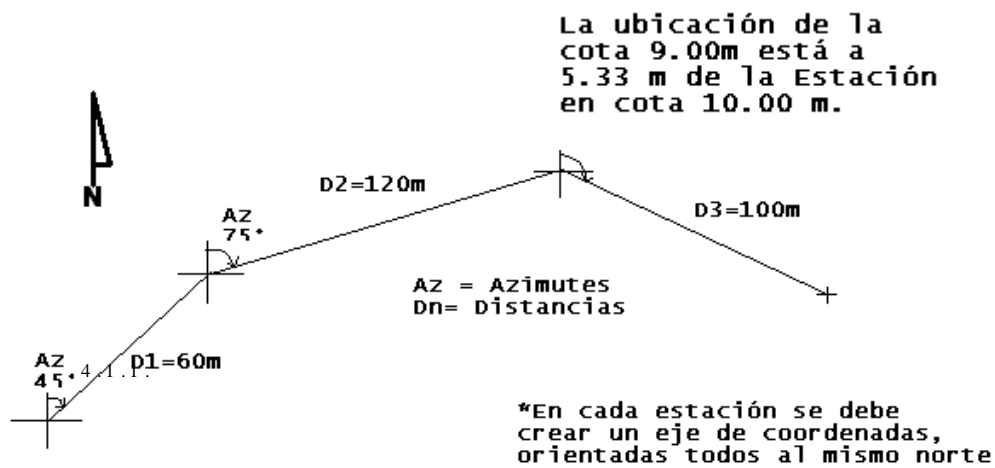
## 4. DIBUJO PRELIMINAR

### 4.1. Planimétrico

El dibujo planimétrico del levantamiento preliminar en el diseño de carreteras es necesario, porque aunque no constituyen los planos finales, sirven de guía al ingeniero diseñador para visualizar en una forma global la ruta seleccionada y determinar los corrimientos a calcular si los hubiera.

Para elaborar el dibujo de la línea preliminar se necesita fijar el papel a utilizar a la mesa de dibujo, fijando como eje (x) el que la regla tee define y como eje (y) el que define una escuadra de 90 grados sujeta a la regla tee, debiendo recordarse que los azimut se miden a partir del eje (y) positivo. Posteriormente se mide la distancia indicada en la libreta de planimetría. El procedimiento se repite tomando como nuevo origen el final de la recta trazada.

Figura 2 Cálculo línea preliminar



La línea preliminar es la base sobre la cual se trazan las curvas que se diseñan conforme el procedimiento descrito en el siguiente capítulo.

#### 4.2. Altimétrico

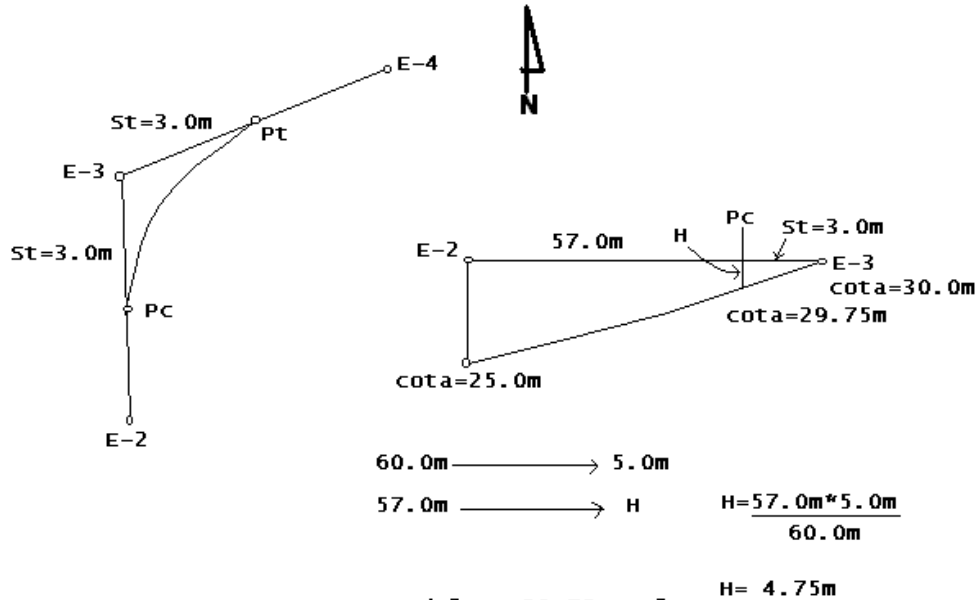
El perfil de la línea preliminar es de suma importancia que se dibuje, ya que esto permite facilidad en el cálculo del perfil de localización, por lo que se debe de dibujar a escalas que permitan su lectura con mayor rapidez y precisión; para el caso se recomienda utilizar la escala 1:1000 en el sentido horizontal y 1:100 en el sentido vertical. El dibujo consiste en el ploteo de la distancia horizontal medida contra la cota que corresponda a cada caminamiento. Todos los puntos ploteados deberán unirse con una línea trazada a mano alzada. Posteriormente deberán colocarse en la parte superior los caminamientos que correspondan a cada principio de curva y principio de tangente y a la vez calcular, por regla de tres, la elevación que corresponde a los puntos ubicados en el promedio de los caminamientos de principio de curva y principio de tangente, ya que las cotas que queden dentro de los caminamientos descritos no son las reales, porque la curva de la carretera deja el caminamiento preliminar en el mencionado tramo y debe calcularse el perfil de localización tomando como base las secciones transversales del tramo en cuestión, y utilizar reglas de tres simples, para el cálculo de las cotas del perfil de localización del tramo comprendido dentro de las curvas.

**Tabla V Libreta de campo**

<b>E .</b>	<b>P . O .</b>	<b>A Z I M U T</b>	<b>D I S T A N C I A</b>	<b>C O T A</b>
	2	30° 0' 00"	57.0 m	25.0 m
2	3	25° 0' 00"	60.0 m	30.0 m
3	4	60° 0' 00"	80.0 m	40.0 m



Figura 3 Cálculo planimetría

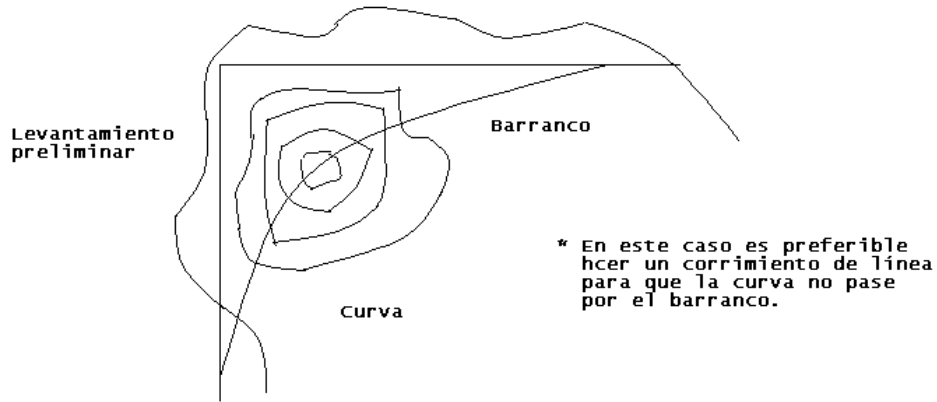


La cota del Pc=29.75m, el procedimiento se repite para las estaciones 3 y 4.

#### 4.3. Curvas a nivel

Las curvas a nivel son de mucha importancia en el diseño geométrico de una carretera ya que éstas proporcionan la información altimétrica del comportamiento del terreno en una franja de 40 metros, como mínimo a lo largo de todo el levantamiento de la preliminar; pero la única manera de obtener la información es dibujar las curvas a nivel sobre la poligonal abierta en planta. De esta manera el ingeniero diseñador podrá tener conocimiento sobre un barranco, una montaña o roca, e incluir todos los rublos en su presupuesto. En carreteras se considera suficiente tener información de curvas a nivel a cada 5 metros como máximo, debiendo contener toda la información como la ubicación de casas y estructuras construidas en el trayecto, tales como puentes y drenajes y el tipo de suelo. El ingeniero diseñador podrá entonces valuar si diseña sobre la línea preliminar o se efectúa algún corrimiento de línea y elegir sobre las intersecciones que se deban calcular.

Figura 4 Cálculo altimetría



## 5. DISEÑO DE LOCALIZACIÓN

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización en planta, la cual será la definitiva para el proyecto que se trate. Deberá contener todos los datos necesarios para que la cuadrilla de topografía proceda a marcar en el campo la ruta seleccionada, tanto planimétricamente como altimétricamente. Es necesario recalcar que un buen diseño de localización, principalmente, disminuye el costo del proyecto y el riesgo de accidentes, además se tiene un menor tiempo de construcción y una mayor comodidad para los usuarios de la carretera. El diseño de la carretera del trabajo de EPS se basa en los siguientes aspectos técnicos:

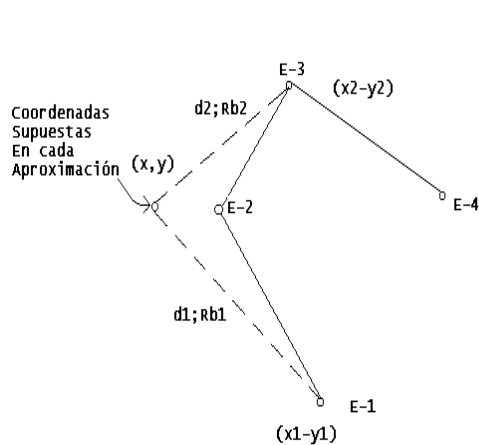
- Debe ser transitable en toda época del año.
- La pendiente máxima en un tramo no mayor de 200 metros, debe ser como máximo 18% .
- El 80% de la carretera tiene que poseer una pendiente igual o menor al 14% .
- El ancho de rodadura debe ser de 5.0 metros, con 1.0 metros de cuneta en forma triangular, para permitir rebalses.
- La velocidad promedio de diseño debe oscilar entre 20 y 30 kilómetros por hora.
- El transporte promedio diario menor a 100 vehículos.
- Tener un radio mínimo en curvas horizontales de 18 metros.
- El bombeo transversal debe corresponder al 3% .
- La longitud mínima de curvas verticales en metros, debe ser igual a la velocidad de diseño.
- Los drenajes transversales con cajas y cabezales deben ser de concreto ciclópeo y tubería de concreto sin refuerzo.
- Que el derecho de vía sea de 8 metros mínimo y 10 metros máximo.

### 5.1. Corrimientos de línea

Los corrimientos de línea se hacen cuando por razones especiales el caminamiento de la preliminar no llene los requerimientos del proyecto, tales como: especificaciones, pasos obligados, suelo rocoso, barrancos, etc. Los cambios de línea hechos en campo son bastante costosos, ya que para esto es necesario trasladar la cuadrilla de topografía; por lo que en la mayoría de los casos se hacen en gabinete, sobre el dibujo planimétrico de la preliminar, que contiene ya las curvas de nivel. Existen tres tipos de corrimientos de línea, el primero que cambia totalmente el azimut y distancia de dos de las rectas de la poligonal de la preliminar; el segundo que cambia únicamente en distancia dos rectas, conservando los mismos ángulos; al segundo caso también se le conoce como cálculo de intersecciones y el tercer caso, consiste en obviar una o más estaciones del levantamiento preliminar, para formar una sola recta entre dos puntos.

- Primer caso:** es un cálculo hecho por tanteos y para el mismo se deberá dibujar en papel milimetrado, mediante coordenadas, los puntos que contengan las rectas que se quieren modificar, a una escala fácil de leer. Todo corrimiento de línea tiene como bases dos puntos fijos y un tercer punto que es el que se quiere modificar; para lo cual se deberán suponer las coordenadas del tercer punto en cada tanteo y chequear si las nuevas rectas calculadas pasan por donde se desea, si esto fuese así únicamente, sólo queda calcular el azimut y la distancia de cada recta.

Figura 5 Corrimiento de línea



$$d1 = \sqrt{(x - x1)^2 + (y - y1)^2}$$

$$d2 = \sqrt{(x - x2)^2 + (y - y2)^2}$$

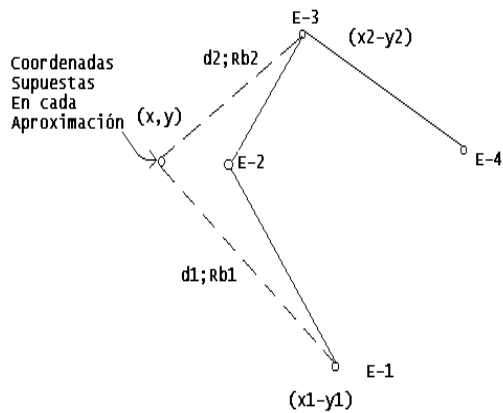
$$Rb_1 = \tan^{-1} \frac{(X - X1)}{(Y - Y1)}$$

$$Rb_2 = \tan^{-1} \frac{(X2 - X)}{(Y2 - Y)}$$

\* La dirección del Rumbo y  $-y_1$  se obtiene de los signos del resultado de  $\Delta x$  y  $\Delta y$ .

- **Segundo caso:** es un cálculo hecho en los casos en que una de las rectas del levantamiento de la preliminar es muy corta y no cabida en la curva; o que se desee calcular una sola curva en lugar de dos. Para el cálculo se necesita contar con las coordenadas de los puntos en cuestión, así como de los azimuts de las rectas involucradas, se conservan los azimuts de ambas rectas pero se calculan las distancias a las que estas dos rectas en cuestión se intersectan, formando con esto un solo punto de intersección en lugar de dos.

Figura 6 Corrimiento de línea



$$d_2 = \frac{(\Delta X * \text{Cos Az}2 - \Delta Y * \text{SenAz}2)}{\text{Sen}\Delta}$$

$$d_1 = \frac{(\Delta X * \text{Cos Az}1 - \Delta Y * \text{SenAz}1)}{\text{Sen}\Delta}$$

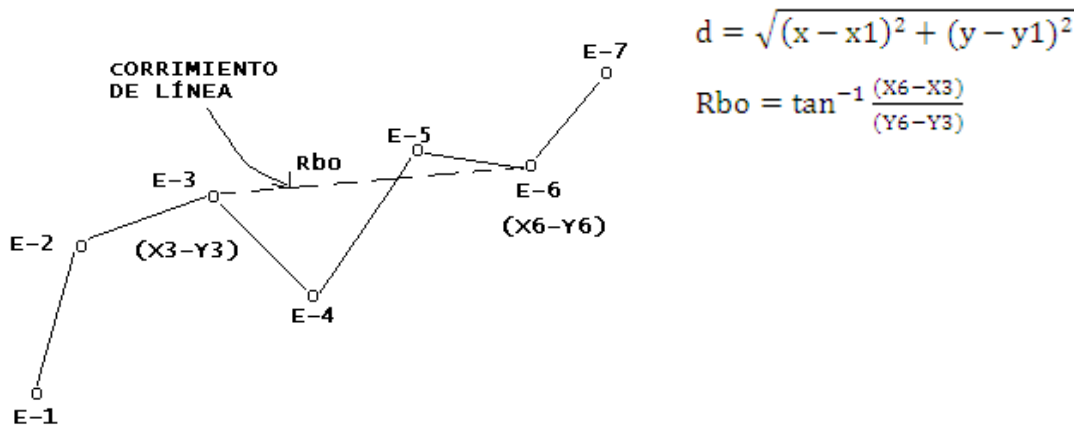
$$\Delta x = (x_2 - x_1)$$

$$\Delta y = (y_2 - y_1)$$

$$\Delta = \text{deflexión angular}$$

- **Tercer caso:** este corrimiento de línea se calcula cuando el ingeniero diseñador se da cuenta de que existe una parte del levantamiento de la preliminar, que puede evitarse o acortarse sin causar que el diseño de localización sufra cambios técnicamente inaceptables; por lo que únicamente se tendrá que calcular la distancia y el azimut de la recta que unirá a dos puntos del levantamiento de la preliminar, obviando por lo menos un punto del mencionado levantamiento.

Figura 7 Corrimiento de línea



\* La dirección del rumbo se obtiene de los signos de  $x_6 - x_3$ ;  $y_6 - y_3$ ; ubicados respectivamente en un eje de coordenadas rectangulares.

#### 5.2. Cálculo de elementos de la 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 a la cuadrilla de topografía para el trazo de la carretera. En el proceso de diseño y cálculo se deben considerar varios aspectos técnicos, los cuales se enumeran a continuación:

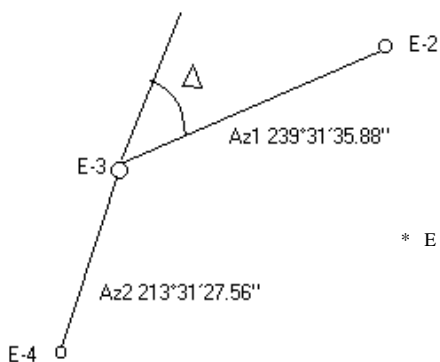
- Todo el diseño debe ir basado en el principio de seguridad y comodidad en la carretera.
- Una carretera diseñada a seguir las ondulaciones de las curvas a nivel, es preferible a una con tangentes largas pero con repetidos cortes y rellenos, ya que esto disminuye los costos.
- Para una velocidad de 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, ya que las curvas deben ser diseñadas de tal forma que los vehículos

puedan circular sin necesidad de hacer maniobras de retroceso, para poder recorrer la curva.

- Se debe procurar, en todo lo posible, aumentar la longitud de las tangentes.
- Se deben evitar curvas en donde se localicen puentes, ya que éstos deberán ubicarse preferiblemente en tangentes, pero, en situaciones especiales se ampliará la curva con un sobreaño o diseñar un puente curvo.
- No deberán diseñarse curvas con radio mínimo previo a 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 provocarse accidentes.
- Debe chequearse en cada cálculo la longitud de la tangente ya que ésta no podrá ser jamás negativa, porque esto indicaría que dos curvas horizontales se están traslapando.

Después de considerar los anteriores incisos y los que la experiencia del ingeniero diseñador posea, se procede al cálculo de las curvas horizontales, con la ayuda de dos escuadras, un compás, un juego de curvas de diseño y las especificaciones respectivas. El diseño planimétrico de carreteras es un proceso de tanteos hasta que se consigue el óptimo. En los siguientes incisos se calculará cada elemento de la curva de la estación 3, explicando cada una de las fórmulas. Por lo anterior es necesario contar con los datos siguientes:

**Figura 8 Corrimiento de línea**



$$Az_1 = 239^{\circ}31'35.88''$$

$$Az_2 = 213^{\circ}31'27.56''$$

$$\Delta = \text{deflexión angular} = Az_2 - Az_1$$

$$D_1 = 49.45 \text{ m.}$$

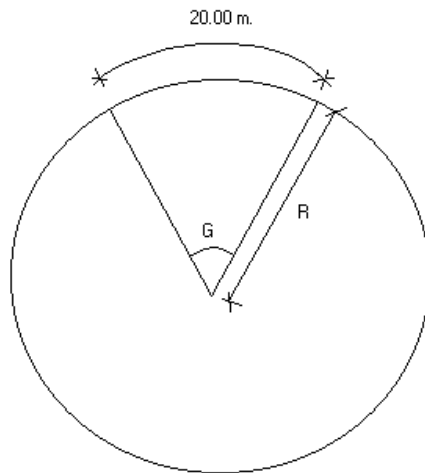
$$D_2 = 39.87 \text{ m.}$$

\* En la estación 3 se diseñará su curva correspondiente.

