



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

**DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA  
Y CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA  
CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO,  
ALTA VERAPAZ.**

**Erick Gonzalo Yalibat Chocooj**  
**Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz**

**Guatemala, mayo de 2008**



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA Y  
CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL  
DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

**ERICK GONZALO YALIBAT CHOCOOJ**

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

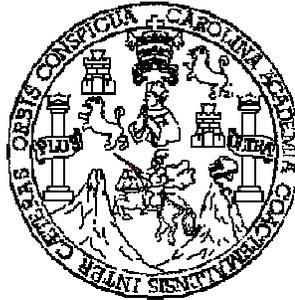
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MAYO DE 2008



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Angel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR	Ing. Jeovanny Rudaman Miranda Castañón
EXAMINADOR	Ing. William Ricardo Yong Chavarría
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

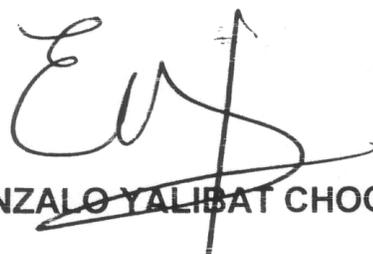


## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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 LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA  
Y CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA  
CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO,  
ALTA VERAPAZ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, el 01 de junio de 2004.

  
**ERICK GONZALO YALIBAT CHOCOOJ**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 21 de enero de 2008

Ref. EPS. D. 32.01.08

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña  
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 de la Carrera de Ingeniería Civil, **ERICK GONZALO YALIBAT CHOCOOJ**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA Y CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ”**.

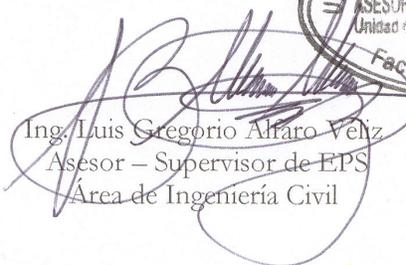
Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del municipio de **San Juan Chamelco**.

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. Luis Gregorio Alfaro Veliz  
Asesor – Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



LGAV /jm



Guatemala, 21 de enero de 2008  
Ref. EPS. D. 32.01.08

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA Y CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **ERICK GONZALO YALIBAT CHOCOOJ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaró Véliz.

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,  
"Dá y Enseñad a Todos"

  
Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña  
Directora Unidad de EPS



NISZ/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, febrero 28 de 2008.

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez:

Por este medio le envío el informe correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S.) titulado **“DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA Y CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ”**, fue desarrollado por el estudiante universitario **ERICK GONZALO YALIBAT CHOCOOJ**, quién fue asesorado por el Ingeniero Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considerando que este trabajo fue bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y el cual a cumplido con los objetivos y requisitos del referido el cual apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

Armando Fuentes Roca  
Ingeniero  
Revisor Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
TRANSPORTES  
USAC

ACL

*“Id y Enseñad a Todos”*

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Erick Gonzalo Yalibat Chocooj, titulado DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA Y CHICUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez



Guatemala, mayo 2008.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref. DTG.177.08

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE A LAS ALDEAS CHIOYA Y CH!CUNK; Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario Erick Gonzalo Yalibat Chocooj, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
DECANO

Guatemala, mayo de 2008



/cc

## **DEDICATORIA A:**

### **DIOS**

Luz que me guió por el buen camino de la vida para alcanzar una de mis metas.

### **MIS PADRES**

Amelia Chocooj de Yalibat y Genaro Rodrigo Yalibat. Por su gran apoyo incondicional, ayuda, ejemplo y sacrificios, los quiero mucho.

### **MI ESPOSA**

Sindry Pacay. Por su gran amor y confianza depositada en mí, te amo.

### **MIS HIJOS**

Carlos Enrique y Ana Cristina, lo que más quiero en mi vida.

### **MIS HERMANOS**

César, Francisco, Margarita, Julia, Genaro y Oscar. Muchas gracias por su ayuda y cariño.

### **MIS ABUELITAS**

Julia Caal (†) y Mercedes de Yalibat (†); las llevo en el corazón.

### **MI SUEGRA**

Ana Cristina Morales. Muchas gracias por su confianza y apoyo.

### **MIS SOBRINOS**

Por todo el cariño brindado.

### **CUÑADOS (AS)**

Muchas gracias por su apoyo y cariño.



## **AGRADECIMIENTOS A:**

**DIOS**

Por darme la vida y el privilegio de finalizar mi carrera.

**ING. LUIS  
ALFARO**

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.

**UNIVERSIDAD DE  
SAN CARLOS Y  
A LA FACULTAD  
DE INGENIERÍA**

Por permitirme forjar en sus aulas una de mis metas.

**MUNICIPALIDAD  
DE SAN JUAN  
CHAMELCO, A. V.**

Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar este trabajo.

**GENARO y  
OSCAR YALIBAT**

Por su colaboración en la elaboración del informe final del trabajo de graduación.



## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS .....</b>	<b>XIII</b>
<b>GLOSARIO.....</b>	<b>XV</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>XVII</b>
<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>XIX</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>XXI</b>
<b>1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, A.V.....</b>	<b>1</b>
1.1 Contexto histórico.....	1
1.2 Ubicación y localización.....	4
1.3 Extensión .....	4
1.4 Límites y colindancias.....	4
1.5 Clima.....	6
1.6 Población e idioma.....	6
1.7 Distribución política.....	6
1.8 Suelo y topografía.....	7
1.9 Vías de acceso.....	10
1.10 Servicios públicos.....	10
1.11 Hidrografía.....	11
1.12 Orografía.....	12
1.13 Identificación de las necesidades.....	13
1.14 Priorización de las necesidades.....	13

<b>2</b>	<b>DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE LAS ALDEAS CHIOYA Y CHICUNK, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, A. V. ....</b>	<b>15</b>
2.1	Descripción del proyecto .....	15
2.2	Preliminar de campo.....	15
2.2.1	Selección de ruta.....	16
2.2.1.1	Selección de mapas cartográficos.....	16
2.2.2	Levantamiento topográfico de preliminar.....	21
2.2.2.1	Tránsito preliminar.....	21
2.2.2.2	Niveles de preliminar .....	22
2.2.2.3	Secciones transversales de preliminar.....	23
2.2.3	Cálculo topográfico de preliminar .....	25
2.2.3.1	Cálculo del tránsito de preliminar.....	25
2.2.3.2	Cálculo de niveles de preliminar .....	27
2.2.3.3	Cálculo de secciones transversales de preliminar ....	29
2.2.4	Dibujo de localización .....	29
2.2.4.1	Diseño de subrasante de preliminar.....	30
2.2.4.2	Traslado de subrasante a planta .....	32
2.2.4.3	Diseño de la línea de localización.....	33
2.2.4.4	Deduccción del perfil y afinamiento de diseño.....	33
2.2.5	Cálculo de localización .....	34
2.2.5.1	Cálculo de puntos de intersección de localización.....	34
2.2.5.2	Cálculo de elementos de curva y estacionamientos .....	35
2.2.5.3	Trazo de subrasante .....	38
2.2.5.4	Determinación de las curvas verticales .....	39
2.2.6	Movimiento de tierras .....	41
2.2.6.1	Dibujo de secciones transversales.....	41
2.2.6.2	Determinación de áreas.....	44

2.2.6.3	Coeficiente de contracción e hinchamiento.....	45
2.2.6.4	Cálculo de volúmenes.....	46
2.2.7	Drenajes .....	47
2.2.7.1	Ubicación de drenajes.....	49
2.2.7.2	Localización de drenajes.....	49
2.2.7.3	Cálculo de áreas de descarga por el método racional .....	50
2.2.8	Hojas finales.....	52
2.2.8.1	Dibujo de planta .....	52
2.2.8.2	Dibujo de perfil .....	53
2.2.8.3	Completar planta .....	53
2.2.8.4	Completar perfil .....	54
2.2.8.5	Sección típica .....	54
2.2.8.6	Detalles de drenajes .....	55
2.2.9	Especificaciones técnicas .....	55
2.2.9.1	Derecho de vía .....	55
2.2.9.2	Ancho de rodadura .....	55
2.2.9.3	Velocidad de diseño .....	55
2.2.9.4	Pendiente .....	56
2.2.9.5	Bombeo .....	56
2.2.9.6	Drenaje transversal .....	56
2.2.9.7	Drenaje longitudinal .....	56
2.2.9.8	Balasto .....	57
2.2.9.9	Resumen especificaciones técnicas .....	58
2.2.10	Estudio de impacto ambiental .....	59
2.2.10.1	Descripción breve del proyecto .....	59
2.2.10.2	Identificación del área de influencia.....	60
2.2.10.3	Situación de flora y fauna .....	60
2.2.10.4	Identificación y valoración de los impactos.....	61

2.2.10.4.1	Identificación de los impactos.....	61
2.2.10.4.2	Valoración de los impactos .....	62
2.2.10.4.3	Interpretación de los impactos .....	63
2.2.10.5	Medidas de mitigación .....	63
2.2.10.6	Responsabilidad del ejecutor del proyecto .....	64
2.2.10.7	Responsabilidad de los comunitarios .....	64
2.2.10.8	Alternativas .....	64
2.2.11	Elaboración del presupuesto .....	65
2.2.12	Datos finales del proyecto l .....	67
2.2.12.1	Datos de diseño .....	67
2.2.13	Localización de cunetas revestidas y carrileras de piedra fraguada .....	68
2.2.14	Localización de drenajes transversales .....	68
2.3	Presupuesto general.....	69
2.4	Cronograma de preinversión y ejecución.....	70