### 5.2.1. Grado de curvatura (G)

En Guatemala significa el ángulo central que sobre una circunferencia define un arco de 20 metros de longitud. En otra forma, se dice que (G) es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros. Debido a que el grado de curvatura y el radio de una curva horizontal dependen una de la otra, existen especificaciones para carreteras que enumeran una serie de radios para distintos grados de curvatura, considerando las velocidades de diseño, el tipo de carretera y los deltas.

**Figura 9 Grado de curvatura**



$$\frac{G}{360} = \frac{20}{2\pi R}$$
$$R = \frac{1145.92}{G}$$

### 5.2.2. Longitud de curva (Lc)

Es la distancia medida desde el principio de curva (PC), al principio de tangente (PT), sobre la curva diseñada. En la presente fórmula se utiliza el delta ( $\Delta$ ), el cual se define como el ángulo medido a partir de la orientación del azimut de la primera recta, hasta la orientación de la segunda recta.

$$\frac{Lc}{2\pi R} = \frac{\Delta}{360} \rightarrow Lc = \frac{2\pi R \Delta}{360}$$
$$Lc = \frac{20 * \Delta}{G}$$

Para el ejemplo:



$$Lc = \frac{20 * (Az2 - Az1)}{G} = \frac{20 * (239^{\circ}31'35.88'' - 213^{\circ}31'27.56'')}{63^{\circ}39'33''} = 8.17$$

### 5.2.3. Subtangente (St)

Es la distancia entre el principio de curva (PC) y el punto de intersección (PI) o entre el punto de intersección (PI) y el principio de tangente (PT).

$$\tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = \frac{St}{R} \rightarrow St = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

Para el ejemplo:

$$St = 18 * \tan\left(\frac{(Az2 - Az1)}{2}\right) = 18 * \tan\left(\frac{(239^{\circ}31'35.88'' - 213^{\circ}31'27.56'')}{2}\right) = 4.16 \text{ m}$$

### 5.2.4. Cuerda máxima (Cm)

Es la distancia, en la línea recta, desde el principio de curva (PC) al principio de tangente (PT), para el ejemplo de la curva No. 5, se tiene:

$$\sin\left(\frac{\Delta}{2}\right) = \frac{Cm}{2R} \rightarrow \frac{Cm}{2} = R * \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right) \rightarrow Cm = 2 * R * \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 8.09 \text{ m}$$

### 5.2.5. External (E)

Es la distancia desde el punto de intersección (PI) al punto medio de la curva. Para el diseño de carreteras que han sido construidas sin normas, técnicas ni métodos de ingeniería civil, pero que son funcionales y cumplen con el requisito primordial de permitir el paso de vehículos, es necesario tener como información para el diseño, el external actual de la carretera y así el ingeniero diseñador proyectará curvas que se apeguen lo más posible al movimiento de tierras ya existentes, para reducir costos.

$$E = R * \sec\left(\frac{\Delta}{2}\right), \text{ para el ejemplo: } E = 18 \text{ m} * \sec\left(\frac{26^{\circ}00'8.32''}{2}\right) = 0.474 \text{ m}$$

### 5.2.6. Ordenada media

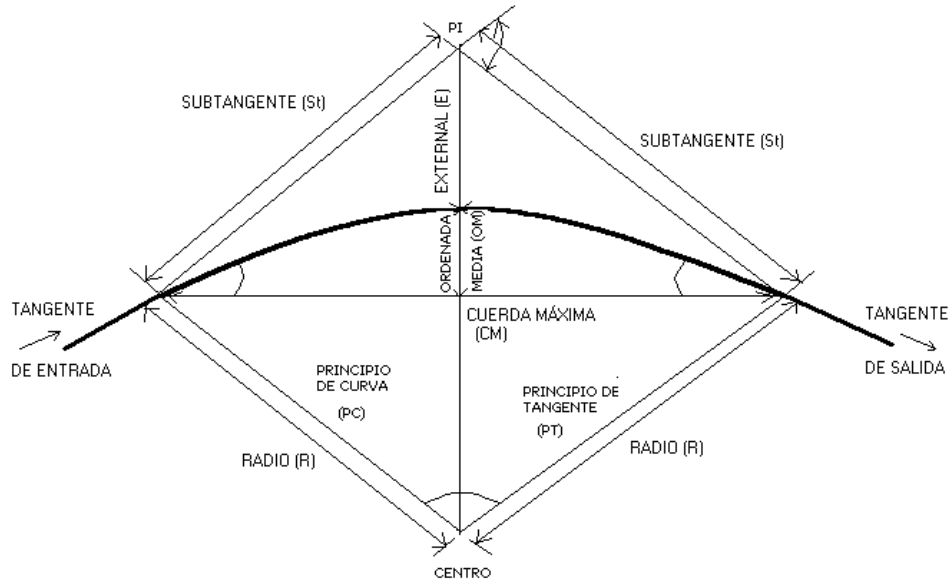
Es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

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

$$OM = R * (1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)), \text{ para el ejemplo: } OM = 0.461 \text{ m}$$

En la figura 10 se indican todos los elementos de una curva horizontal anteriormente explicados.

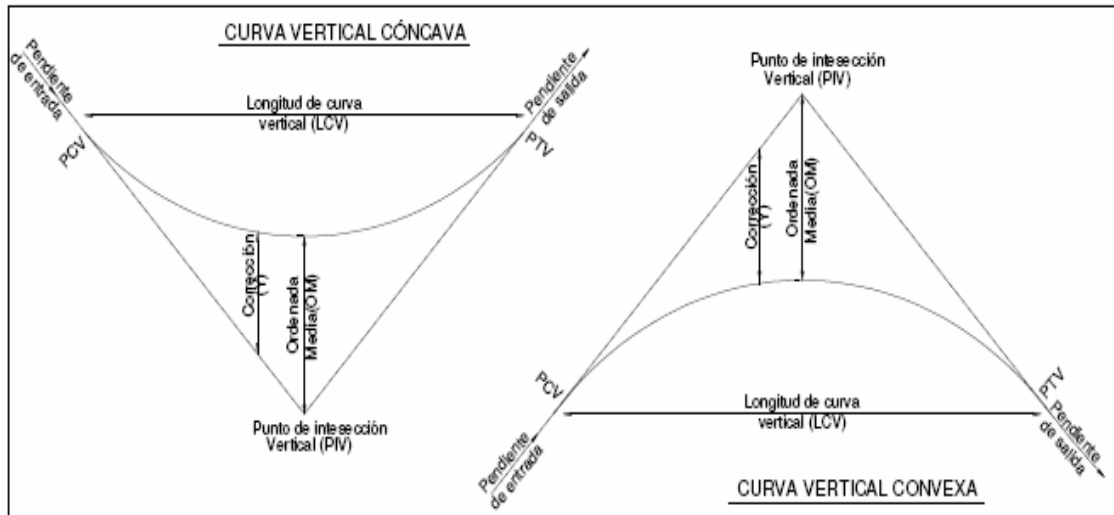
**Figura 10 Componentes curva horizontal**



### 5.3. Determinación de curva vertical

Como se mencionó anteriormente las carreteras no sólo están conformadas por curvas horizontales, sino que 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 altimetría se estudian las curvas verticales y los parámetros que la definen. Una curva vertical se da cuando en el perfil hay cambios de pendiente. Las curvas verticales pueden ser cóncavas o convexas. También existen curvas en ascenso con ambas pendientes positivas (convexas), y curvas en descenso con ambas pendientes negativas (cóncavas). (Ver figura 11).

Figura 11 Tipos de curvas verticales



La finalidad de una curva vertical 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 su facilidad de cálculo y a su gran adaptación a las condiciones del terreno, 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 sus longitudes, para evitar traslapes entre ellas, 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 curvas amplias conllevan a grandes movimientos de tierra. Las longitudes mínimas de curvas verticales se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$L_{cv} = K * A, \text{ donde:}$$

K = constante que depende de las velocidades de diseño

A = Diferencia algebraica de pendientes

**Tabla VI Valores de "K" según velocidad de diseño**

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

Fuente: Augusto Pérez. Metodología de actividades para el diseño de carretera. Pág.53.

## 6. MOVIMIENTO DE TIERRAS

### 6.1. Maquinaria o equipo a utilizar

La maquinaria a utilizar será la básica para corte, acarreo y relleno de material, como cargadores frontales y retroexcavadoras; según sea la necesidad, así será el tamaño de éstas, camiones de volteo y vibradores de rodos.

### 6.2. Diseño de sub-rasante

La sub-rasante es la línea trazada en perfil que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno, a lo largo de su trayectoria, la sub-rasante queda debajo de la base y capa de rodadura en proyectos de asfaltos y debajo del balasto en proyectos de terracería. En un terreno montañoso el criterio técnico básico para definir la sub-rasante es no exceder la pendiente máxima oscilante entre el 14% al 18%, ni la curvatura mínima permitida para el uso que se le dará a la carretera; lo cual también se relaciona con la sección típica a utilizar y el tipo de terreno.

La sub-rasante es la que define el volumen del movimiento de tierras, el que a su vez se convierte en el renglón más caro en la ejecución, por lo que la sub-rasante se convierte en el elemento que más determina el costo de la obra. Por esta razón, un buen criterio para diseñarla es obtener la sub-rasante más económica. Es necesario apuntar que el relleno es mucho más caro que el corte, por lo que hay que tomar en cuenta tal situación para definir el óptimo. En la mayoría de los casos el criterio técnico y el económico se encuentran en contradicción, pero en el caso presente, que se trata de un camino rural, ambos deben contribuir a la obtención de una ruta de acceso transitable en toda época del año, que será el objetivo que dominará sobre los anteriores. Para calcular la sub-rasante, es necesario disponer de los siguientes datos:

- La sección típica que se utilizará.
- El alineamiento horizontal del tramo.

- El perfil longitudinal del mismo.
- Las secciones transversales.
- Las especificaciones o criterios que regirán el diseño.
- Los datos de la clase de material del terreno.
- Los datos de los puntos obligados de paso.
- El diseñador, de preferencia, debe haber realizado una visita al tramo que va a diseñar.
- Se deben considerar los tramos que puedan quedar balanceados en distancias no mayores a 500 metros.

La sub-rasante queda definida por tramos en rectas con pendientes definidas y tramos en curva, las cuales deben brindar suavidad y comodidad al cambio de pendientes. Los criterios para diseñar la sub-rasante en diferentes tipos de terrenos se exponen a continuación:

- Terrenos llanos: son aquellos cuyo perfil tiene pendientes longitudinales pequeñas y uniformes a la par de pendientes transversales escasas. En este tipo de terreno la sub-rasante se debe diseñar en relleno, con pendientes paralelas al terreno natural, con una elevación suficiente para dar cabida a las estructuras del drenaje transversal y además de esto, quedar a salvo de la humedad propia del suelo.
- Terrenos ondulados: son aquellos que poseen pendientes oscilantes entre el 5% al 12%. La sub-rasante en estos terrenos se debe de diseñar buscando cámaras balanceadas en tramos no mayores de 500 metros. También se debe de tener presente no exceder las pendientes mínimas y máximas permitidas por las especificaciones.
- Terrenos montañosos: su perfil obliga a grandes movimientos de tierras; las pendientes generalmente son las máximas permitidas por las especificaciones.

En proyectos carreteros de terracería para el área rural las pendientes pueden ser mayores que las máximas permitidas por las especificaciones y esto se da debido a que

los principios que rigen estos caminos son los de proveer acceso al menor costo. En proyectos de importancia mayor se debe apegar el diseño a las especificaciones, salvo casos sumamente justificables. Existen otras recomendaciones de importancia que se deben considerar en el diseño de la sub-rasante, las cuales se enumeran a continuación:

- Debe evitarse los vados que forman curvas verticales de corta longitud, ya que brindan condiciones de seguridad y estética muy pobres.
- Debe evitarse curvas cortas en contra pendientes porque las luces de los carros no iluminan convenientemente.
- Las pendientes más fuertes deben quedar al inicio del ascenso y suavizar las pendientes en las proximidades de la cima.
- Evitar curvas verticales cóncavas en corte, porque existe dificultad en el drenaje, cuando enlacen pendientes de signo contrario.
- Para simplificar los cálculos es recomendable colocar los puntos de intersección vertical en estaciones exactas.

Hay dos formas de calcular la sub-rasante, las que se presentan a continuación:

- Se localizan dos puntos conocidos que se han seleccionado como puntos de intersección vertical (PIV). La pendiente entre ellos será el parámetro para determinar si son adecuados o deben ser reubicados. Luego, cada 20 m. y en cada punto de cambio de curva horizontal (principio de curva, centro de curva y principio de tangente), se determina analíticamente la altura que tendrá la sub-rasante.
- Se puede tener también un punto conocido y una pendiente determinada. A partir del punto seleccionado para ser PIV, se calcula la altura correspondiente del siguiente PIV según el perfil del terreno.

A cada 20 m y en otras estaciones adecuadas, se calcula la elevación de la rasante, completando así el cálculo. Cuando la elevación de la sub-rasante se sitúa encima del terreno, se dice que está en relleno; si se ubica debajo, está en corte; a partir de esto y de la información obtenida en las secciones transversales, se puede obtener la

cuantía de tierra a mover. Los criterios que se utilizaron en el diseño de la sub-rasante de la carretera, se apegan a los criterios de una sub-rasante en terreno montañoso.

### 6.3. Cálculo de correcciones por curva vertical a sub-rasante

Luego de calcular las elevaciones de la sub-rasante conformadas por rectas de pendientes definidas, es necesario corregir las mencionadas alturas en los caminamientos que conforman las curvas verticales, puesto que debe proporcionarse un cambio suave entre la pendiente de entrada y salida. Según lo muestra la figura 10, la ordenada máxima (OM) es el máximo cambio de la curva; las correcciones siguientes se calculan del exterior de la curva hasta el centro, tanto de entrada como de salida; las fórmulas son las siguientes:

$$OM = \frac{(P2 - P1)}{800 * LCV}$$

$$Y = \frac{(OM * D)}{\left(\frac{LCV}{2}\right)^2}$$

Donde:

P1 = Pendiente de entrada

P2 = Pendiente de salida

OM = Ordenada media

D = Distancia a partir del extremo al punto en que se desea conocer la corrección vertical

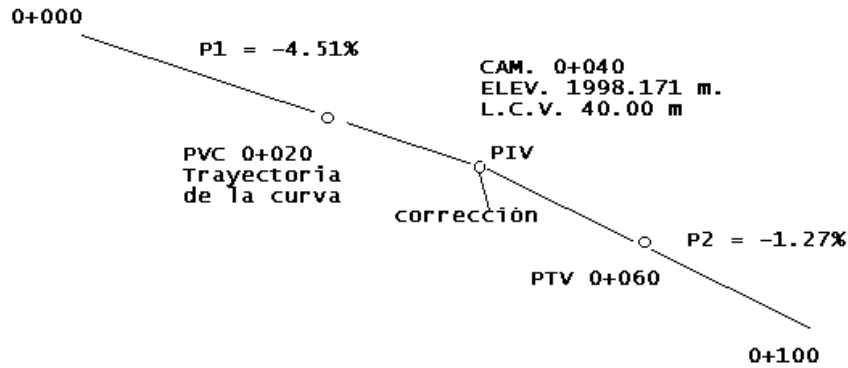
LCV = Longitud de curva vertical

Y = Corrección vertical

Esta corrección se suma a la cota de sub-rasante, obteniendo así la sub-rasante corregida, base para el resto del cálculo. A continuación se calcula didácticamente la primera de las curvas verticales del trabajo de EPS. La totalidad de los cálculos se adjuntan al final del presente capítulo.



Figura 12 Cálculo de curva vertical



$$OM = \frac{(P2 - P1)}{800 * LCV}$$

$$OM = \frac{(-1.27 - (-4.51))}{800 * LCV} = 0.162 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(OM * D)}{\left(\frac{LCV}{2}\right)^2}$$

$D = (Cam_2 - Cam_1) \rightarrow$  EN EL PVC :

$$Y = \frac{(OM * D)}{(LCV * 2)^2} = 0.162 * \frac{(0+020 - 0+020)}{(40/2)^2} = 0 \text{ m} \rightarrow \text{No hay corrección}$$

$\rightarrow$  En Cam . 0+030

$$Y = \frac{(OM * D)}{(LCV * 2)^2} = 0.162 * \frac{(0 + 030 - 0 + 020)}{(40/2)^2} = 0.00405 \text{ m}$$

$\rightarrow$  En PIV = OM = 0.16 m .

$\rightarrow$  En 0+050

$$Y = \frac{(OM * D)}{\left(\frac{LCV}{2}\right)^2} = 0.162 * \frac{(0 + 050 - 0 + 040)}{(40/2)^2} = 0.00405 \text{ m}$$

$\rightarrow$  En PTV

$$Y = \frac{(OM * D)}{(LCV * 2)^2} = 0.162 * \frac{(0+060 - 0+060)}{(40/2)^2} = 0 \text{ m} \rightarrow \text{No hay corrección}$$

#### 6.4. Cálculo de 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. Tomando en cuenta la sección topográfica transversal, se localiza el punto central de la carretera, el cual puede quedar ubicado sobre el terreno natural, marcando 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, contemplando el ancho de rodadura, con su pendiente de bombeo de 3% , o el peralte que sea apropiado si corresponde a un caminamiento en curva horizontal, al ancho del hombro de la carretera, con su pendiente; taludes, de corte y relleno, según se presente el caso, determinando su pendiente en razón del tipo de material del terreno y la altura que precise. Es de hacer notar que cuando es necesario se marca un espacio de remoción de capa vegetal el que se cortará en una profundidad aproximada de 30 cms. Éste se incluye 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 aparte el corte y relleno necesarios. Los taludes recomendados para el trazo de la sección típica bien sea en corte o en relleno, se muestran a continuación:

**Tabla VII Relaciones para dibujo de taludes**

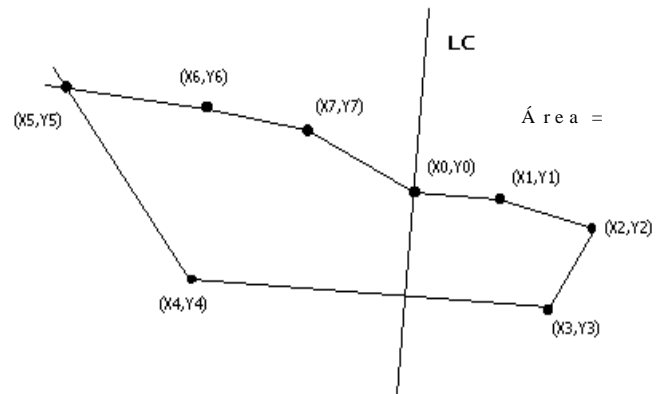
<b>CORTE</b>		<b>RELLENO</b>	
<b>Altura</b>	<b>H - V</b>	<b>Altura</b>	<b>H - V</b>
0 - 3	1 - 1		
3 - 7	1 - 2	0 - 3	2 - 1
> 7	1 - 3	> 3	3 - 2

Fuente: Augusto Pérez. Metodología de actividades para el diseño de carretera. Pág.62

Para medir el área en forma gráfica, se puede realizar a través de un planímetro polar. Si no se dispone de un planímetro, puede calcularse el área, asignando coordenadas totales como se considere conveniente y aplicar el método de los determinantes para encontrar el área:

Figura 14 Cálculo de Área

X		Y
X 1	*	Y 1
X 2	*	Y 2
X 3	*	Y 3
X 4	*	Y 4
X 5	*	Y 5
X 6	*	Y 6
X 7	*	Y 7
X 0	*	Y 0
a = $\sum (X * Y)$		a = $\sum (Y * X)$



$$\text{Area} = \frac{\sum (X1 * Y1 + 1) - \sum (Y1 * X1 + 1)}{2}$$

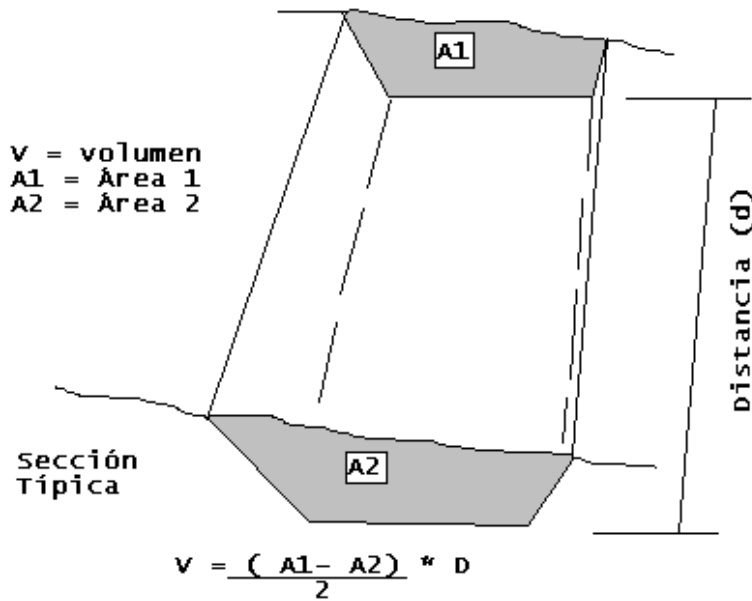
$$\text{Area} = \text{ABS} \frac{(a - b)}{2}$$

#### 6.5. Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras

Cada una de las áreas calculadas anteriormente se constituye en un lado de un prisma de terreno que debe rellenarse o cortarse. Asumiendo que el terreno se comporta de manera uniforme entre las dos estaciones, se hace un promedio de sus áreas y se multiplica por la distancia horizontal entre ellas, obteniendo así los volúmenes de corte y relleno en ese tramo.

$$\text{Volumen} = \frac{(\text{Área1} + \text{Área2}) * \text{Distancia}}{2}$$

Figura 15 Cálculo movimiento de tierras



Cuando en un extremo la sección tenga solo área de corte y la otra solamente de 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 dos áreas en la distancia entre ellas. Las fórmulas que facilitan este cálculo son las siguientes:

$$\text{Volumen corte} = \frac{(C1 + C2)^2}{[2 * (C1 + C2 + R1 + R2)] * D}$$

$$\text{Volumen relleno} = \frac{(R1 + R2)^2}{[2 * (C1 + C2 + R1 + R2)] * D}$$

Donde:

C1 = Área de corte en la primera sección

C2 = Área de corte en la segunda sección

R1 = Área de relleno en la primera sección

R2 = Área de relleno en la segunda sección

Figura 16 Cálculo corte y relleno

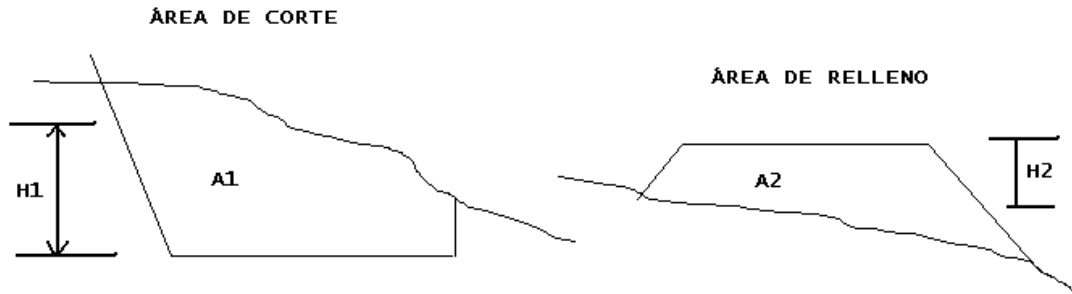
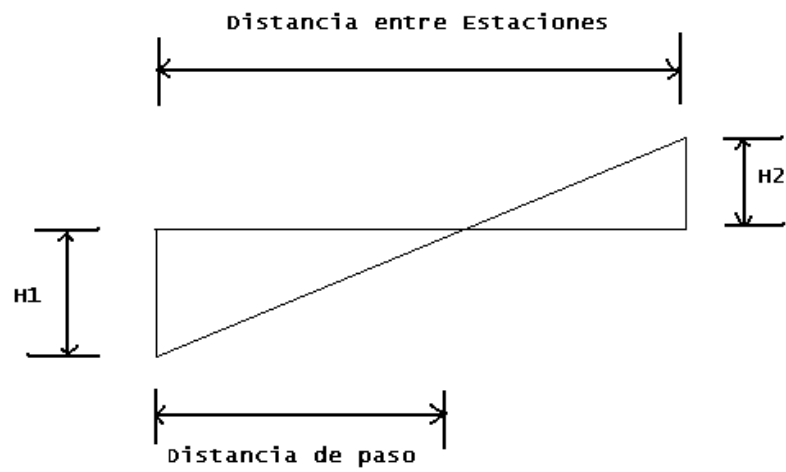


Figura 17 Cálculo corte y relleno



\* Existen casos en que ambas secciones aparecen como áreas de corte y relleno, y con mayor razón se deben usar las fórmulas anteriores.



## 7. DRENAJES

El drenaje tiene la finalidad de evitar que el agua llegue a la carretera y desalojar la que inevitablemente siempre llega. Toda el agua que llega en exceso a la carretera tiene 2 orígenes: puede ser de origen pluvial o de corrientes superficiales, es decir, ríos. El agua de escorrentía superficial, por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular a su trazo, por lo que se utiliza para esto, drenaje transversal, según el caudal que se presente. El agua pluvial debe encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada en sentido transversal, a ésta se le llama “bombeo normal” y generalmente corresponde al 3% y la pendiente longitudinal mínima para la sub-rasante que es de 0.5%

### 7.1. Estudio hidrológico, método racional para la determinación de caudales de diseño

Para determinar el caudal de escorrentía superficial máxima que puede presentarse en una determinada zona, se usa el método racional. Este método consiste en considerar el caudal que se espera de un área cuya escorrentía converge en un punto o línea determinada (por ejemplo una cuneta), en un momento de máxima intensidad de precipitación. En el caso de conducir el agua pluvial proveniente de las cunetas, se puede tomar este dato del diseño ya realizado, cuidando de observar cuántas convergen en el punto a estudiar.

Para esta segunda opción, generalmente el drenaje se coloca en curvas horizontales para evacuar el caudal de su parte interna, donde, debido a la topografía del terreno el agua de las cunetas converge; la cual se acumularía sin este drenaje. También se coloca en los puntos menores de curvas verticales cóncavas y en tramos rectos donde el caudal a conducir por una cuneta excedería su capacidad y no podría derivarse hacia fuera por situaciones topográficas. Al determinar el caudal y las condiciones que tendrá la estructura, el procedimiento para calcular las dimensiones de la alcantarilla a utilizar

es similar al del numeral anterior, tomando en cuenta la diferencia de que éste puede utilizar una sección casi llena. 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 ésta.

#### 7.2. Diseño de cunetas

El procedimiento de diseño para una cuneta y un drenaje transversal son los mismos, lo único que varía es la sección, ya que la cuneta generalmente es trapezoidal y el drenaje transversal es circular, por lo que se ejemplifica el procedimiento para el cálculo de un drenaje transversal, sabiendo que se explican en el numeral (7.3).

#### 7.3. Diseño de drenaje transversal

- Diseño de alcantarilla transversal

Área = 3 Ha.

C = 0.2

I = 160 mm/H

Para un aguacero de 10 minutos de duración y una frecuencia de ocurrencia de 25 años. Se usa la fórmula racional:

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

$$Q = 0.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Condiciones de diseño:

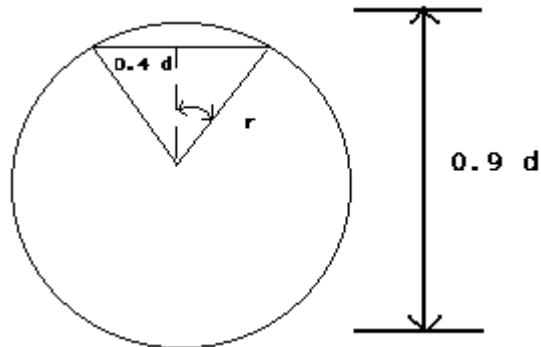
S = 3%

Lleno al 90%

Q = caudal



Figura 18 Cálculo de drenaje



Fórmula de radio hidráulico

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

$$\cos \theta = \frac{0.4 d}{0.5 d} = 0.6435 \text{ rad}$$

$$P = \frac{0.74 d^2}{2.82 d^2} = 2.82 d$$

usando la fórmula de Manning

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

$$Q = V * A$$

$$Q = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A = 3.4266 d^{8/3}, \text{ para } Q = 0.27 \text{ m}^3/\text{s}, d = 16''$$

#### 7.4. Contra cunetas

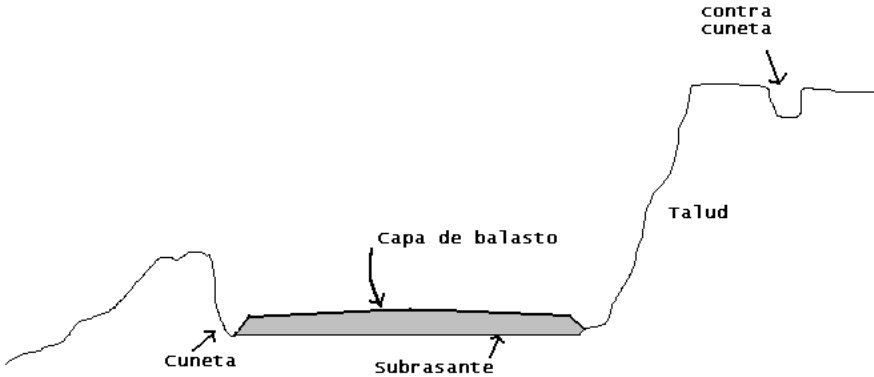
Cuando el área tributaria a un lado de la carretera es demasiado grande y/o inclinada, puede producir algunos problemas:

- Aportar un caudal demasiado grande para hacer una cuneta a costo razonable.
- Arrastrar una cantidad muy grande de sedimento, que contribuiría solamente a formar tapones en las cunetas y drenajes siguientes.

En los casos mencionados, especialmente en el segundo, se prefiere construir un canal afuera de la carretera y paralelo a ella; debe tener la capacidad de conducir el agua

necesaria sin revestimiento, lo cual evita los problemas citados arriba. El cálculo que se necesita efectuar es prácticamente el mismo de las cunetas, pero considerando una superficie de tierra, utilizando un factor de seguridad, puesto que por lo general son objeto de menos mantenimiento. La sección típica utilizada en el proyecto carretero realizado en el trabajo de EPS, en donde intervienen, cunetas, contra cunetas y drenaje transversal, se presenta a continuación:

**Figura 19 Detalle contra cuneta**



## 8. VERTICALES DE PLANOS DE LOCALIZACIÓN

Se conocen como planos de localización a aquellos que después de haber considerado todos los aspectos expuestos con anterioridad, definen la ruta óptima a seguir y cuentan con la información suficiente y necesaria para que el equipo de topografía marque la ruta y se inicie la construcción de la carretera. Las características de importancia de estos planos se enumeran a continuación.

### 8.1. Dibujo de curva de nivel

Es necesario cuando se trabaja en terrenos montañosos, tener una idea exacta de la inclinación del mismo, a fin de apreciar la posición del trazo de la carretera. Con este objetivo, se trazan curvas de nivel en la planta considerando el nivel original del suelo, por lo general a intervalos de nivel de 5 m. con líneas de rapidógrafo fino. Estas curvas generalmente se calcan a partir de las ya calculadas en el dibujo de preliminar y esta información debe de ser complementada con la ubicación de las casas, puentes y drenajes existentes, así como del tipo de terreno que se atraviesa en toda la ruta.

### 8.2. Dibujo de curvas horizontales

Con el fin de dar el tránsito adecuado de una dirección a otra, es necesario que el trazo de la línea central de la carretera sea una curva lo suficientemente amplia para permitir a los vehículos cambiar de dirección cómodamente. Las curvas horizontales que se dibujan en los planos de localización están a la escala en que se trabaja y trazada por medio de los datos de la curva diseñada. La línea central se dibujará con rapidógrafo fino y las líneas laterales con rapidógrafos más gruesos; con rapidógrafo fino y con línea punteada se dibujarán los radios de cada curva y sobre estas líneas se escriben los principios de curva y los principios de tangente. Los datos de la curva como delta, radio, grado de curvatura, subtangente y la longitud de curva se escriben a la par de cada curva. Cada tangente debe de llevar su longitud y azimut escritos paralelamente a la trayectoria de la carretera.

### 8.3. Dibujo de curvas verticales

Para dibujar las curvas verticales, no se hace referencia a ellas en la planta, sino solamente en el perfil. Se localiza el punto de intersección vertical (PIV) y luego hacia cada tangente se mide una distancia de la mitad de la longitud de la curva vertical ( $LCV/2$ ). Los puntos encontrados son el principio de curva vertical (PCV) y principio de tangente vertical (PTV). Estos son puntos de tangencia de la curva vertical, que tiene un perfil parabólico simple, con las tangentes verticales. Para trazarla, se puede usar una plantilla de curvas francesas o una de círculos, aunque las primeras dan mejores resultado. Cada PCV y PTV son dibujados con círculos de rapidógrafo punto grueso y sobre estos debe de indicarse el caminamiento, cota y longitud de curva vertical de cada PIV. El terreno natural se dibuja con rapidógrafo fino y la sub-rasante con rapidógrafo más grueso.

### 8.4. Dibujo de drenajes

Los drenajes longitudinales, como las cunetas y contra cunetas no se trazan en la planta ni en el perfil; si bien, el ancho de la carretera en la planta ya contempla el ancho necesario para cuneta. En los proyectos de terracería las cunetas están en todo el recorrido de la carretera, pero en proyectos pavimentados se debe hacer una planilla de cunetas indicando el caminamiento y el lado izquierdo o derecho en que se construirán.

Para señalar los drenajes transversales, se emplea el perfil; donde, en el punto adecuado se dibuja un símbolo (ver planos adjuntos), ubicado en el caminamiento y altura a la que se ubicará, rotulando el caminamiento, diámetro del tubo, material (metálico o de concreto reforzado) y su cota invert de desfogue. En la planta se señalan los drenajes transversales solamente en casos que tenga que formarse un puente o bóveda muy grande para que la carretera pase sobre un río. En hojas adicionales se debe dibujar detalles de los drenajes, tanto longitudinales como transversales, indicando la forma de entrada (caja, entrada a una bóveda, etc.), la sección, si tiene alguna característica especial y cualquier otro detalle que se considere digno de mención. Se debe dibujar también el desfogue de las cunetas, así también su sección y la de la contra

cuneta, que por lo general son las mismas a lo largo de toda la carretera, a menos que haya condiciones especiales, las cuales deben señalarse y explicarse.

#### 8.5. Dibujo de sección típica

En toda su extensión, la carretera tiene una sección que permanece uniforme la mayoría de las veces. A la sección mayoritaria se le llama "típica". Según el tramo de carretera, la sección típica puede ser de alineamiento horizontal y de alineamiento curvo.

La sección de alineamiento horizontal está constituida por:

- Un ancho de rodadura: es el lugar donde se proyecta que transiten los vehículos; tiene una pendiente de bombeo normal en un sentido perpendicular al trazo de la carretera, descendiendo del centro a las orillas. En este caso es de balasto con una pendiente de bombeo normal de 3%.
- Hombro de la carretera: es un espacio que no está diseñado para ser transitado, pero que provee una separación prudencial entre el ancho de rodadura y la cuneta; por lo general tiene una pendiente de bombeo de 4% - 5% y en proyectos de terracería no existen, ya que en estos casos las cunetas se utilizan para situaciones de rebalse.
- Cuneta: diseñada según las características topográficas y pluviales del área.
- Taludes: ya que no se puede generalizar un talud uniforme para todo el recorrido de la carretera, se muestran proyecciones de relleno en un lado y de corte en el otro, según sea la altura de los mismos.

La sección de alineamiento curvo posee los mismo elementos que la anterior, con la diferencia que la pendiente de la carretera perpendicular a su trazo es gobernada por el peralte, que es la inclinación que desciende de la parte externa de la curva hacia la interna; la cual es necesaria para que los automóviles giren sin peligro de salirse de la carretera siempre que vayan a la velocidad de diseño.

#### 8.6. Dibujo de obras especiales

Las obras especiales que se encuentran en una carretera pueden ser puentes, bóvedas, cajas, cabezales, muros de contención, cunetas, tipos no comunes de drenajes y elementos semejantes. Estos elementos se dibujarán con el detalle necesario en hojas separadas, con una clara referencia entre la localización de la obra de arte y su hoja de detalles. Los planos de las obras a construir deben estar a escalas adecuadas, poseer dimensiones y especificaciones de construcción, así como, los materiales a utilizar. Muchas de estas obras especiales ya están reguladas por el departamento de Carreteras de la Dirección General de Caminos (DGC), por lo que pueden utilizarse como referencia y de muestra.