<b>3</b>	<b>DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, A. V.....</b>	<b>71</b>
3.1	Levantamiento topográfico.....	71
3.2	Estudio hidrológico e hidráulico.....	72
3.2.1	Área tributaria.....	72
3.2.2	Análisis hidrológico de la cuenca.....	73
3.2.3	Cálculo caudal máximo.....	73
3.3	Descripción general de la alternativa propuesta.....	73
3.4	Datos y especificaciones de diseño.....	73
3.5	Diseño de la superestructura.....	74
3.5.1	Análisis y diseño de la losa .....	75
3.5.1.1	Espesor de la losa .....	75
3.5.1.2	Cálculo de momentos .....	76

3.5.1.2.1	Momento por carga muerta .....	76
3.5.1.2.2	Momento producido por sobrecarga .....	77
3.5.1.2.2.1	Carga vivas en el sentido transversal .....	77
3.5.1.2.2.2	Factor de impacto .....	78
3.5.1.2.3	Momento último .....	78
3.5.1.3	Comprobación de peralte del diseño de losa .....	79
3.5.1.4	Cálculo de refuerzo .....	79
3.5.1.4.1	Para refuerzo transversal en la cama inferior .....	79
3.5.1.4.2	Refuerzo transversal de la cama superior .....	81
3.5.1.4.3	Refuerzo longitudinal .....	81
3.5.2	Diseño de acera .....	82
3.5.2.1	Cálculo de momentos .....	82
3.5.2.1.1	Carga muerta .....	82
3.5.2.1.2	Carga viva .....	82
3.5.2.1.3	Carga total .....	82
3.5.2.1.4	Momento actuante .....	82
3.5.2.2	Cálculo de refuerzo .....	83
3.5.2.2.1	Refuerzo transversal de la cama inferior .....	83
3.5.2.2.2	Refuerzo transversal de la cama superior .....	83
3.5.2.2.3	Refuerzo longitudinal .....	83
3.5.3	Diseño de barandal .....	84
3.5.3.1	Pasamanos .....	84
3.5.3.2	Postes .....	85
3.5.4	Diseño de vigas .....	87

3.5.4.1	Viga intermedia .....	87
3.5.4.1.1	Momento por carga muerta .....	87
3.5.4.1.1.1	Momento debido al peso propio .....	87
3.5.4.1.1.2	Momento debido al peso del diafragma interno.....	89
3.5.4.1.1.3	Momento total .....	90
3.5.4.1.2	Momento por carga viva .....	90
3.5.4.1.3	Factor de impacto .....	92
3.5.4.1.4	Factor de distribución para viga interna .....	92
3.5.4.1.5	Momento total actuante en la viga .....	93
3.5.4.1.6	Cálculo de refuerzo .....	93
3.5.4.1.6.1	Refuerzo en el centro de la viga .....	93
3.5.4.1.6.2	Refuerzo a 3.00 m del apoyo .....	94
3.5.4.1.6.3	Refuerzo adicional .....	95
3.5.4.1.7	Cálculo de esfuerzos cortantes .....	96
3.5.4.1.7.1	Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	96
3.5.4.1.7.2	Esfuerzos cortantes por carga viva .....	97
3.5.4.1.7.3	Factor de impacto .....	98
3.5.4.1.7.4	Esfuerzos cortantes totales .....	98
3.5.4.1.7.5	Cálculo de refuerzo .....	99
3.5.4.2	Viga exterior .....	101
3.5.4.2.1	Momento por carga muerta .....	101
3.5.4.2.1.1	Momento debido al peso propio .....	101

3.5.4.2.1.2	Momento debido al peso del diafragma interno .....	101
3.5.4.2.1.3	Momento total .....	101
3.5.4.2.2	Momento por carga viva .....	102
3.5.4.2.3	Factor de impacto .....	102
3.5.4.2.4	Factor de distribución para viga externa .....	102
3.5.4.2.5	Momento total actuante en la viga.....	103
3.5.4.2.6	Cálculo de refuerzo .....	103
3.5.4.2.6.1	Refuerzo en el centro de la viga ..	103
3.5.4.2.6.2	Refuerzo a 3.00 m del apoyo .....	104
3.5.4.2.6.3	Refuerzo adicional .....	105
3.5.4.2.7	Cálculo de esfuerzos cortantes .....	105
3.5.4.2.7.1	Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	105
3.5.4.2.7.2	Esfuerzos cortantes por carga viva .....	105
3.5.4.2.7.3	Factor de impacto .....	105
3.5.4.2.7.4	Esfuerzos cortantes totales.....	106
3.5.4.2.7.5	Calculo de refuerzo.....	106
3.5.5	Diseño de diafragmas .....	108
3.6	Diseño de la subestructura .....	109
3.6.1	Diseño de la estructura de viga de apoyo.....	109
3.6.1.1	Diseño de asiento o base.....	109
3.6.1.1.1	Cálculo de refuerzo por flexión .....	110
3.6.1.1.2	Cálculo de refuerzo por corte .....	111
3.6.1.2	Diseño de cortina.....	111
3.6.1.2.1	Fuerza longitudinal.....	112
3.6.1.2.2	Fuerza de sismo .....	112
3.6.1.2.3	Combinación de cargas .....	113