## 9. SUELOS

El suelo es un factor determinante en la estabilidad de una carretera. Es necesario llevar un control de su estado para tener la seguridad de la buena calidad de la carretera. Los problemas más frecuentes del suelo son:

- Deslizamientos
- Baches
- Colapsos

Los deslizamientos se manifiestan en los cortes cuya cohesión no es lo suficientemente fuerte para mantener el talud en caso de temblores o saturación. Por lo general los deslizamientos se presentan en puntos donde el terreno presenta capas que pueden deslizarse en sentido perpendicular al trazo de la carretera o es un material muy plástico. En el trazo mismo de la carretera se pueden presentar baches causados por material altamente plástico; este material, cuando se satura, presenta un soporte casi nulo para el tránsito y por lo general queda deformado permanentemente, dejando un bache en la carretera, que obstaculiza el tránsito y daña a los vehículos que se golpean al pasarlos.

En el trazo de la carretera pueden encontrarse capas rocosas que son aparentemente estables, pero que cuando hay un exceso de presión colapsan, por huecos presentes, dejando prácticamente cavernas donde estuvieron; provocando que la carretera caiga aún solamente por su propio peso. Estas formaciones rocosas son en su generalidad, carbonatos, solubles en el agua de lluvia. Por lo mismo, debe evitarse las filtraciones para que no se disuelvan y formen huecos mayores que hagan fallar el suelo. Para evitar los deslizamientos, hay que procurar, en lo posible, no situar el trazo de la carretera en sentido perpendicular a las posibilidades de deslizamiento de las capas de rocas presentes. En caso de tener un material altamente plástico, para evitar baches, debe estabilizarse con cal o cemento, o eliminarse y sustituirlo por otro de mejores características. Para eliminar las posibilidades de un colapso del material, se inyecta

lechada de cemento donde se localicen huecos sub-superficiales. Este mismo procedimiento se utiliza para evitar las filtraciones de agua.

Por otra parte, es necesario conocer los tipos de suelo que conforman el tramo carretero, para dar el tratamiento adecuado y hacer que éstos puedan soportar más cargas sin deformarse, proporcionar mayor impermeabilidad y dar alojamiento a las estructuras que se construyan en el proyecto con la seguridad de que no colapsarán. Por todo esto, la manera más apropiada de estudiar el suelo y conocer sus propiedades está en el laboratorio, por lo que se detallan a continuación los ensayos a realizar en un suelo.

#### 9.1. Pruebas de laboratorio

Las pruebas que se practican a los suelos en el laboratorio tienen como finalidad descubrir la mejor manera de manejarlos para obtener los mejores resultados y verificar qué tan buenos pueden ser éstos. También se utilizan para determinar la proporción granulométrica de los suelos y determinar qué tanta compactación presentan. Las pruebas en laboratorio se clasifican de la siguiente manera:

- Análisis granulométrico
- Límites de Atterberg: límite líquido, límite plástico
- Proctor
- Chequeo de compactación en campo

##### 9.1.1. Granulometría

El análisis granulométrico es necesario debido a que según la distribución del tamaño de los granos del suelo, así será el porcentaje de vacíos que éste pueda tener. La *American Society For Testing and Materials* (ASTM) clasifica a los suelos por su tamaño, dando el nombre de arcilla al suelo cuyo tamaño sea menor a 0.005 milímetros; limo, al suelo que oscile entre los 0.005 a 0.05 milímetros; arena, al suelo que oscile entre los 0.05 a los 2 milímetros; grava, al suelo que tiene un tamaño mayor que 2 milímetros y menor que 60 milímetros. A los suelos mayores de los 60 milímetros se les llama pedregones. Es claro entonces, que la granulometría del suelo revela



propiedades importantes del mismo, que en ingeniería civil es de suma importancia conocer ya que se sabe que los suelos finos se caracterizan por su plasticidad y los suelos gruesos por su soltura, y se sabe también que la combinación de suelos finos con gruesos forman un material propicio para compactar y soportar cargas. Para realizar el análisis se sigue el procedimiento siguiente:

- Se determina el volumen de suelo necesario para realizar la prueba (100 a 200 g para suelos de grano fino, 200 a 500 g para suelos arenosos o 1 a 3 kg para suelos gravosos). Se seca la muestra en una estufa y se pesa en seco. Esta misma se lava, haciéndola pasar por el tamiz más fino (No. 200).
- Se desecha el material fino que pase por el tamiz y se pesa lo sobrante, luego de secarlo en una estufa a 105°C.
- Se desmenuzan los terrones del material con un rodillo, haciéndolo rodar sobre una superficie llana. Se termina de pulverizar el material con la mano de mortero recubierta de goma hasta que se pulverice completamente.
- Se coloca la muestra pesada y pulverizada en un juego de tamices, ubicando el más grueso arriba y en orden decreciente hacia abajo, cerrando el último con la cazoleta y el superior con la tapa; se sacude vigorosamente el conjunto con un movimiento rotativo horizontal, por un tiempo no menor de 15 minutos, dejándolo caer ligeramente sobre una superficie blanda.
- Se pesa el material retenido por cada tamiz, refiriéndolo como un porcentaje del peso total. Al peso de los finos que quede en la cazoleta se le añade la diferencia de peso en el lavado del suelo.

#### 9.1.2. Límites de Atterberg

Son base para determinar la forma de trabajar el suelo y su respuesta frente a la humedad y por otra parte sirven para el diseño de bases en pavimentos flexibles. Miden

la consistencia del suelo en relación con la misma. Un suelo puede ser sólido hasta cierta cantidad de humedad; si ésta aumenta puede deformarse con poca presión; entonces se dice que está en un estado plástico. La determinación de estos estados y los límites entre ellos se da arbitrariamente, según los ensayos que se explican a continuación.

- El límite líquido es el que está entre el estado líquido de un suelo y su estado plástico. Se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje de su peso seco, bajo el cual el suelo comienza a fluir después de 25 golpes, utilizando el aparato propuesto por A. Casagrande. Para determinarlo, se pulverizan aproximadamente 100 a 150 g de material seco, con la mano del mortero cubierta con goma, sobre una superficie limpia y lisa; luego se cierne la muestra a través de un tamiz No. 40 y se descarta el material retenido en él y se mezcla con agua el suelo que pasó por el tamiz No. 40 hasta que tenga una consistencia de una pasta espesa pero no suave, la que se cubre con una manta papel y se deja reposar durante una hora como mínimo. Antes de empezar el ensayo, se mezcla nuevamente la muestra usando una espátula y se separa una cucharada del material para utilizarla en el ensayo de *límite plástico*. Se coloca material en el platillo de bronce del aparato Casagrande hasta llenarlo a 1/3 de su capacidad, usando una espátula para mezclar y extender el material, formando una masa lisa de 1 cm. de espesor. En el punto de máxima profundidad se divide la pasta en dos partes con el acanalador, haciendo un trozo firme a lo largo del diámetro que arranque del centro del soporte y formando un surco bien claro y definido. Para suelos arenosos se requiere usar el acanalador varias veces para evitar desgarrar los lados del surco; la profundidad de éste debe hacerse cada vez mayor y solamente el último trozo debe llegar al fondo del platillo. Con el aparato limpio, seco y bien calibrado, se coloca el platillo en el aparato y se gira la manivela a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes

necesarios para que el fondo del surco se cierre en una longitud de  $\frac{1}{2}$  pulgada; si las mitades de la muestra se unen a los 25 golpes, se toma una muestra de la masa y se le mide el contenido de humedad, el cual será el del límite líquido del material. Si la cantidad de golpes es menor a 25, se toma una muestra del material, se mide el contenido de humedad y se agrega más agua para repetir la prueba. Si la cantidad de golpes es mayor de 25, se obtiene la humedad del suelo y se agrega más suelo para repetir la prueba. Se plotea en papel semilogarítmico la cantidad de golpes contra el porcentaje de humedad y se interpola en caso necesario para obtener el límite líquido.

- El límite plástico de un suelo es el contenido de agua que tiene el límite inferior de su estado plástico. Se define también como el contenido de humedad que permite cilindrarlo haciendo bastoncitos de 3 mm. de diámetro sin romperse. Para realizar el ensayo que determina este límite se toma la cuchara de muestra utilizada para el ensayo de límite líquido y se deja secar hasta que alcance una consistencia que no se adhiera a la palma de la mano, pero que permita ser cilindrada sin que se rompa. En ese momento se divide la muestra en dos partes; se toma una, y con la palma de la mano se hace rodar sobre una superficie lisa y llana, con una hoja de papel no absorbente o vidrio, hasta que tenga 3 mm. de diámetro. Se repite el mismo procedimiento hasta que el cilindro se resquebraje por disminuir su humedad debido a la manipulación. Se determina en ese preciso momento su contenido de humedad. El resultado se comprueba con la otra parte de la muestra.

### 9.1.3. Proctor

Es necesario mencionar que la prueba de proctor se creó para determinar la relación entre la humedad óptima con que un suelo puede alcanzar su máxima densidad posible, es decir, su máxima compactación, ya que la escasez de agua en un suelo o la

abundancia de la misma, ocasiona que el suelo no pueda ser compactado al máximo. Un suelo debe de compactarse porque mejora su capacidad de soportar cargas, disminuye la absorción del agua y reduce la sedimentación, por lo que es necesario encontrar una relación entre el contenido apropiado de agua a usar en un volumen determinado de suelo y la máxima densidad que el suelo compactado puede alcanzar; todo esto debe realizarse en el laboratorio antes de iniciar el trabajo de campo.

En la prueba proctor se compacta una muestra del suelo en un recipiente estándar de 101.6 mm. de diámetro, por 116.6 mm de altura, con una capacidad de  $0.00094 \text{ m}^3$ . El recipiente se llena con tres capas de igual espesor, cada capa del suelo se compacta empleando una pesa de 2.5 kg, que se eleva a una distancia de 0.3048 m y se deja caer 25 veces, uniformemente, sobre cada capa del suelo. Obteniéndose una muestra que ha recibido un total de 60.579 metros kilos de energía por metro cúbico ( $\text{m} \cdot \text{kg} / \text{m}^3$ ). Calculado como sigue:  $0.3048 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ kg} \cdot 25 \text{ caídas} \cdot 3 \text{ capas} = 57.15 \text{ m} \cdot \text{kg}$ , donde  $1 \text{ m}^3$  de suelo tiene 1060 veces el volumen de la muestra usada en la prueba de proctor, entonces  $1/0.00094 \text{ m}^3$  es equivalente a  $1060/\text{m}^3$ .

Después de golpear la muestra del suelo ésta se pesa (peso húmedo) y luego se pesa otra vez después de secar el suelo en un horno (peso seco). La diferencia entre estos pesos representa el peso del agua que contenía el suelo. La densidad del suelo seco puede ahora indicarse en kilos por metro cúbico. La cantidad de agua o de humedad también puede indicarse como un porcentaje del peso seco. Ejemplo:

- Para una muestra de  $0.00094 \text{ m}^3$  de suelo.
- Peso del suelo húmedo = 2.08 kg
- Peso del suelo seco = 1.81 kg
- Pérdida de peso del agua = 0.27 kg

Luego se hace el siguiente cálculo:

- Densidad del suelo seco =  $1.81 \text{ kg} / 0.00094 \text{ m}^3 = 1.925.5 \text{ kg} / \text{m}^3$
- % de humedad =  $(0.27 \text{ kg} / 1.81 \text{ kg}) \cdot 100 = 15\%$

El procedimiento anterior se repite añadiendo al suelo distintas cantidades de agua para cada repetición, anotando los pesos del suelo, lo mismo que los porcentajes de

humedad como se hizo anteriormente. Los datos obtenidos se marcan en una gráfica, en donde en el eje de la X se anotarán los diferentes porcentajes de humedad y en el eje de las Y, la densidad en seco que corresponde a cada porcentaje de humedad. Por lo general la gráfica es ascendente y existe un punto en donde deja de serlo y empieza a descender; en ese punto el suelo alcanza su densidad proctor máxima y el porcentaje de humedad óptimo para lograr la mencionada densidad, que no es más que la mejor compactación en que se puede trabajar un determinado suelo. La prueba de laboratorio anterior fue desarrollada por R.R. Proctor, un ingeniero municipal de la ciudad de los Ángeles, California, a principios de la década de 1930. Ahora ha sido aceptada por toda la industria de construcción y es reconocida como la prueba de Proctor estándar. La tendencia a edificar estructuras de gran peso, como centrales de energía nuclear y pista para aviones de propulsión a chorro, ha aumentado la exigencia de especificaciones de compactación más rígidas; para dichas estructuras se ha desarrollado una prueba Proctor Modificada. Los principios y procedimientos para ambas pruebas son muy semejantes. Sus diferencias se enmarcan a continuación:

**Tabla VIII Diferencias entre tipos de ensayo Proctor**

ESPECIFICACIONES	PROCTOR STANDARD	PROCTOR MODIFICADO
Peso del martillo	2.5 kg	4,536 kg
Distancia del golpe	30.48 cm	45.72 cm
Número de capas de suelo	3	5
Número de golpes por capa	25	25
Volumen del cilindro prueba	0.00094	0.00094
Energía transmitida suelo	60.579 kg/m <sup>3</sup>	274,786.0 kg/m <sup>3</sup>

#### 9.1.4. Chequeo de compactación de campo

La prueba más usada en ausencia de equipos bastante costosos es el método del cono de arena, el cual consiste en excavar un hueco de 15 cm. de ancho por 15 cm de profundidad en el suelo compactado. Se pesa el suelo extraído del hueco, luego se seca completamente y se vuelve a pesar, la cantidad de agua perdida, dividida por el peso en seco da como resultado el porcentaje de humedad del suelo. Un aparato de cono y

frasco que contiene granos finos y uniformes de arena especial se coloca sobre el agujero, el cual se llena con esta arena. Debido a que el frasco posee graduación volumétrica es posible conocer el volumen del agujero perforado, ya que es igual al volumen que ocupa la arena extraída del frasco. Dividiendo el peso en seco del suelo que se extrae dentro del volumen de la arena que se requiere para llenar el agujero, se obtiene la densidad del suelo compactado en  $\text{kg/m}^3$ . La densidad obtenida se compara con la densidad máxima de una prueba Proctor, obteniéndose la densidad Proctor relativa. El método del cono de arena es reconocido y aceptado pero tiene como inconvenientes los errores humanos y que la prueba dura un par de horas y se torna impráctico realizar la prueba después de cada compactación realizada.

Para ahorrar tiempo con los avances tecnológicos y científicos, se usa con mayor frecuencia el método nuclear, el cual es un medidor de la densidad/humedad; éste opera según el principio de que los suelos densos absorben más radiación que los suelos sueltos. El medidor nuclear se coloca directamente sobre el suelo que se va a probar y se conecta para que funcione. Los rayos gamma de una fuente radioactiva penetran en el suelo y, según sea el número de vacíos de aire que exista, algunos de los rayos se reflejan y vuelven a la superficie. Estos rayos que se reflejan son registrados en el contador; luego su lectura se compara con los datos en un cuadro que indica la densidad del suelo en kilos por metro cúbico. Esta densidad se compara con la densidad máxima de una prueba Proctor y se obtiene la densidad relativa Proctor. El método nuclear ha adquirido popularidad debido a su exactitud y rapidez, ya que los resultados se obtienen en tres minutos y el suelo no se perturba como en la prueba del Cono de Arena.

La prueba Proctor de laboratorio descrita con anterioridad junto con estas dos pruebas de campo, representan la parte teórica de la compactación que debe comprenderse. Aunque los ensayos expuestos anteriormente, tienen mayor aplicación en la fase de construcción de un proyecto carretero, en el trabajo de EPS se hicieron los ensayos correspondientes al tipo de suelo predominante en la subrasante, del caserío Concepción Rabanales y del cantón El Jocotillo, en el laboratorio de suelos del Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos, para

que puedan ser útiles en la construcción del proyecto. Los resultados se adjuntan al final del presente capítulo.

## 9.2. Características técnicas del material de balasto

Se le llama balasto al material selecto que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, el cual se compone de un material bien graduado; es decir, que consta de material fino y grueso, con el objeto de protegerla y de que sirva de superficie de rodadura, el cual debe cumplir con las condiciones siguientes:

- Debe ser de calidad uniforme y exenta de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño.
- Debe tener un peso unitario suelto, no menor de 80 libras/pie<sup>3</sup>
- El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa a utilizar y en ningún caso debe ser mayor de 10 cm.
- La capa de balasto a colocarse sobre la subrasante, no debe ser menor a los 10 cm.
- La porción del balasto retenido en el tamiz No. 4 (4.75 mm), debe estar comprendida entre el 70% y el 30% en peso.
- La porción del balasto que pase el tamiz No. 40 (0.425 mm), debe tener un límite líquido no mayor de 35 y un índice de plasticidad entre 5 y 11.
- La porción de balasto que pase el tamiz No. 200 (0.075 mm), no debe de exceder del 25% en peso.

Por otra parte la colocación del balasto debe hacerse en capas no mayores a los 25 cm y compactado en 90% proctor.

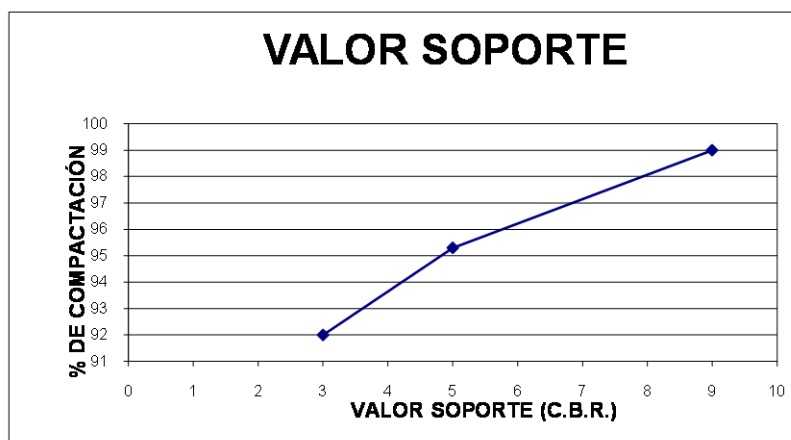
### 9.2.1. Resultados del ensayo de suelos realizado a la sub-rasante de la carretera diseñada

- Examen visual: limo arenoso, color café
- Clasificación: A-2-4

- Límite líquido: 25.7
- Límite plástico: 18
- Índice de Plasticidad: 7
- Proctor modificado: 98.5 %
- Humedad óptima: 17.90 %
- C.B.R. : 5 %

**Tabla IX Resultados ensayos de suelos**

C.B.R.	% COMPACTACIÓN
3	92.0
5	95.3
9	99.0



DENSIDAD MÁXIMA (PUS)	93 lb./P3
CBR A 95% COMPACTACIÓN	5



## 10. PRESUPUESTO

- Longitud: 3551.1 m
- Relleno: 23029.7 m<sup>3</sup>
- Corte: 25968.1 m<sup>3</sup>

### 1. Limpia chapeo y destronque

Ancho:	5.0 m
Largo:	3551.1 m
Área total:	17755.4 m <sup>2</sup>
Peones:	15.0 p
Tiempo aproximado	30.0 días
Pago/día:	35.00 Q/d
f.s:	1.50
<b>Sub total:</b>	<b><u>23625.00</u></b>

**Equipo y herramienta 1000.00**

**Total: Q 24625.00**

**2. Replanteo de topografía 3551.1 Q 2.00 Q 7102.16**

### 3. Excavación no clasificada

ENC:	25968.12 m <sup>3</sup>
Tractor D6-HXL Cat	50.00 m <sup>3</sup> /h
Precio/hora	475.00 Q/h
Gal/hora	6.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	519.4 h

<u>f.s.</u>	<u>1.15</u>
Total horas:	597.27 h
Sub total	Q 283701.71
<u>Combustible</u>	<u>Q 86006.41</u>

**Total: Q 369708.12**

**4. Conformación de la sub-rasante**

**a.**

Longitud	3551.1 m
Motoniveladora	50.00 m l/h
Precio/hora	300.00 Q/h
Gal/hora	6.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	71.0 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>

Total horas:	78.12 h
Sub total	Q 23437.13
<u>Combustible</u>	<u>Q 11249.82</u>

**Total (a): Q 34686.95**

**b.**

Longitud	3551.1 m
vibrocompactadora	12.50 m l/h
Precio/hora	220.00 Q/h
Gal/hora	3.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	284.1 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>

Total horas:	312.5 h
--------------	---------

Sub total	Q 68748.91
<u>Combustible</u>	<u>Q 22499.64</u>
<b>Total (b):</b>	<b>Q 91248.55</b>
<b>Total a y b</b>	

**Q 125248.55**

**5. Excavación de balasto en banco**

Longitud	3551.1 m
Ancho:	5.0 m
<u>Espesor:</u>	<u>0.2 m</u>
Volumen:	3551.1 m <sup>3</sup>
Tractor D6-HXL Cat	40.00 m <sup>3</sup> /h
Precio/hora	475.00 Q/h
Gal/hora	6.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	88.8 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>
Total horas:	97.65 h
Sub total	Q 46385.98
<u>Combustible</u>	<u>Q 14062.281</u>
<b>Total:</b>	

**Q 60448.26**

**6. Acarreo de balasto**

**a.**

Volumen	3551.1 m <sup>3</sup>
Cargador frontal	60.00 m <sup>3</sup> /h
Precio/hora	220.00 Q/h
Gal/hora	6.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	59.2 h

<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>
Total horas:	65.10 h
Sub total	Q 14322.69
<u>Combustible</u>	<u>Q 9374.85</u>
<b>Total (a)</b>	<b>Q 23697.54</b>

**b.**

Volumen	3551.1 m <sup>3</sup>
Distancia acarreo	8.0 km
<u>Precio acarreo</u>	<u>2.50 Q / m<sup>3</sup>-km</u>
<b>Total (b)</b>	<b>Q 71021.60</b>

**Total a y b**

**Q 94719.14**

**7. Capa de balasto**

**a.**

Longitud	3551.1 m
Moto niveladora	150.00 m l/h
Precio/hora	300.00 Q/h
Gal/hora	6.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	19.6 h

f.s. 1.10

Total horas:	21.52 h
Sub total	Q 6457.00
<u>Combustible</u>	<u>Q 3099.36</u>
<b>Total (a):</b>	<b>Q 34686.95</b>

**b.**

Longitud	3551.1 m
----------	----------

Vibrocompactadora	40.00 m l/h
Precio/hora	220.00 Q/h
Gal/hora	3.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	88.78 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>
Total horas:	97.65 h
Sub total	Q 21484.03
<u>Combustible</u>	<u>Q 7031.14</u>
<b>Total (b):</b>	<b>Q 28515.17</b>

c. Camión cisterna

Precio/hora	75.00 Q/h
Gal/hora	5.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas:	42.75 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>
Total horas:	47.03 h
Sub total	Q 3526.88
<u>Combustible</u>	<u>Q 5643.00</u>
<b>Total (c):</b>	<b>Q 9169.88</b>

**Total a, b y c**

**Q 81043.73**

**8. Cunetas**

Longitud	2935.0 m l
Motoniveladora	150.00 m l/h
Precio/hora	300.00 Q/h
Gal/hora	6.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q

Horas:	19.6 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>
Total horas:	21.52 h
Sub total	Q 6457.00
<u>Combustible</u>	<u>Q 3099.36</u>

**Total** **Q 9556.36**

**9. Empedrado de cunetas**

Longitud	1650.0 m l	Área 1980.00 m <sup>2</sup>
Volumen piedra	130.7 m <sup>3</sup>	M.O. 12.00
Volumen sabieta	65.34 m <sup>3</sup>	M.O. 12.00

**Materiales**

Piedra bola	90.0 Q/m <sup>3</sup>
Arena de río	150.00 m <sup>3</sup>
Cemento	55.00 Q/saco
f.s. piedra bola	1.2
f.s. sabieta	1.1
m <sup>3</sup> arena/m <sup>3</sup> sabieta	0.53 m <sup>3</sup>
No. de sacos/m <sup>3</sup> sabieta	8.00 sacos
Total piedra bola	Q 14113.44
Total arena de río	Q 5713.98.44
Total cemento	Q 31624.56
<u>Mano de obra</u>	<u>Q 23760.00</u>

**Total** **Q 75211.98**

**10. Alcantarillado**

No. de alcantarillas	5.0 unidades diámetro 30 "
Longitud c/u	6.0 m total 30.00 m l
<u>Precio</u>	<u>600.00 Q/m l</u>

Sub total Q 18000.00

**a. Cajas y cabezales**

Mampostería 4.00 m<sup>3</sup> c/u

Alcantarillas 5.0 unidades

Total 20.00 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>

Piedrín 0.66 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> Q 165.00

Arena 0.52 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> Q 150.00

Cemento 8 sacos/m<sup>3</sup> Q 55.00 saco

Total piedrín Q 2178.00

Arena Q 1560.00

Cemento Q 8800.00

Sub total Q 12538.00

f.s. 1.1

Sub total Q 13791.80

**b. Mano de obra**

Armado y colocado 50.00 Q/m l

Longitud 30.0 m l

f.s. 1.1

Sub total Q 1650.00

**c.**

Mano de obra mampostería 60.00 Q/m l

Longitud 30.0 m l

f.s. 1.1

Sub total Q 1980.00

**d. Excavación estructural para alcantarillas**

Longitud	6.00 m l
Ancho	2.25 m
Alto	1.3 m
Volumen	17.55 m <sup>3</sup>
Rendimiento	4.0 horas/tubo
Tubos	5.0 unidades
<u>f.s.</u>	<u>1.1</u>
Horas	22.0
Precio	200.00 Q/h
Gal/hora	3.0 gal/h
<u>Precio diesel</u>	<u>24.00 Q</u>
Sub total	Q 4400.00
<u>Combustible</u>	<u>Q 1584.00</u>
Sub total	Q 5984.00

e. Relleno estructural para alcantarillas

Volumen	103.30 m <sup>3</sup>
Retroexcavadora	10.0 m <sup>3</sup> /hora
Precio/hora	200.00 Q/h
Galones/hora	3.00 gal/h
Precio diesel	24.00 Q
Horas	10.53 h
<u>f.s.</u>	<u>1.10</u>
Total horas	11.58 h
Sub total	Q 2316.60
<u>Combustible</u>	<u>Q 833.98</u>
Sub total	Q 3150.58

**T o t a l a , b , c , d y e**

**Q 44556.58**



**11. Transporte de maquinaria**

Asfalto	3.0 km	
Terracería	8.0 km	
Distancia total	11.0 km	
Precio asfalto	17.0 Q/km	
Precio terracería	25.0 Q/km	
Máquinas	5.0 unidades	
Ida y vuelta	2.0	
Sub total asfalto	Q 510.00	
<u>Sub total terracería</u>	<u>Q 2000.00</u>	
<b>Total</b>		<b>Q 2510.00</b>
<b><u>TOTAL</u></b>		<b><u>Q 895416.64</u></b>

**Tabla X Cuadro de cantidades estimadas de trabajo, precios unitarios y costos**

No.	Reglón	Cantidad	Unidad	P.U. (Q)	Costo directo (Q)	Imprevistos 10 % (Q)	Administración 10 % (Q)	Supervisión 5 % (Q)	Total (Q)
1	Limpia chapeo y destronque	17755.4	m <sup>2</sup>	1.39	24625.00	2462.50	2462.50	1231.25	30781.25
2	Replanteo de topografía	3551.1	m l	2.00	7102.16	710.22	710.22	355.11	8877.70
3	Excavación no clasificada	25968.12	m <sup>3</sup>	14.24	36970.81	36970.81	36970.81	18485.41	462435.16
4	Conformación de la subrasante	3551.1	m l	35.46	125935.50	12593.55	12593.55	6296.78	157419.38
5	Excavación de balasto en banco	3551.1	m <sup>3</sup>	17.02	60448.26	6044.83	6044.83	3022.41	75560.32
6	Acarreo de balasto	3551.1	m <sup>3</sup>	26.67	94719.14	9471.91	9471.91	4052.19	118398.93
7	Capa de balasto	3551.1	m l	22.82	81043.73	8104.43	8104.43	4052.19	101304.67
8	Excavación de cunetas naturales	2935.00	m l	3.26	9556.36	955.64	955.64	477.82	11945.45
9	Revestimiento de cunetas	1650.0	m l	45.58	75211.98	7521.20	7521.20	3760.60	94014.98
10	Drenaje transversal	30.0	m l	1485.21	44556.38	4455.64	4455.64	2227.82	55695.47
11	Transporte de maquinaria	1.0	Global	2510.00	2510.00	251.00	251.00	125.50	3137.50
	<b>Totales</b>				<b>895416.64</b>	<b>89541.66</b>	<b>89541.66</b>	<b>40770.83</b>	
<b>COSTO TOTAL</b>									<b>1119270.80</b>

\* El costo incluye el valor de obra de mano no calificada local

\*\* El precio unitario por kilometro es de Q 315,216.51

MUNICIPALIDAD DE FRAIJANES, GUATEMALA  
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION

### CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCIERO

PROYECTO: Carretera Cantón Jocotillo - Caserío Concepci  
 UBICACIÓN: Fraijanes, Departamento de Guatemala  
 LONGITUD: 3+ 551.08 KM

No.	Actividades	MESES												%	AVANCE FINANCIERO			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	■															2.75%	Q 30,781.25
2	REPLANTEO DE TOPOGRAFIA	■	■														0.79%	Q 8,877.70
3	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	41.29%	Q 462,135.16
4	CONFORMACIÓN DE LA SUB-RASANTE			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	14.06%	Q 157,419.38
5	EXCAVACIÓN DE BALASTO EN BANCO					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	6.75%	Q 75,560.32
6	ACARREO DE BALASTO						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	10.58%	Q 118,398.93
7	CAPA DE BALASTO							■	■	■	■	■	■	■	■	■	9.05%	Q 101,304.67
8	EXCAVACIÓN DE CUNETAS NATURALES																1.07%	Q 11,945.45
9	REVESTIMIENTO DE CUNETAS																8.40%	Q 94,014.98
10	ALCANTARILLADO																4.98%	Q 55,695.47
11	TRANSPORTE DE MAQUINARIA		■														0.28%	Q 3,137.50
<b>COSTO NETO</b>												<b>100.00%</b>	<b>Q 1,119,270.80</b>					

Tiempo de Ejecución: *Doce meses exactos*



## 11. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO

### AGUACAPA

#### 11.1. Levantamiento topográfico

El estudio topográfico de este proyecto consistió en hacer un levantamiento de la sección del río y además ubicar todos los puntos, aspectos, estructuras existentes y situaciones más relevantes del campo. 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 y se hizo el trazo del eje central del puente, para proceder a realizar el estudio de la mejor alternativa del puente a diseñar.

#### 11.2. Estudio hidrológico e hidráulico

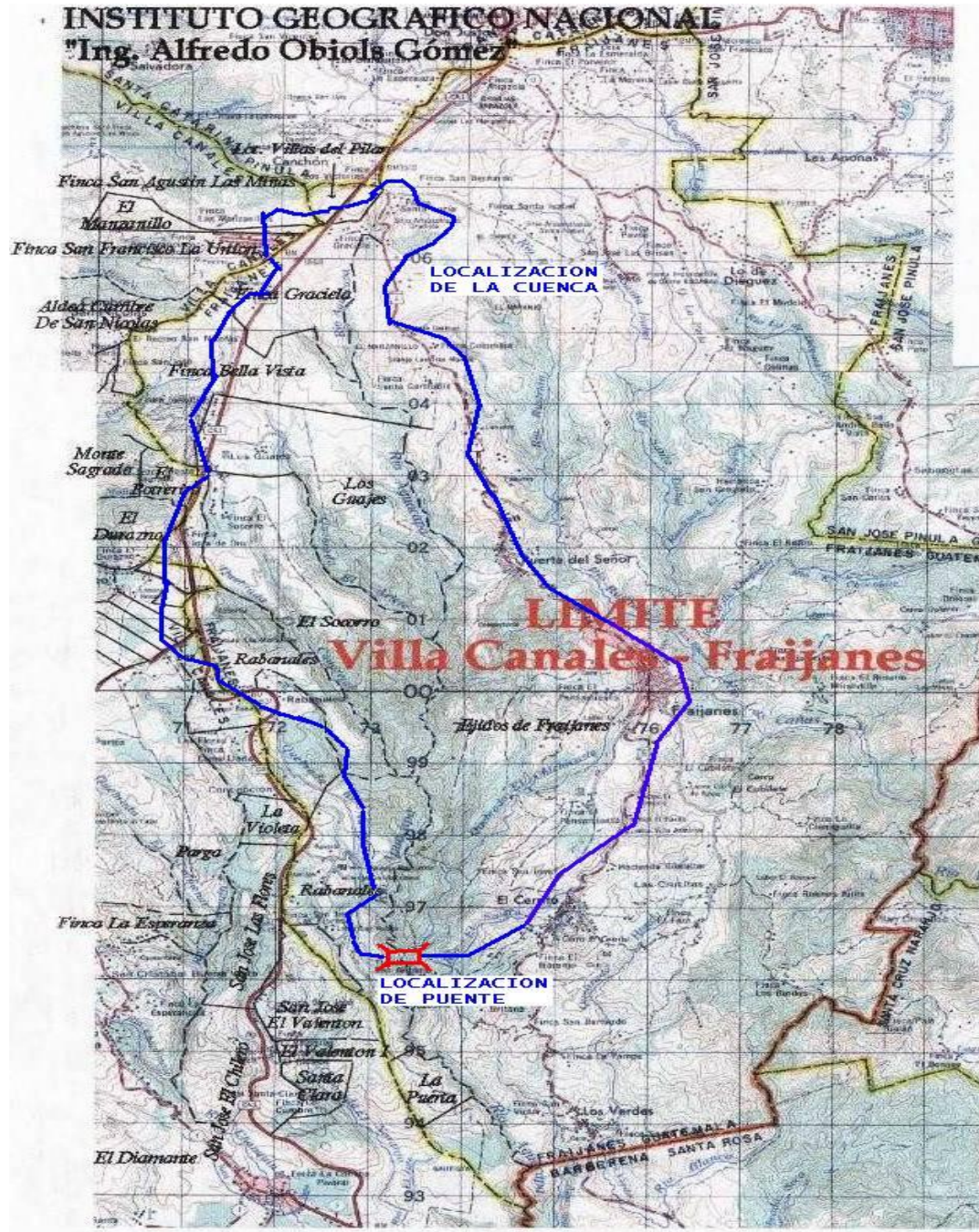
##### 11.2.1. Área tributaria

El tramo carretero donde se localiza el puente Aguacapa es el que conducirá del cantón El Jocotillo hacia el caserío Concepción Rabanales, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala. Dicho tramo atravesará en su recorrido el río Aguacapa. De acuerdo con la localización en la hoja cartográfica Nueva Santa Rosa No. 2158-IV del Instituto Geográfico Nacional –IGN–, el puente en estudio tiene las siguientes coordenadas:

**Tabla XI Localización puente**

PUENTE	COORDENADAS UTM
Aguacapa	<sup>16</sup> 96300 N
	<sup>7</sup> 73350 E

Figura 20 Localización de la Cuenca del río Aguacapa y del Puente sobre la carretera El Jocotillo-Concepción Rabanales

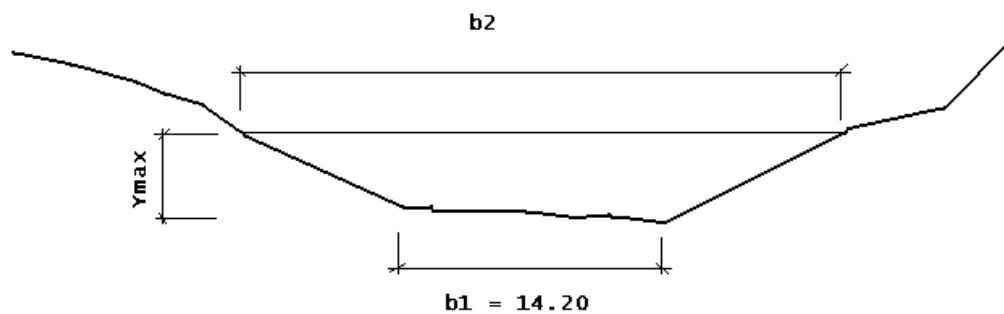


### 11.2.2. Análisis hidrológico de la cuenca

En proyectos sobre puentes, el dato más útil e indispensable en el perfil transversal del cauce, es el que corresponde al tirante normal, tirante de creciete máxima y tirante de creciete 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 creciete es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia y además se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurre cada año. La creciete máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas y otros fenómenos naturales que se distancia en muchos años, las huellas que éstas dejaron desaparecen con el tiempo; por lo cual es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas.

En este proyecto, el punto de estudio que interesa pasa sobre el río Aguacapa, y por tratarse de un cauce definido de sección más o menos trapezoidal fue posible trabajar con el nivel de crecida máxima extraordinaria.