3.6.1.2.4	Cálculo de refuerzo .....	113
3.6.1.2.4.1	Refuerzo por flexion....	114
3.6.1.2.4.2	Refuerzo por corte .....	114
3.6.2	Análisis y diseño de estribo de concreto ciclópeo.....	114
3.6.2.1	Momento de volteo.....	116
3.6.2.2	Momento estabilizante .....	116
3.6.2.3	Chequeo del estribo sin superestructura .....	117
3.6.2.4	Chequeo del estribo con superestructura.....	118
3.6.2.5	Chequeo del estribo con sismo.....	119
3.6.2.6	Momento de volteo.....	120
3.7	Presupuesto general....	123
3.8	Cronograma de preinversión y ejecución.....	124
<b>CONCLUSIONES.....</b>		<b>125</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>		<b>127</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>129</b>
<b>APÉNDICES.....</b>		<b>135</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>151</b>

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1. Mapa del municipio de San Juan Chamelco .....	5
2. Mapa fisiográfico y grupos de suelos de Alta Verapaz. ....	8
3. Cálculo de coordenadas topográficas.....	26
4. Dibujo de perfil preliminar.....	28
5. Dibujo de sección transversal de preliminar.....	29
6. Trazo en perfil de la subrasante de preliminar.....	31
7. Datos para fórmulas de curvas horizontales.....	36
8. Elementos de curvas horizontales circulares simples.....	36
9. Tipos de curvas verticales.....	40
10. Dibujo del método de las determinantes.....	45
11. Cálculo de volúmenes de movimientos de tierras.....	47
12. Sección del puente.....	75
13. Modelo matemático de dos tramos con voladizo.....	76
14. Esquema de postes.....	84
15. Diseño de miembros verticales en barandal.....	85
16. Diagrama de falla balanceada.....	86
17. Sección transversal de losa y viga.....	88
18. Diagrama de carga, corte y momento debido a carga viva en viga interior.....	89
19. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva.....	91
20. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva a 3.00 m del apoyo.....	92

21. Diagrama de carga para viga interior, debido a carga viva en sentido transversal.....	93
22. Armado de viga interior.....	95
23. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga muerta .....	96
24. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a sobrecarga .....	97
25. Diagrama de corte para diseño en viga interior .....	99
26. Diagrama de confinamiento en viga interior.....	100
27. Diagrama de carga para viga exterior, debido a carga viva en sentido transversal.....	102
28. Armado en viga exterior.....	104
29. Diagrama de corte para diseño en viga exterior.....	106
30. Diagrama de confinamiento en viga exterior.....	107
31. Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo.....	110
32. Geometría y diagrama de presiones de la cortina en viga de apoyo.....	111
33. Fuerza longitudinal en viga de apoyo.....	112
34. Detalle de recubrimiento de la cortina.....	113
35. Geometría y diagrama de presiones en estribo.....	116
36. Diagrama trapecoidal en estribo.....	118
37. Área Tributaria de la microcuenca.....	132
38. Fotografía de tubería existente.....	134
39. Fotografía de corriente filtrada.....	134

## **TABLAS**

I	Posición fisiográfica, material madre y características del suelo.....	9
II	Características importantes que influencia su uso.....	10
III	Propuesta de inversión año, 2006.....	14

IV	Libreta de tránsito preliminar.....	22
V	Libreta de niveles de preliminar.....	23
VI	Libreta de secciones transversales de preliminar.....	24
VII	Libreta de nivelación preliminar.....	27
VIII	Valores de tolerancia en centímetros por kilómetro.....	28
IX	Constante k en longitud mínima de curvas verticales.....	41
X	Tabla de relaciones para dibujo de taludes.....	44
XI	Tipos de drenajes en carreteras.....	48
XII	Graduación uniforme de balasto.....	58
XIII	Matriz para la identificación de impactos ambientales.....	62
XIV	Datos de curva horizontal.....	67
XV	Localización de cunetas revestidas y carrileras de piedra fraguada.....	68
XVI	Localización de drenajes transversales.....	68
XVII	Presupuesto general.....	69
XVIII	Cronograma de preinversión y ejecución.....	70
XIX	Datos de diseño y especificaciones.....	74
XX	Momento de volteo en estribo.....	116
XXI	Momento estabilizante en estribo.....	117
XXII	Momento estabilizante en estribo sin carga viva.....	120
XXIII	Presupuesto general.....	123
XXIV	Cronograma de preinversión y ejecución.....	124



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>AASHTO</b>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
<b>As</b>	Área de acero
<b>As<sub>máx</sub></b>	Área de acero máxima
<b>As<sub>mín</sub></b>	Área de acero mínima
<b>BM</b>	Banco de marca
<b>Ha</b>	Hectárea
<b>I</b>	Intensidad de lluvia
<b>C</b>	Coeficiente de escorrentía superficial
<b>mm/h</b>	Milímetros por hora
<b>Est</b>	Estación
<b>OM</b>	Ordenada media
<b>P.O.</b>	Punto observado
<b>PV</b>	Punto de vuelta
<b>S</b>	Espaciamiento
<b>VA</b>	Vista atrás
<b>VI</b>	Vista intermedia
<b>Vs</b>	Capacidad soporte del suelo
<b>W<sub>a</sub></b>	Peso del asfalto
<b>W<sub>c</sub></b>	Peso del concreto
<b>W<sub>cc</sub></b>	Peso del concreto ciclópeo
<b>W<sub>s</sub></b>	Peso del suelo



## GLOSARIO

<b>Altimetría</b>	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones de alturas.
<b>Aproche</b>	Viene del inglés <i>to approach</i> (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
<b>Banco de marca</b>	Punto en la altimetría, cuya altura se conoce y se utilizará para determinar alturas siguientes.
<b>Carril</b>	Superficie de rodamiento, que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.
<b>Cortina</b>	Elemento que constituye la viga de apoyo y resiste las presiones horizontales del relleno estructural o de los aproches.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, cal, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son mucho más gruesos.
<b>Cuneta</b>	Zanja en cada uno de los lados del camino o carretera, en la cual, el agua circula debido a la acción de la gravedad.

<b>Estribo</b>	Es el elemento estructural, en los extremos del puente que sirven de apoyo a la superestructura.
<b>Grado máximo de curva</b>	De acuerdo con el tipo de carretera, se fija un grado máximo de curva a usarse, éste debe llenar las condiciones de seguridad para el tránsito de la velocidad de diseño.
<b>Planimetría</b>	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
<b>Sección típica</b>	Es la representación gráfica transversal y acotada, que muestra las partes componentes de una carretera.
<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>Talud</b>	Inclinación de un terreno que pertenece a la sección típica; que delimita los volúmenes de corte o terraplén y está contenido entre la cuneta y el terreno original.

## RESUMEN

El presente trabajo es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en las Aldeas Chioya, Chicunk y Chajbul, municipio de San Juan Chamelco, del departamento de Alta Verapaz, en respuesta a la solicitud de apoyo técnico-profesional efectuada por parte de la Municipalidad, a la Universidad de San Carlos de Guatemala.

En dicho ejercicio se desarrolló el estudio y diseño de una carretera de terracería y un puente vehicular, los que mejorarán la situación económica de las comunidades beneficiadas.

La comunidad Chicunk tiene como prioridad máxima, la apertura de una carretera, por lo que se hizo el estudio técnico correspondiente. Incluye: topografía, diseño geométrico, movimiento de tierras, drenajes, elaboración de planos y presupuesto.

El diseño de la apertura del camino vecinal se basó en las especificaciones de la Dirección General de Caminos de Guatemala, para una sección Típica F, en terreno montañoso, debido a la topografía del terreno se diseño con pendientes máximas de 14.95% adecuándolas lo mejor posibles.

En la aldea Chajbul, el puente se diseñó para ser fundido *in situ*, debido a las condiciones de acceso al lugar de la obra, la disponibilidad de materiales locales y el requerimiento mínimo de maquinaria para su ejecución.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Diseño de carretera que une a las aldeas Chioya y Chicunk; y diseño de puente vehicular para la aldea Chajbul del municipio de San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

### **Específicos**

1. Desarrollar el estudio preliminar de campo, recorrido e inspección visual, levantado topográfico, toma de muestras de suelo, para determinar las soluciones más factibles y económicas de los respectivos diseños.
2. Capacitar a los miembros del comité de Carretera de las aldeas beneficiadas, sobre el mantenimiento de la carretera y puente a construir, mediante charlas y documentos.



## INTRODUCCIÓN

La construcción de carreteras y puentes contribuyen a mejorar las comunidades en el desarrollo social y económico de sus habitantes o beneficiarios. Esto ayuda a las comunidades vecinas para una mejor relación y así poder intercambiar productos entre comunidades. También viene a favorecer a la labor de centros de servicios, que contribuyen al desarrollo de la región, en especial a las instituciones de salud comunal.

El presente trabajo contiene el diseño de dos proyectos elaborados mediante el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería. El trabajo abarca todas las actividades necesarias para el estudio y diseño del proyecto construcción de la carretera que une a las aldeas Chioya y Chicunk, y diseño de puente vehicular de la aldea Chajbul del municipio de San Juan Chamelco, A. V.

En el capítulo uno, se presenta una investigación, con toda la información monográfica y diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y servicios básicos del municipio de San Juan Chamelco, A. V.

En los capítulos dos y tres se presenta el servicio técnico profesional en el diseño de la carretera que une las aldeas Chioya y Chicunk, y diseño de puente vehicular para la aldea Chajbul del municipio de San Juan Chamelco, A. V.



# **1 MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ.**

## **Contexto histórico**

El municipio se fundó el 24 de junio de 1,543. Acontecimiento importante, ya que marca la primera fundación de un poblado a la alianza castellana que se efectúa en la zona norte de Guatemala. La cual estuvo a cargo de los religiosos de la orden de Santo Domingo de Guzmán o Dominicos, quienes fueron los iniciadores de la conquista pacífica de la Tezulutlán (lugar de guerra) posteriormente llamada Verapaz (lugar de la verdadera paz); lo que marcó un capítulo especial dentro del desarrollo de los sucesos del Reino de Guatemala, durante el siglo XVI.