**Figura 21 Sección cauce del río**



### 11.2.3. Cálculo del caudal máximo

Suponiendo una geometría más o menos trapezoidal de la sección del cauce, se procede a calcular el caudal que pasará para un período de retorno de 25 años:



- Caudal

Coeficiente de escurrentía,  $C = 0.36$

Área de la cuenca,  $A = 2950 \text{ Ha}$ ,  $29.5 \text{ km}^2$

Intensidad de lluvia,  $I = 43 \text{ mm/h}$

$$Q = \frac{CIA}{360} = 126.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del tirante máximo

El área en función del tirante máximo  $Y_{\text{max}}$  es:

$$14.20 Y_{\text{max}} + 1.21 Y_{\text{max}}^2 = \frac{Q * n}{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}$$

Se utiliza la ecuación de continuidad  $Q = V * A$  de donde  $A = Q/V$ , y la fórmula de Manning para la velocidad  $V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$ , se obtiene una ecuación en función únicamente del tirante máximo  $Y_{\text{max}}$ , a partir de la ecuación de continuidad. Teniendo que el radio hidráulico  $R = \text{Área}/\text{Perímetro mojado}$ ; pero para condiciones máximas de eficiencia, se tiene que el radio hidráulico es  $R = Y_{\text{max}}/2$ , de donde:

$$14.20 Y_{\text{max}} + 1.21 Y_{\text{max}}^2 = \frac{Q * n}{R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}$$

medidos desde el punto más bajo del lecho del río, y de acuerdo con esto, la rasante del puente se colocará a una distancia de 6.5 m, medidos desde el punto más bajo del lecho del río, para salvar la superestructura de la crecida máxima extraordinaria, y tomando en cuenta la topografía del terreno la longitud total del puente deberá ser de 25.00 m.

### 11.3. Descripción general de la alternativa propuesta

De acuerdo con el estudio topográfico, se diseñará un puente vehicular de dos vías, de 25.00 m de largo y ancho de rodadura de 3.60 m, compuesto de losa, vigas simplemente apoyadas para soportar una carga AASHTO HS-20, además de aceras y pasamanos para protección de los peatones. Se diseñará para ser construido de concreto reforzado fundido in situ, pues el acceso al lugar donde se construirá el puente vehicular, no permite el paso de vehículos demasiado grandes, los cuales puedan llevar elementos

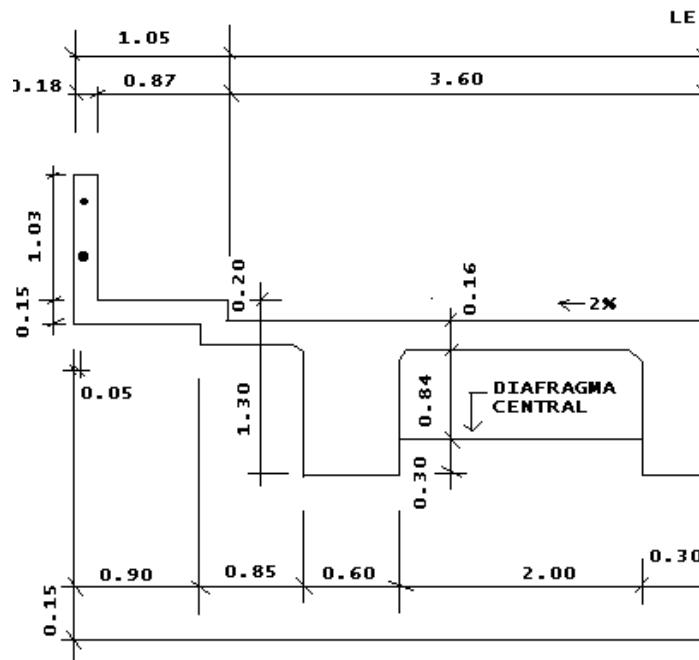


metálicos o de concreto prefabricado. El diseño de todos los elementos estructurales se basa en las disposiciones de las normas AASHTO y del ACI.

11.4. Datos y especificaciones de diseño

- Luz libre = 25.00 m
- Ancho útil = 7.20 m
- Esfuerzo máximo del concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo máximo del acero  $Fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión admisible en concreto =  $fc = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión admisible del acero =  $fs = 1400 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico concreto ciclópeo =  $W_{cc} = 2700 \text{ kg/m}^3$
- Peso volumétrico concreto armado =  $W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Capacidad soporte del suelo =  $V_s = 25,000 \text{ kg/m}^2$

Figura 22 Sección transversal de superestructura



### 11.5. Diseño de superestructura

La superestructura de un puente se define como el conjunto de elementos estructurales diseñados para soportar directamente las cargas que se aplican al mismo. Además de lo anterior, la super-estructura de un puente es la unidad que cubre la luz que transporta vehículos, camiones, buses, personas, etc. de un punto a otro. Se compone de los siguientes elementos: losa, voladizo, mordiente, diafragmas, barandal, y vigas principales. Estos elementos se diseñan para soportar carga viva, muerta, de impacto y de frenado. La integración de estas cargas da como resultado el diseño eficiente de cada uno de los elementos antes mencionados, está diseñada para el paso de camiones de doble eje cargados (AASHTO HS20-44), en ambas vías; además de esto, también existen aceras, una a cada lado, para el paso peatonal.

#### 11.5.1. Consideraciones generales

- Carga de diseño: la carga de diseño seleccionada para puentes depende primordialmente de la importancia, de la proyección económica y social que tendrá la carretera, así como del tipo de transporte que tendrá acceso a la estructura. La carga seleccionada para este proyecto fue la tipo AASHTO HS 20-44.
- Dimensionamiento de la superestructura: consiste en la determinación del ancho de rodadura y de la sección de vigas. Para puentes, el ancho usual de vía es de 12 pies (3.60m)
- Para la superestructura se debe 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 debe 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 las futuras socavaciones.
- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.
- Pre dimensionamiento de viga:  
Luz entre apoyos  $L = 25.00 \text{ m}$   
Peralte: para no realizar revisión por deflexión,  
 $L/16 = 1.60 \text{ m}$   
 $\text{Base} \leq H/3.5 = 0.50 \text{ m}.$

#### 11.5.2. Análisis y diseño de losa

La losa del puente se diseñará con base en las normas AASHTO correspondientes; para esto es necesario determinar cómo trabaja la losa. En el presente caso trabajará en un solo sentido, y por lo tanto, el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

- Espesor de losa: va desde 15 cm (mínimo), hasta 25 cm (máximo) según AASHTO.

$$t = \frac{1.2(L + 3.05)}{30}$$

$t$  = espesor de la losa

$L$  = distancia entre vigas 2.0 m

Se adopta un espesor  $t = 0.20 \text{ m}$

##### 11.5.2.1. Cálculo de momentos

Dada la sección del puente vehicular sobre el río Aguacapa, se procede de la siguiente forma:

- Momento carga viva (AASHTO 3.24.3.1)

$$M_{cv} = 0.80 * \left( \frac{S + 2}{32} \right) * P_{\text{camión}}$$

$M_{cv}$  = momento por carga viva lb-pie

$S$  = distancia entre vigas 2.0 m (6.6')

$P$  = carga del camión 16000.0 lb (eje más pesado)

$$M_{cv} = 0.80 * \left( \frac{6.6 + 2}{32} \right) * 16000 = 3440.0 \text{ lb} - \text{pie}$$

$M_{cv} = 475.6 \text{ kg} - \text{m}$

- Momento por carga muerta

- Para la losa entre vigas

$M_{cm}$  = momento de carga muerta

$L$  = luz de losa entre vigas 2.0 m (6.6')

$W_{\text{cm losa}} = 2400 * 0.20 * 1 = 480.0 \text{ kg/m}$

$W_{\text{cm carpeta}} = 113.0 \text{ kg/m}$

$W_{\text{total}} = 593.0 \text{ kg/m}$

$$M_{cm} = \frac{W * L^2}{10} = \frac{593.3 * 2.0^2}{10} = 237.3 \text{ kg} - \text{m}$$

- Para la losa en voladizo

$M_{cm}$  = momento de carga muerta

$S$  = luz voladizo 1.05 m

$W_{\text{cm losa}} = 2400 * 0.20 * 1 = 480.0 \text{ kg/m}$

$W_{\text{cm postes}} = 10.8 \text{ kg/m}$

$W_{\text{cm pasamanos}} = 70.2 \text{ kg/m}$

$W_{\text{cm carpeta}} = 113.0 \text{ kg/m}$

$W_{\text{total}} = 674.0 \text{ kg/m}$

$$M_{cm} = \frac{W * L^2}{2} = \frac{674.0 * 1.05^2}{2} = 371.5 \text{ kg} - \text{m}$$

De estos valores se toma el más crítico (371.5 kg-m)

- Momento por impacto:

Son cargas dinámicas producidas por el paso de camiones en el puente, por esta razón se deben de considerar cargas adicionales (impacto), estas se calculan como una fracción de la carga viva (incremento), AASHTO 1.2.12 recomienda utilizar un valor menor o igual al 30 %, de donde:

$$I = \frac{15}{L+38} = \frac{15}{25+38} = 0.24 < 0.3, \text{ usar } I = 1.24$$

• Momento total

$$M_u = 1.3 * \left( M_{cm} + \frac{5}{3} * M_{cv} * \text{impacto} \right)$$

$$M_u = 1.3(371.5 + \frac{5}{3}(475.6 * 1.24)) = 1760.7 \text{ kg} - \text{m}$$

#### 11.5.2.2. Cálculo del refuerzo

Para calcular el refuerzo que debe llevar la losa, se usarán los datos y fórmulas siguientes:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi} * F'y * \left( d - \frac{a}{2} \right).$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{(\beta_1 * f'_c * b)}$$

$$A_s = \left[ db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'_c}} \right] * \frac{0.85 f'_c}{F_y}$$

$$F'y = 2810.0 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$M_u = 1760.7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi = 0.90$$

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

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \phi, (\text{varilla No. 5} = 1.59 \text{ cm}), d = 16.4 \text{ cm}$$

$$\rho_{bal} = \beta_1 \left( \frac{0.003}{\frac{F_y}{\text{acero}}} + 0.003 \right) * \frac{f'_c}{F_y} = 0.037$$

$$E_{acero} = 2.1 \text{ E} + 06 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_{bal}$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{2810} * b * d = 8.22 \text{ cm}^2$$

#### 11.5.2.3. Refuerzo transversal cam a inferior

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 8.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 31.3 \text{ cm}^2$$

Como el  $A_s < A_{s_{min}}$  ( $4.33 < 8.22$ ) usar acero mínimo ( $8.22 \text{ cm}^2$ ), el espaciamiento se calcula de la siguiente manera (considerando varilla No. 5, área =  $1.98 \text{ cm}^2$ )

$$\frac{8.22 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} \quad 100 \text{ cm}$$

$$S = 23.3$$

**por lo que el armado queda No. 5 @ 0.20 m perpendicular al tráfico.**

#### 11.5.2.4. Refuerzo transversal cam a superior

Se calcula solamente por temperatura, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_{s_{tem}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 20 = 4.0 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento se calcula de la siguiente manera (considerando varilla No. 4, área =  $1.27 \text{ cm}^2$ )

$$\frac{4.0 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} \quad 100 \text{ cm}$$

$$S = 31.8$$

**por lo que el armado queda No. 4 @ 0.30 m perpendicular al tráfico.**

#### 11.5.2.5. Refuerzo longitudinal cam a superior e inferior

La ASHTO 3.24.10.2 recomienda que debe ser el 67 % como máximo del refuerzo transversal, de donde  $A_s = 0.67 * 4.33 = 2.9 \text{ cm}^2$ , el espaciamiento se calcula de la siguiente manera (considerando varilla No. 4, área =  $1.27 \text{ cm}^2$ )

$$2.9 \text{ cm}^2 \quad 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \quad S = 43.8$$

por lo que el armado queda No. 4 @ 0.30 m longitudinal.

### 11.5.3. Diseño de barandal (pasamanos y postes)

Los postes serán de concreto y el pasamanos tubería de acero, de acuerdo a AASHTO 2.7.1.

#### 11.5.3.1. Pasamanos

Los pasamanos de puentes están formados por unidades longitudinales que funcionan para la protección de los peatones, se diseñarán como vigas continuas, con la carga mayor 446.5 kg/m (300.0 lb/pie), se utilizarán tubos de Ø 2“estándar (AISC 89) contándose con la siguiente información:

Distancia entre postes  $L = 1.96 \text{ m}$  (6.4 pies)

$D_{\text{exterior}} = 2.4 \text{ pul}$

$D_{\text{interior}} = 2.1 \text{ pul}$

Inercia del tubo  $I = 0.665 \text{ pul}^4$

$$C = \frac{D_{\text{ext}}}{2}$$

- Momento del tubo se calcula de la siguiente manera:

$$M_{\text{tub}} = S * f = 0.56 * 20000 = 933.3 \text{ lb-pie}$$

- Momento actuante entre cada tramo se calcula de la siguiente manera:

$$M_{\text{cm}} = \frac{W * L^2}{10}$$

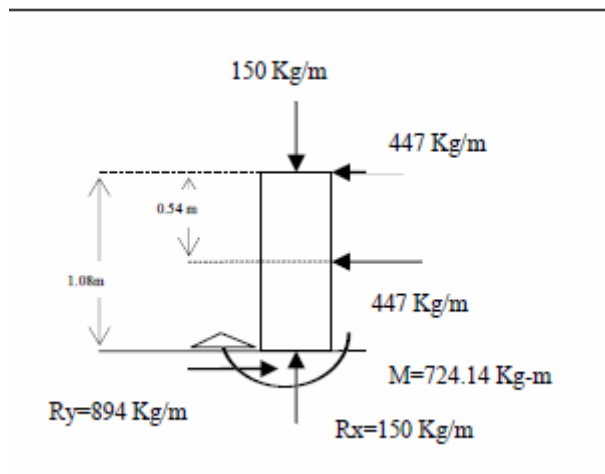
$M_{\text{cm}} = 726.2 \text{ lb-pie}$ , como  $M_{\text{tub}} > M_{\text{cm}}$ , usar tubo de Ø 2“estándar (AISC 89).

#### 11.5.3.2. Postes

La altura promedio que deben poseer los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas (1.07 m) colocados @ 1.96 m con una sección de 0.20\*0.20 m. Además de la carga del camión estandarizado, la AASHTO recomienda para el diseño de los postes

una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie, que son producto de los peatones que circulan por la acera. Se seguirá el procedimiento del ACI para su diseño a flexo compresión (carga axial más un momento), calculando primero su esbeltez, luego se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión solamente para determinar el punto 1 seguidamente se calcula únicamente para la acción del momento de flexión que será el punto 2, el punto 3 se obtiene del diagrama de falla balanceada al analizar el compartimiento combinado de los materiales.

**Figura 23 Diagrama de cargas en el poste**



- Cálculo de carga y momento último

$$W_{CM} = 1.3 * 2400 * 0.20 * 0.20 * 1.07 = 133.54 = 294.40 \text{ lb}$$

$$W_{tubo} = 1.3 * 3.65 * 6.43 * 2 = 61.02 \text{ lb}$$

$$W_{CV 100 \text{ lb-pie}} = 100 * 0.4921 = 49.21$$

$$W_{CV 300 \text{ lb-pie}} = 300 * 3.50 = 1050.0 \text{ lb}$$

$$P_t = 294.40 + 61.02 + 49.21 = 183.54 \text{ kg}$$

$$M_{t1} = 1050 * 1.5 - 227.72 * 0.246 - 1500 * 1.50 = 8381.02 \text{ lb-pie (1158.72 kg-m)}$$

$$M_{t2} = 1150.97 \text{ kg-m}$$

- Diseño a flexión

Datos:



$$M_u = 1158.72 \text{ kg-m}$$

$d = t - \text{recubrimiento (según AASHTO mínimo 2.5 cm)}$

$$d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm} = 6.89 \text{ pulg.}$$

$a = \text{diámetro de hierro propuesto (1/2" = 1.27 cm)}$

$b = \text{franja unitaria } 20 \text{ cm} = 7.87 \text{ pulg.}$

$$A_s = 2.71 \text{ cm}^2 = 0.42 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0050 * 7.87 * 6.89 = 0.27 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.0186 * 7.87 * 6.89 = 1.01 \text{ pulg}^2$$

$A_{s_{\text{min}}} < A_s < A_{s_{\text{máx}}}$ , **por lo que el armado queda 2 No. 4 + 1 No.3 como refuerzo a tensión y 2 No. 4 en el área a compresión.**

- Diseño a flexo compresión

Se debe de chequear la esbeltez para proceder al diseño.

$$Esb = K * \frac{L}{r} = 30$$

$K = 2$  (condición de apoyo libre en un extremo)

$L = 3.5 \text{ pie}$

$$r = 0.30 * h = 0.30 * 0.65 = 0.20 \text{ pie}$$

debido a que no chequea la esbeltez de la columna se deberá de encontrar magnificadores, con  $\delta = 1.07$ , magnificando tenemos:

$$M_u = 1.07 * 1150.97 = 1231.54 \text{ kg-m}$$

Datos:

$b = 20 \text{ cm.}$

$h = 20 \text{ cm.}$

$d = 17.5 \text{ cm.}$

$d' = 2.50 \text{ cm.}$

$M_u = 1,231.54 \text{ kg-m}$

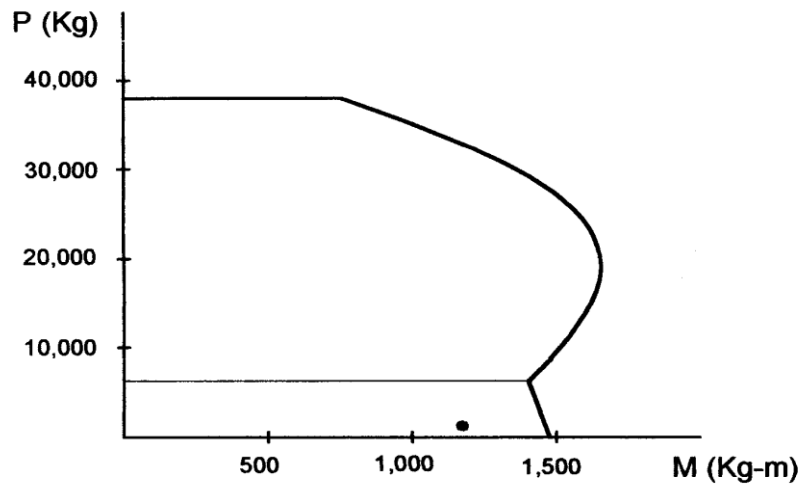
$P_u = 125.97 \text{ kg.}$

$$A_{s_{\text{tensión}}} = 2.95 \text{ cm}^2 = 0.45 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_{\text{comp.}}} = 2.53 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No. 4}$$

el área de acero encontrado en el diseño a flexo compresión, es menor al área de acero propuesto en el diseño a flexión ( $0.45 \text{ pulg}^2 < 0.50 \text{ pulg}^2$ ) por lo tanto utilizaremos  $0.45 \text{ pulg}^2$ .