La celebración de la fundación fue presenciada por los religiosos: Fray Luis de Cáncer y Fray Luis de Torres; así como los caciques o principales del lugar y el grueso de la población local.

La fundación se hizo bajo la advocación de San Juan Bautista cuya festividad se celebra actualmente en el municipio de San Juan Chamelco. Los mencionados religiosos celebraban una serie de oficios del ritual cristiano, sobresaliendo entre ellos el bautizo de los principales caciques, así como gran parte de la población; luego se procedió a la división del recién fundado pueblo en cuatro barrios mencionados en su orden, son: San Juan, Santo Domingo, San Luis y Santa Catarina, posteriormente y de reciente fundación se encuentran los barrios: San Agustín, Santa Ana, y Concepción.

La actividad de formar pueblos, por parte de los colonizadores españoles, tuvo por finalidad específica, mantener un mejor control político sobre las recién conquistas regionales, así como efectuar transacciones para la recaudación de impuestos y lograr una mejor y efectiva evangelización.

Los indígenas que pasaron en 1,543 a formar parte del pueblo de San Juan Chamelco, vivían anteriormente alrededor de su centro político llamado Chamil, que en idioma queqchí significa, alrededor de la hondonada, el cual debido a las continuas lluvias y al embalsamiento de las mismas, fue inundado por lo cual disponen su traslado a una zona cercana que les brindaba mayor seguridad, y se ocupa el actual pueblo. Estos grupos conservan tradicionalmente su hegemonía en el asentamiento conocido como Chamil, que dista a 17.8 Km. de la actual cabecera municipal.

Este acontecimiento tuvo lugar unos veinte años antes de la entrada de los Dominicos a tierras de la Verapaz, al respecto la crónica de los religiosos dominicos, dice: Es destemplado y malsano y el pueblo más pobre de todos por haberse juntado en tierras ajenas, dejando las suyas propias ásperas y frías de muchas aguas, enfermas y así vienen al valle donde no tienen para sembrar.

Es notable recordar que la conquista de Tezulutlán fue de orden pacífica por los frailes Dominicos. Respecto al nombre, el municipio de San Juan Chamelco, algunos afirman que éste se debe al agradecimiento que los religiosos Dominicos le demuestran al cacique Quiché de la zona de Sacapulas y Rabinal, quien ayudó a la conversión de los indígenas de dicha región, y que al haber aceptado el bautismo cristiano, adoptó el nombre de Juan y se dice que se apellida Chaomel'co.

Se debe recordar que a la fundación de un pueblo, a la usanza española, proseguía su bautizo, es decir: la búsqueda de su nombre. El nuevo poblado era colocado bajo la advocación de un santo cristiano, le correspondía al día de la fundación o bien se adoptaba el nombre de algún santo principal, cuya festividad estuviera cercana al día de la fundación del poblado, luego se le agregaba el nombre complementario o apellido, el cual por lo general era el que ostentaba en la época indígena. De esta manera se cumplía con los lineamientos españoles y nativos.

Al efectuarse la fundación oficial castellana del pueblo, que fue el 24 de junio, día de San Juan Bautista, dicho pueblo fue colocado bajo la advocación de este santo, como nombre complementario al utilizado por los indígenas antes de la llegada de los españoles, era Chamil y desde entonces el nuevo pueblo se llamó San Juan Chamil; con el transcurso del tiempo el nombre del pueblo fue transformado en San Juan Chamelco.

Es importante recordar, que el cacique de San Juan Chamelco o San Juan Chamil, era don Juan Aj Pop Batz, que con el correr del tiempo se transfiguró literalmente como Don Juan Matalbatz.

La estatua de tan insigne personaje se encuentra en el sector occidental del nuevo San Juan Chamelco, que dista a 8 Km. de la cabecera departamental de Alta Verapaz.

## **Ubicación y localización**

Situado en el departamento de Alta Verapaz, en la región norte del territorio de la república de Guatemala, y se encuentra a 220 kilómetros de la ciudad capital.

La cabecera municipal se localiza en las siguientes coordenadas: 15°25'20.22" de latitud y 90°19'49.80' de longitud, y a una altura de 1,420 metros sobre el nivel de mar.

La aldea Chioya se encuentra a 11 kilómetros, Chicunk' a 13.26 kilómetros, y Chajbul a 24 kilómetros de la cabecera municipal.

## **Extensión**

Tiene una extensión territorial, aproximada, de 80 kilómetros cuadrados.

## **Límites y colindancias**

Colinda al norte con el municipio de San Pedro Carchá, al sur con el municipio de Tukurú y Tamahú, al este con el municipio de Tukurú y al oeste con la cabecera departamental de Cobán. (ver figura 1).

La aldea Chioya limita al norte con la aldea Cacklaib, al sur con la aldea Xalijá, al este con la aldea Chicunk' y al oeste con la aldea Satexa.

La aldea Chicunk' limita al norte con la aldea Seovis, al sur con la aldea Xalija, al este con la aldea Canasec y al oeste con la aldea Chioya.



## **Clima**

Es variado, debido a que la formación geológica presenta diferentes alturas sobre el nivel del mar. El clima predominante es el templado, que oscila entre 18 a 23 °C se marcan dos estaciones, verano e invierno. La humedad del suelo y el ambiente se caracterizan notablemente, ya que la precipitación pluvial oscila en 200 días anuales. Sin embargo, debemos hacer notar que aunque el promedio de días lluvioso, los aguaceros no son muy copiosos, más bien, acompañados de truenos constantes. La estación meteorológica más cercana está en la cabecera departamental. Según sus datos, se estima una precipitación anual promedio de 2,295.45 mm.

## **Población e idioma**

Según estimación para el censo 2002, el Instituto Nacional de Estadística afirma que la población es de aproximadamente 38,973 habitantes (8,411 viviendas), con un 95% de habla q'eqchi', de los cuales 19,551 son hombres y 19,422 son mujeres. La aldea Chioya tiene un total de 715 habitantes (155 viviendas), de los cuales 395 son hombres y 320 son mujeres. La aldea Chicunk tiene un total de 118 habitantes (23 viviendas) de los cuales 71 son hombres y 47 son mujeres.

## **Distribución política**

Políticamente San Juan Chamelco está dividido en una cabecera municipal y entre aldeas y caseríos suman 66 casi todas las aldeas tienen nombre q'eqchi', así mismo el área urbana se divide en cuatro barrios, recientemente en el año de 1,995 a través del EPS de la USAC, se procedió al estudio y la ejecución de la nomenclatura del municipio.

## Suelo y topografía

La cabecera municipal está situada en un valle llamado San Juan, circundando de montañas que adquieren diferentes denominaciones en idioma nativo, según el punto cardinal donde se encuentra.

Al norte, la montaña denominada Cam Chaj, en q'eqchi' "pata de pino", al sur la montaña cuyo nombre es Xucaneb, sin traducción, al este la montaña cuyo nombre es Paapá que significa "agua de papa", y al oeste la montaña denominada Bencab, cuya traducción significa "encima de la casa", a mitad del valle corre un río llamado chió, que significa "en los aguacatales".

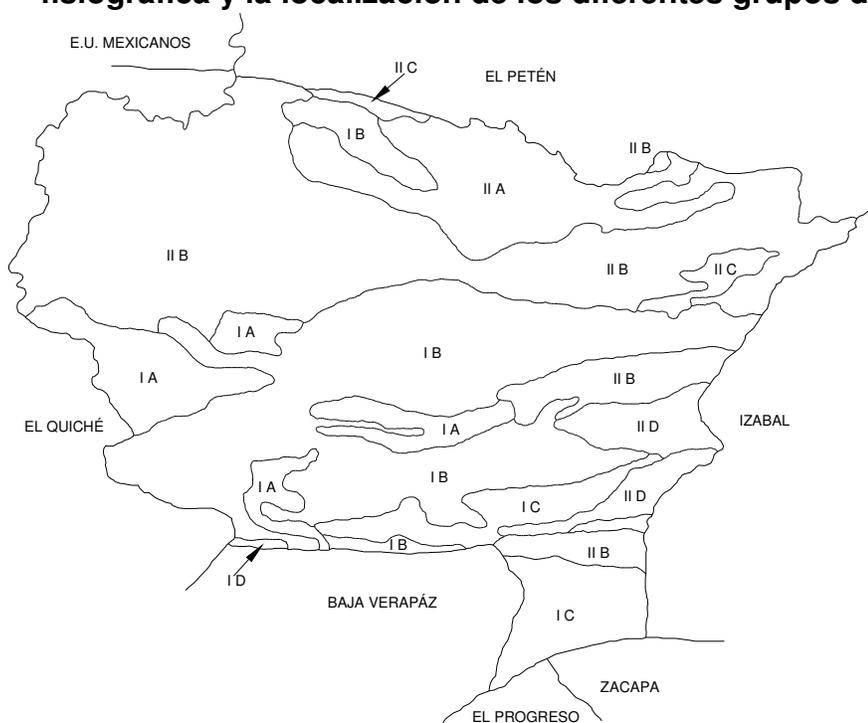
Los suelos de Alta Verapaz han sido clasificados en tres amplios grupos, divididos a su vez en subgrupos según la profundidad, la clase de material madre y el drenaje (ver figura 2):

- I. Suelos de los cerros de caliza
  - A. Suelos profundos, sobre caliza
  - B. Suelos poco profundos, sobre caliza
  - C. Suelos profundos, sobre esquisto y esquisto arcilloso
  - D. Suelos poco profundos, sobre serpentina
  
- II. Suelos de las tierras bajas de Petén-Caribe
  - A. Suelos profundos, bien drenados
  - B. Suelos poco profundos, bien drenados
  - C. Suelos profundos, mal drenados
  - D. Suelos aluviales
  
- III. Clases misceláneas de terreno

Los cerros de caliza se caracterizan por las pendientes inclinadas y los suelos poco profundos. Esta sección incluye áreas de rocas no calcáreas, como las de la Sierra de las Minas, aunque los mismos tienen un componente calcáreo y con áreas grandes de serpentina que parecen haberse originado de caliza.