Figura 24 Diagrama de interacción a flexo compresión para postes



- Diseño a corte para el poste

$$V_u = 1500 + 1500 + 300 * 3.28 = 3984 \text{ lb} = 1807.11 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

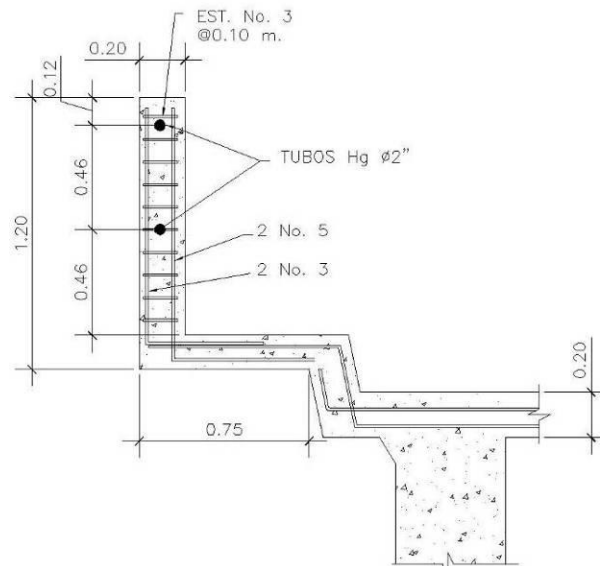
$$V_r = 0.85 * 0.53 * 210 * 20 * 17.5 = 2284.93 \text{ kg}$$

$V_u < V_r$ , por lo tanto utilizaremos área de acero mínimo por corte para fijar el refuerzo longitudinal, y de acuerdo a la AASHTO tenemos la siguiente expresión:

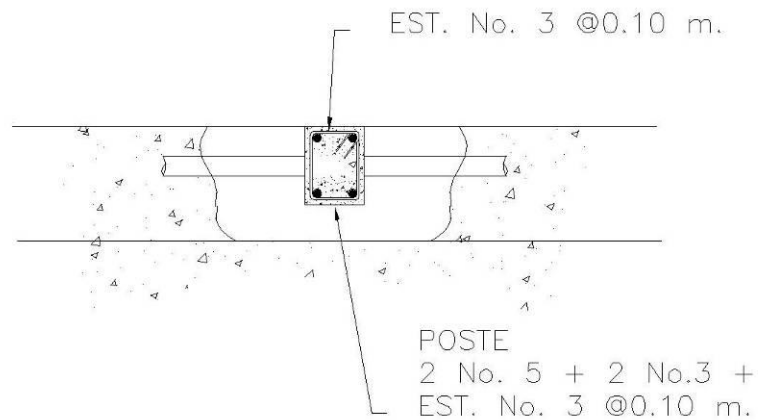
$$A_{s_{\text{corte}}} = \frac{3.5 * b * S}{2 * F_y}$$

S = espaciamiento entre estribos (según AASHTO no debe exceder de  $d/2$  donde  $d$  = lado menor del miembro),  $A_s = 0.12 \text{ cm}^2$  por lo que el armado final del poste queda: 4 No. 4 + 1 No. 3 + estribo No. 2 @ 10 cm.

**Figura 24 Armado del poste**



**Figura 26 Planta armado poste**



#### 11.5.4. Diseño de diafragmas

La especificación AASHTO (8.12.1) indica que: serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección. Los diafragmas pueden ser omitidos cuando pruebas o análisis estructurales muestren la adecuada resistencia. La especificación 8.12.2 dice: “en construcción, un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19 m)”. El

ancho del diafragma será 30 cm para cualquier caso, pues se considera que dicho ancho es el mínimo recomendable por facilidad de construcción. Según AASHO 1.7.5 (B), el recubrimiento mínimo debe ser de 2".

#### 11.5.4.1. Dimensionamiento

Debido a que la luz entre apoyos es mayor a 40 pies, se consideran tres diafragmas, dos externos y un intermedio. La propuesta de la altura de cada uno de los diafragmas, se hará con las fórmulas establecidas por AASHTO, de la siguiente forma:

- Diafragma central

$$H = 0.75 \text{ (peralte viga de carga)} = 0.75 * 1.60 = 1.2 \text{ m}$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

- Diafragma externo

$$H = 0.50 \text{ (peralte viga de carga)} = 0.50 * 1.60 = 0.80 \text{ m}$$

#### 11.5.4.2. Cálculo de refuerzo

AASHTO establece el refuerzo que debe colocarse a los diafragmas, el cual será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección. Utilizando la fórmula dada por ACI para refuerzo mínimo.

- Diafragma central:

El peso de los diafragmas interiores actúa como una carga concentrada sobre las vigas.

$$H = 1.2 \text{ m}$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

$$P' = 1/3 P$$

$$P = \gamma * b * h * l = 907.2 \text{ kg (2000.03 lb)}$$

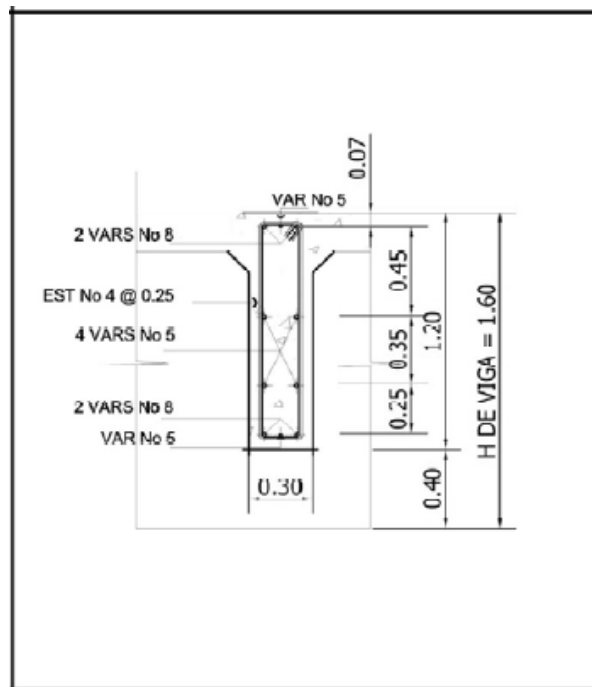
$$P' = \frac{1}{3} * 907.2 \text{ kg} = 299.8 \text{ kg (666.7 lb)}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * b * d = 11.58 \text{ cm}^2$$

Refuerzo: 2 varillas grado 40 No. 8 + 1 varilla No. 5 colocadas arriba y abajo.

El As del refuerzo superior del diafragma se toma el 25% del As principal entonces tendríamos: 4 varillas No. 5 + Est. No. 4 @ 0.25 m

**Figura 27 Armado diafragma interior**



• Diafragma externo:

El peso de los diafragmas exteriores se asume que se transmite directamente a los apoyos de las vigas, no teniendo ninguna influencia sobre las vigas posteriormente.

$$H = 0.80 \text{ m}$$

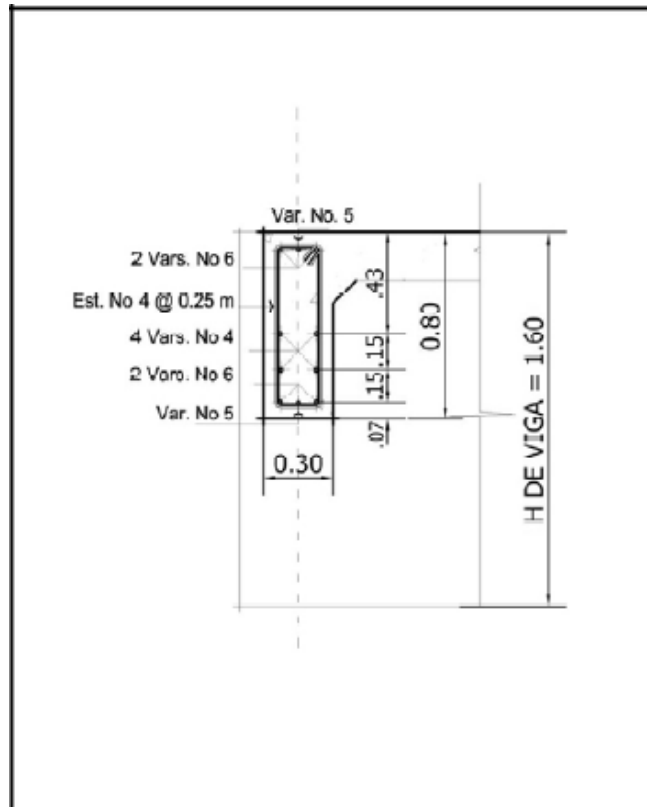
$$B = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * b * d = 7.55 \text{ cm}^2$$

El refuerzo queda: 2 varillas grado 40 No. 6 + 1 varilla No. 5 colocadas arriba y abajo.

El As del refuerzo superior del diafragma se toma el 25% del As principal entonces queda: 4 varillas No. 4 + Est. No. 4 @ 0.25 m

Figura 28 Armado diafragma externo



#### 11.5.5. Análisis y diseño de viga

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que soportan toda la carga de ésta, tanto carga muerta, viva o de impacto y fuerza de frenado, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Las vigas de concreto para superestructuras de puentes pueden ser vigas reforzadas (para luces cortas), y vigas pre esforzadas (para luces relativamente largas); según el ancho de rodadura que tenga un puente, así es la cantidad de vigas, y para este caso serán dos externas y una interna. Para cada una de estas vigas, se integran las cargas correspondientes y se diseñan con sus condiciones especiales ((B.1) Carga Muerta, según AASHO 1.3.1 (B.2.a) para el análisis de las vigas de la superestructura hay dos casos posibles y en base a esta especificación, en el diseño se tomara el siguiente criterio: las tres vigas soportan igual carga muerta, siempre que se emplee una junta de

construcción entre el mordiente y la losa y que se fundan tanto el mordiente como la acera y el barandal, después de permitir la libre deflexión de las vigas y losa doblemente curadas). Datos:

$$L = 25.0 \text{ m} \sim 82.02 \text{ pies}$$

$$B = 0.50 \text{ m} \sim 1.64 \text{ pies}$$

$$Hs-20 = 2 \text{ ejes traseros } 16000 \text{ lb} + 1 \text{ eje delantero } 4000 \text{ lb}$$

$$\text{Distancia entre ejes } 4.27 \text{ m} \sim 14 \text{ pies}$$

Factor de distribución:

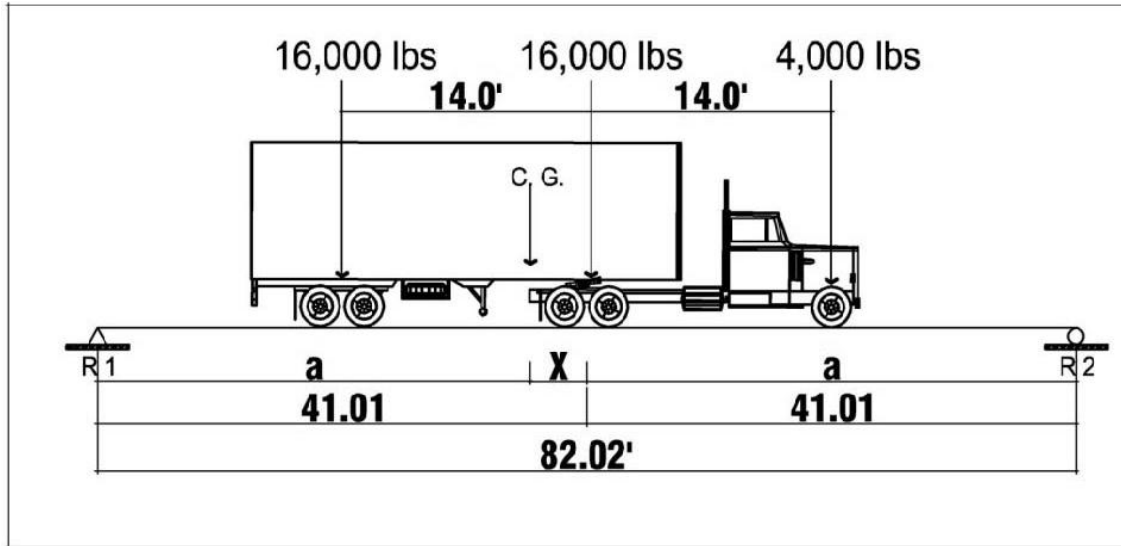
$$\text{Puente 2 vías} = S/6.0, \text{ donde: } S = \text{espaciamiento de vigas en pies} = 2.0 \text{ m (6.6')}$$

$F_d = 1.1$  este factor de distribución de carga, será aplicado en el momento máximo final por carga viva.

#### 11.5.5.1.Cálculo de momentos

- Momento por carga viva: para el cálculo de momento de la carga viva en puentes, es necesario comparar dos situaciones distintas de carga a lo largo de la luz de un puente. La primera situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico se da cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad al otro apoyo. La segunda situación se da teniendo una fila de camiones (figura AASHTO 3.7.6 A), que resulta como una carga uniformemente distribuida, con lo cual se calcula el momento correspondiente de esta carga.

Figura 29 Diagrama de cuerpo libre carga viva



Haciendo sumatoria de momentos en el centro de gravedad del camión, nos queda la siguiente expresión:

$$\Sigma M_{C.G.} = 0$$

$$16(14 - X) = 4(14 + X) + 16X \rightarrow X = 9.33 \text{ pies (2.83 m)}$$

Donde X es igual a la distancia desde el CG hasta el eje intermedio.

$$2a + X = 82.02 \longrightarrow a = 38.7 \text{ pies (11.8 m)}$$

Encontrando las reacciones:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$82.02 * R_A = 38.7 * (2 * 16000 + 4000)$$

$$R_A = 16975.87 \text{ lb (7700.2 kg)}$$

$$R_B = 19024.1 \text{ lb (8629.2 kg)}$$

Calculando el momento máximo:

$$M_{max} = 16975.87 (4.66 + 38.67) - (4000 * 14) = 679799.34 \text{ lb-pie (93985.6 kg-m)}$$

• Carga impacto:

$$I = \frac{50}{82.02 + 125} = 0.24 < 0.3$$

$$M_{cv} = 679799.34 * 1.24 = 843985.4 \text{ lb-pie (116685.2 kg-m)}$$



- Carga muerta: cada viga soportará carga proporcionalmente a su ubicación geométrica, así la viga exterior soportará la carga de voladizo, losa y peso propio y la viga interior soportará la carga de losa y peso propio.

$$P = \gamma * b * a * l = 2000.0 \text{ lb (907.2 kg)}$$

$$P' = 1.4(2000.0) = 2800.0 \text{ lb (1270.1 kg)}$$

$$W_{\text{total}} = 1.4 (W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}) = 2479.0 \text{ lb (1124.5 kg)}$$

$$M_{\text{cm}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{2479.0 * L^2}{8} = 2199.5 \text{ kips - pie}$$

$$M_u = 1.3(2199.52 + \frac{5}{3} * 844.0) = 4688.0 \text{ kips - pie}$$

#### 11.5.5.2. Cálculo de refuerzo

Aplicando las fórmulas y procedimientos utilizados en el cálculo del refuerzo de la losa, se tiene:

$$A_s = \left[ db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85f'c}{F_y}$$

$$M_u = 648139.2 \text{ kg-m (4688.0 kip-pie)}$$

$$H = 1.60 \text{ m}$$

$$B = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 1.55 \text{ m}$$

$$F_y = 4220.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 139.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 26.85 \text{ cm}^2$$

**Por lo que el refuerzo queda 28 varillas No. 8 G 40**

### 11.5.5.3. Diseño a corte

Para el cálculo del refuerzo por corte, es necesario calcular el corte total actuante en la viga, compuesta por el cortante debido a peso muerto, sobrecarga e impacto.

- Corte debido a carga viva: el corte es máximo cuando el eje trasero de la carrocería del camión se encuentra en el apoyo de la viga. Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo B.

$$R_a = V_{cv}$$

$$82.02 R_a = 16000(82.02) + 16(82.02 - 14) + 4(82.02 - 28) = 31903.5 \text{ lb}$$

$$R_a * F_d = 31903.5 * 1.1 = 35093.9 \text{ lb (15918.3 kg)}$$

$$V_{cv} + I = 31903.5 * 1.24 = 39560.3 \text{ lb (17944.3 kg)}$$

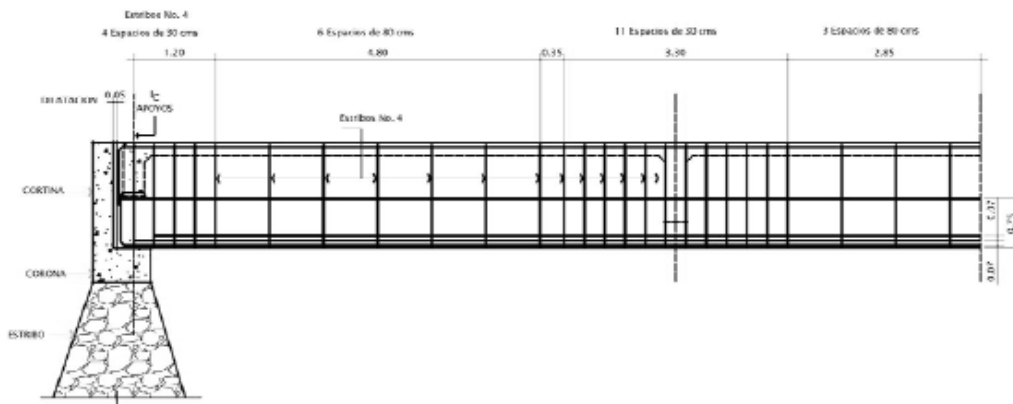
$$V_{cv} = \frac{W_{total} * L_t}{2} + \frac{P'}{2} = 103066.1 \text{ lb (46750.0 kg)}$$

$$V_u = 1.3 \left( V_{cm} + \frac{5}{3} C_{cv} + I \right) = 111152.9 \text{ lb (50418.1 kg)}$$

$$V_{concreto} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d = 132910.4 \text{ lb (60287.1 kg)}$$

por lo que el refuerzo queda Estribos No. 4 G 60

Figura 29 Armado viga principal



#### 11.6. Diseño Subestructura

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir la carga proveniente de la superestructura, hacia el terreno donde se edifica la obra. La subestructura está constituida por estribos y pilas. Estribos son los apoyos extremos de la superestructura, que además de transmitir las cargas al suelo también contiene el relleno estructural o terraplén de la carretera.

El tipo y material de la subestructura que se va a utilizar en un puente dependerá de varios factores: vida útil, longitud del claro, condición de los estratos de apoyo, condición del cause del río, economía, etc. Los estribos y pilas para puentes podrán ser de piedra, concreto masivo, concreto armado acero y también de madera. La decisión de utilizar una subestructura de madera para puentes de este mismo material estará determinada, inicialmente, por la longitud de los tramos del puente, ya que no se recomienda el uso de subestructuras de madera para luces mayores a 10 m, debido al peso de superestructuras y a las cargas del tráfico de vehículos.

##### 11.6.1. Diseño de la cortina

Se diseña a flexión y a corte, sirve para detener el relleno en el sentido longitudinal, se considera empotrada a la viga de apoyo, no deberá ser menor de 0.30 m de espesor. Para las dimensiones de la cortina se consideró el tamaño de la viga principal, pendiente y espesor de apoyo de la superestructura. Según AASHTO 3.20, se deberá considerar una sobre carga del suelo del equivalente líquido de  $2^{\circ}=0.61$  metros con una presión de  $480 \text{ kg/m}^3$ .

Espesor = 0.30 m

H = de la viga principal = 1.6 m

Datos:

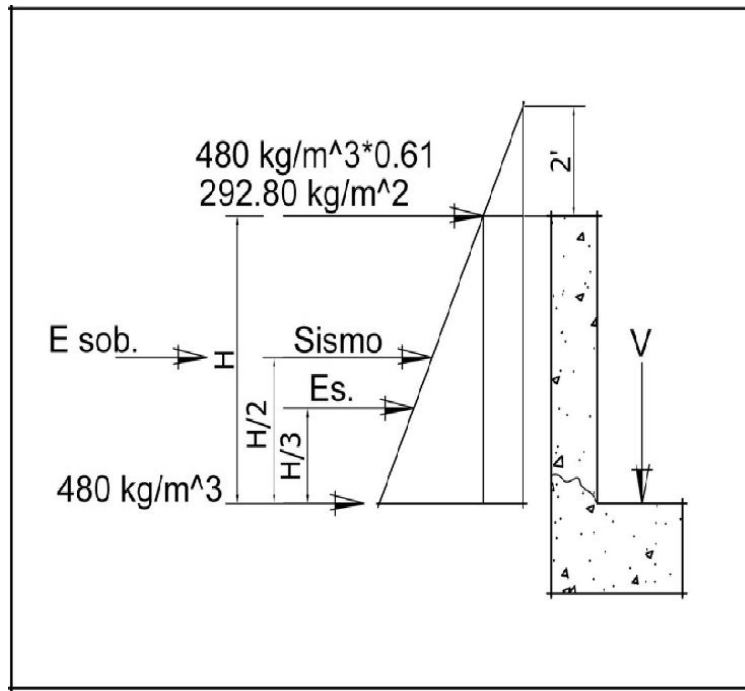
Base: 0.30 m

Altura H: 1.60 m

Franja unitaria: 1.00 m

Ancho de puente: 7.2 m

Figura 30 Diagrama de presiones



- Cálculo de presiones

$P_{sob}$ : presión de sobrecarga a 2'

$$P_{sob} = 480 * 0.61 = 292.60 \text{ kg/m}^2$$

$P_{se}$ : presión del suelo equivalente

$$P_{se} = 480 * 1.60 = 768.0 \text{ kg/m}^2$$

- Calculo de fuerzas

- Empuje de sobrecarga

$$E_{sob} = 292.60 * 1.60 = 468.17 \text{ kg/m}$$

- Empuje de suelo equivalente

$$E_{se} = 768 * 1.60 / 2 = 614.4 \text{ kg/m}$$

- Sismo

$$S = 0.12 W$$

$$W = W_{cortina} + W_{corona} = 1152 + 1020 = 2172 \text{ kg/m}$$

$$S = 0.12 * W = 260.64 \text{ kg/m}$$

- Fuerza Longitudinal

$$Fl = \frac{0.05 * P}{2 * H_{cor}} = 113.4 \text{ kg/m}$$

Por ser dos lados  $Fl = 2 * 113.39 = 226.79 \text{ kg/m}$

Actuando a  $6' = 1.82 \text{ m}$

El brazo queda:  $1.82 + 1.6 = 3.42 \text{ m}$

- Cálculo de los momentos

$$ME_{sob} = \frac{468.2 * 1.6}{2} = 375.5 \text{ kg - m}$$

$$ME_{se} = \frac{614.4 * 1.6}{2} = 327.7 \text{ kg - m}$$

$$MS = \frac{260.4 * 1.6}{2} = 208.5 \text{ kg - m}$$

$$ML_f = 226.8 * 3.42 = 776.1 \text{ kg - m}$$

- Chequeo combinación de cargas

Grupo III =  $M = 1.3 (E + Lf)$ ,  $M = 1.3 (374.5 + 327.7 + 776.1) = 1921.8 \text{ kg - m}$

Grupo VII =  $M = 1.3 (E + S)$ ,  $M = 1.3 (374.5 + 327.7 + 208.51) = 1183.9 \text{ kg - m}$

se toma el mayor de los dos grupos, de acuerdo a los resultados en este caso, se tiene que es el grupo III

- Cálculo del refuerzo

$$As = \left[ db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85f'c}{Fy}$$

$M_u = 1921.80 \text{ kg - m}$

Base:  $0.30 \text{ m}$

Altura H:  $1.60 \text{ m}$

Franja Unitaria:  $1.00 \text{ m}$

$$As = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 15.31 \text{ cm}^2$$

**Por lo que el armado queda 8 varillas No. 5**

- Chequeo por corte

Grupo III =  $V = 1.3 (E + Lf)$ ,  $V = 1.3 (1082.6 + 226.8) = 1702.2 \text{ kg}$

$$\text{Grupo VII} = V = 1.3 (E + S), V = 1.3 (1082.6 + 260.6) = 1343.2 \text{ kg-m}$$

se toma el mayor de los dos grupos, de acuerdo a los resultados en este caso, se tiene que es el grupo III

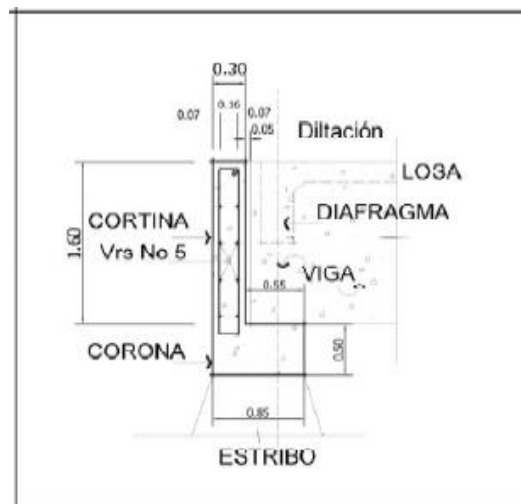
- Cálculo del refuerzo corte

$$V_{ult} = 1702.2 \text{ kg}$$

$$V_{conc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d = 36248.4 \text{ kg}$$

Se colocarán estribos No. 4 G 40

Figura 31 Armado cortina



#### 11.6.2. Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo se chequea por aplastamiento, debido a que está apoyada en toda su longitud, se refuerza con acero mínimo por no soportar flexión. El refuerzo transversal lo constituyen los estribos.

- Cálculo del refuerzo

Datos:

Base: 0.85 m

H: 0.50 m

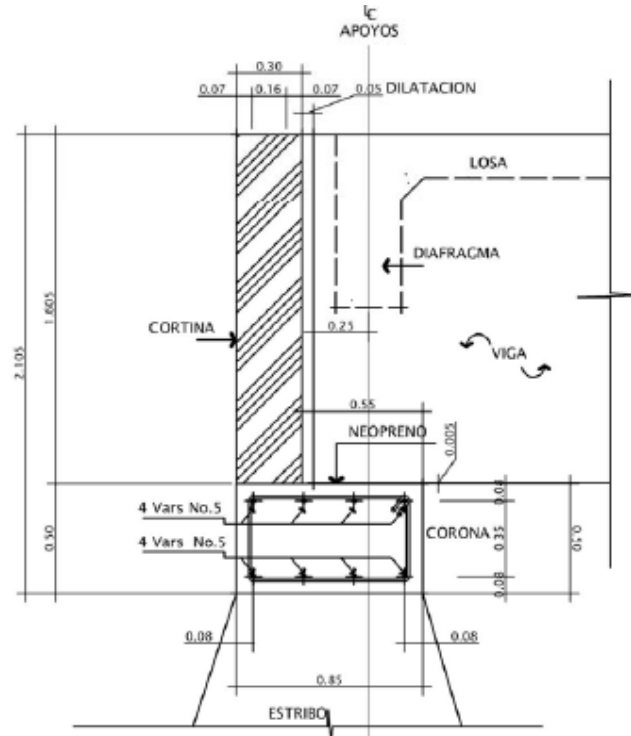
$$A_{s_{min}} = 14.3 \text{ cm}^2$$

Por lo que el armado queda 8 Varillas No 5 G 40 + Estribos No 4

- Área de neopreno

$A_{neop} = V_{ultviga} / f'c = 50418.1 / 281.0 = 179.8 \text{ cm}^2$ , se colocará una plancha cuadrada de neopreno de 20 x 20 cm .

Figura 32 Armado cortina



### 11.6.3. Diseño del estribo de concreto ciclópeo

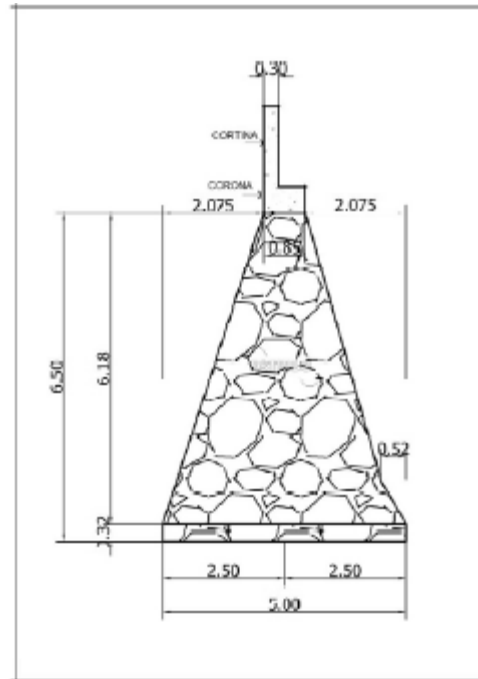
El primer análisis consiste en chequear la estructura por volteo, deslizamiento y presiones. Los chequeos se hacen para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para la verificación por sismo en el cual no se considera carga viva, para esto se utilizaron los siguientes datos:

- $f'c$  del concreto: 210.0 kg/cm<sup>2</sup>
- Densidad del concreto: 2400.0 kg/m<sup>3</sup>
- Densidad concreto ciclópeo 2700.0 kg/m<sup>3</sup>
- $F'y$  acero 2810.0 kg/cm<sup>2</sup>
- Equivalente líquido 480.0 kg/m<sup>3</sup>

- Capacidad soporte del suelo

25.0 T/m<sup>2</sup>

Figura 32 Detalle estribo



11.6.3.1. Cheques por volteo, deslizamiento y presiones

• 
$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

• 
$$\text{Deslizamiento } 0.5 * \left(\frac{W_e}{W_v}\right) > 1.5$$

• 
$$\text{Presiones} = \frac{W}{\text{Area}} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b}\right)\right]$$

Donde:

M E (momento estabilizante)

M V (momento de volteo)

W (fuerza resistente)

A (área)

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a$$

b (base) = 3.2 m



Tabla XII Momento de volteo

Sección	Empuje $W_v$ (kg)	B.P. (m)	MV (kg-m)
I	2516.43	4.3	10820.64
II	17750.4	2.867	50884.48
Total	20266.83		61705.12

Tabla XIII Momento estabilizante

Resultados momento estabilizante					
Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso $W_E$ (kg)	B.P. (m)	ME (kg-m)
1	0.48	2400.0	1149.1	1.52	1746.66
2	0.42		1016.4	1.24	1260.34
3	6.41	2700.0	17313.2	3.61	62500.69
4	7.4		19980.0	2.5	49950.0
5	4.0		3665.8	1.55	16907.4
6	1.36		10908.0	1.29	4728.87
7	0.23		617.8	0.34	210.03
8	1.6		4320.0	2.5	10800.0
9	6.41	1400.0	8977.2	4.31	38691.82
10	4.4		6090.0	3.96	24116.4
		Total	67947.5	Total	186795.81

- Chequeo muro (sin sobrecarga)

$$\text{Volteo} = \frac{67947.5}{202.6682} > 1.5 \text{ cumple}$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5 * 67947.5}{202.6682} > 1.5 \text{ cumple}$$

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{67947.5 - 61705.12}{1867795.81} = 1.84 \text{ m}$$

3 a > 5.52 cumple

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{5.2}{2} - 1.84 = 0.76$$

$$P_{max} = 13068.7 < V_s$$

$$P_{min} < V_s$$

- Chequeo del muro con superestructura y carga viva

$$\text{Sobrecarga} = \frac{P}{\text{brazo}} = \frac{7257.4}{2.92} = 2485.43 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} + I = 2485.43 * 1.3 = 3231.1 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{banqueta}} = 288.5 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 3519.6 \text{ kg/m}$$

$$M E = 15556.45 \text{ kg/m}$$

$$M E_{\text{total}} = 202352.3 \text{ kg/m}$$

**Tabla XIV Momento estabilizante**

Resultados momento estabilizante						
Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso W <sub>E</sub> (kg)	B.P. (m)	M E (kg-m)	
1	0.48	2400.0	1149.12	1.52	1746.66	
2	0.42		1016.4	1.24	1260.34	
3	6.41	2700.0	17313.21	3.61	62500.69	
4	7.4		19980.0	2.5	49950.0	
5	4.0		10908.0	1.55	16907.4	
6	1.36				1.29	4728.87
7	0.23				0.34	210.03
8	1.6				2.5	10800.0
9	6.41	1400.0		4.31	38691.82	
10	4.4				3.96	24116.4
		Total		Total	186795.81	

$$\text{Volteo} = \frac{67947.5}{202.6682} > 1.5 \text{ cumple}$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5 * 67947.5}{202.6682} > 1.5 \text{ cumple}$$

$$a = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{67947.5 - 61705.12}{1867795.81} = 1.84 \text{ m}$$

3 a > 5.52 cumple

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{5.2}{2} - 1.9 = 0.69$$

$$P_{\max} = 14219.3 < V_s$$

$$P_{\min} < V_s$$

• Chequeo del muro por sismo

$$W = 67947.5 + 5983.3 + 73930.8 = 147861.5 \text{ kg/m}$$

$$ME = 147861.5 + (73930.8 * 6/2) = 163418.0 \text{ kg-m}$$

$$\text{Fuerza Horizontal} = (1.08 * 20266.9) + (1.08 * 73930.8) = 101733.4 \text{ kg}$$

$$MEQ = 0.08 * (101733.4) = 8138.8 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{volteo}} = 1.08 * (31705.12) + (5983.3 * 1.08 * 5.5) = 102182.05$$

$$\text{Volteo} = \frac{163418.0}{102182.05} > 1.5 \text{ cumple}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \left( \frac{73930.8}{101733.4} \right) 0.029 > 0 \text{ cumple}$$

11.7. Presupuesto

**Tabla XV Detalle presupuesto Puente vehicular**

<b>Renglón</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario (Q)</b>	<b>Total (Q)</b>
01	Excavación estructural	m <sup>3</sup>	343.0	135.81	46585.55
02	Relleno estructural	m <sup>3</sup>	231.5	148.33	34338.40
03	Concreto 3000 psi para superestructura	m <sup>3</sup>	39.2	1665.60	65308.18
04	Aceros de refuerzo	Kg	8633.4	29.82	257448.58
05	Tubo galvanizado 4"	Ml	3.4	198.78	675.85
06	Conexión pernos alta resistencia	unidades	24.0	600.05	14401.02
07	Apoyo neopreno	dm <sup>2</sup>	165.0	314.70	51925.50
08	Concreto ciclópeo para estribos	m <sup>3</sup>	242.5	1067.05	258738.28
<b>Total</b>					<b>729421.54</b>

## C O N C L U S I O N E S

1. Con la construcción del puente y de la carretera que conduce del cantón El Jocotillo hacia el caserío Concepción Rabanales, del municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala, se beneficiará a más de 1,500 personas, quienes tendrán una forma más fácil de comunicarse y trasladarse, ya sea entre estos dos poblados como hacia la carretera CA -1 que va hacia El Salvador.
2. Se decidió diseñar el puente vehicular con concreto reforzado, fundido *in situ* por las siguientes razones: la vía de acceso tiene un promedio de seis metros de ancho, el grado de curvatura de algunas curvas es mínimo, lo que hace que sea complicado el paso de vehículos grandes; además, en la época de invierno el río es caudaloso, por lo que debe de construirse una estructura que soporte el impacto de cualquiera de éstos en algún momento, así mismo una estructura sin pilas centrales o intermedias.
3. De acuerdo con el diseño de la carretera se obtiene un derecho de vía mínimo de 8 metros y un máximo de 10 metros con un ancho de carretera de 5 metros más 1 metro de cuneta; así mismo se diseñó para una velocidad promedio entre 20 y 30 km/h. con un radio de curvas horizontales de 18 metros y un bombeo transversal del 3% .
4. Con base en los resultados de los exámenes realizados en el Centro de Investigación de Ingeniería, se determinó que desde el punto de vista de la

calidad del suelo, los resultados obtenidos cumplen con la necesidad básica para poder desarrollar los proyectos.

5. El costo de los proyectos son: del puente Q 729,421.54, y el del tramo de carretera Q 895,416.64.

## RECOMENDACIONES

1. Dar una supervisión profesional para mantener lo mejor posible el estado de la carretera y el puente.
2. Hacer un reacomodo del material balasto, por lo menos dos veces al año, para mantener en buenas condiciones la carretera.
3. Que la supervisión realice pruebas y mantenga un especial cuidado sobre las obras de drenaje de la carretera, para que las cunetas transversales y cabezales, no sufran ningún daño con el correr del tiempo.
4. Se recomienda supervisar y a la vez efectuar pruebas, según cargas definidas en la AASHTO, en el puente vehicular, para mantenerlo en buenas condiciones y que su vida útil sea la determinada, de acuerdo con el diseño.
5. Verificar y proteger las orillas del río Aguacapa, para minimizar la erosión de la cuenca y así evitar las crecidas del río y el acarreo de material orgánico, el cual puede dañar la subestructura del puente.





## BIBLIOGRAFÍA

1. Argueta Mayorga, Dennis Salvador. Diseño y planificación de la ampliación y mejoramiento del camino de acceso de la cabecera municipal Santa Catarina La Tinta hacia el puente vehicular Actelá, ubicado en la comunidad Actelá, municipio de Senahú, departamento de Alta Verapaz. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 2006.
2. Austin Barry, B. **Topografía**. México: Editorial Limusa S. A. de C.V. Grupo Noriega Editores, segunda edición, 1993.
3. Barrios Ambrosio, Edwin Raúl. Cálculo y replanteo de curvas horizontales, verticales y espirales de transición para carreteras. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1978.
4. Canales Portillo, Marvin Enrique. Diseño de tres puentes vehiculares y de un camino vecinal, para el municipio del Tumbador, departamento de San Marcos. Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Guatemala, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2002.

5. MacCormac Jack C. **Topografía**. Colombia: Editorial Prentice/Hall Internacional, primera edición, 1987.
  
6. Merrit, Frederick S. **Manual del Ingeniero Civil**. México: Editorial McGraw Hill, segunda edición, 1987.
  
7. Montes de Oca, Miguel. **Topografía**. México: Editorial Alfa Omega, cuarta edición. 1993.
  
8. Olivera Bustamante, Fernando. **Estructuración de vías terrestres**. México: Editorial CEC SA, segunda edición, 1996.