La agricultura consiste principalmente en la producción del maíz y el frijol para el consumo local, y del café para la exportación, dándosele alguna importancia a la crianza de ganado y cerdos. Gran parte del área, está sin desarrollar, como la región de la Sierra de las Minas, o se usa solamente para el pastoreo.

**Figura 2. Mapa del departamento de Alta Verapaz, mostrando la división fisiográfica y la localización de los diferentes grupos de suelos.**



**Fuente.** Charley S. Simmons y José Manuel Tarano T. – José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** P. 491.

Los suelos Chixoy y Tamahú son poco profundos sobre caliza. Estos son los suelos más extensos de toda la región y constituyen más de la mitad del área de los cerros de caliza. Ocupan pendientes inclinadas a muy inclinadas, donde los afloramientos de roca y los precipicios son comunes.

Casi toda el área se encuentra bajo bosques, pero hay muchas partes que se usan para la producción de maíz. En algunos lugares el suelo no ha sufrido los estragos de la erosión. En muchos otros, en donde la presión de la población es intensa, la erosión es seria y los bosques, en vez de regenerarse, han dado paso a los matorrales, maleza y helechos. El café se cultiva con éxito en gran parte del área, demostrando ser el mejor uso racional que se le puede dar a los terrenos de mediana inclinación.

**Tabla I. Posición fisiográfica, material madre y característica del perfil del suelo**

	Serie	Tamahú
	Símbolo	Tm
	Material madre	Caliza o mármol
	Relieve	Inclinado
	Drenaje interno	Rápido
	Color	Café muy oscuro
Suelo Superficial	Textura y consistencia	Franca a arcillosa; friable
	Espesos aproximado	5 cm.
Sub-suelo	Color	Café oscuro
	Consistencia	Friable
	Textura y consistencia	Franca arcillosa a arcillosa
	Espesos aproximado	30 - 40 cm.

**Fuente.** Charley S. Simmons y José Manuel Tarano T. – José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** P. 496.

**Tabla II. Características importantes que influyen su uso**

Serie	Tamahú
Símbolo	Tm
Declive dominante (por ciento)	50 - 75
Drenaje a través del suelo	Rápido
Capacidad de abastecimiento de humedad	Regular
Capa que limita la penetración de las raíces	Lecho de roca serpentina a 40 cm.
Peligro de erosión	Muy Alta
Fertilidad natural	Alta
Problemas especiales en el manejo del suelo	Combate de erosión

**Fuente.** Charley S. Simmond y José Manuel Tarano T. – José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** P. 498.

### **Vías de acceso**

Carretera asfaltada a 8 kilómetros de la cabecera departamental Cobán a San Juan Chamelco. La carretera hacia la aldea Chioya es de terracería con una distancia de 11 kilómetros desde la cabecera municipal, transitable en cualquier época del año, hacia la aldea Chicunk desde la aldea Chioya, es por medio de una vereda de 2.3 kilómetros, y hacia la aldea Chajbul por una carretera de terracería de 24 kilómetros desde la cabecera municipal, transitable todo el tiempo.

### **Servicios públicos**

El municipio cuenta con los siguientes servicios públicos:

- Agua potable.
- Alumbrado eléctrico.
- Correos y telégrafos.
- Área de salubridad.
- Mercado.
- Biblioteca municipal.
- Escuelas.
- Transporte de pasajeros.

## **Hidrografía**

El sistema hidrográfico de una región está formado por el complejo de las aguas estables y corriente, se pudo presentar las mismas características particulares, la existencia de un sistema hidrográfico, en una región es de suma importancia, ya que aparte de influir en sus habitantes por un carácter y costumbres especiales, también es indispensable para proporcionarles el agua necesaria para su subsistencia, así como para los usos consecuentes. Así mismo la hidrografía de una región favorece a los habitantes de ella en la irrigación de tierras con fines agrícolas y para mantener el equilibrio del sistema ecológico regional, hoy en día llamado: Desarrollo Sostenible.

Las corrientes hidrográficas del municipio, unas se dirigen hacia el río Polochic y otras hacia el río Cahabón; en los aproximadamente 80 kilómetros cuadrados de superficie que le corresponden al municipio, encontramos los siguientes accidentes hidrográficos: río Chilax, Chió, Chitepey, Mestelá, Caquiepec, Sequibá, Saquib y Tzuyul.

San Juan Chamelco cuenta con agua potable, así lo muestra la reciente introducción de agua a la comunidad de Satexa y por inaugurarse los chorros domiciliarios en la aldea San Marcos. En el área urbana cuenta con dos secciones de abastecimiento siendo estas, Sacampana y Xucaneb respectivamente, ambas con infraestructura de reciente colocación, así mismo estos proyectos son clorados para un mejor control sanitario y prevención de enfermedades. Las aguas de municipio son en porcentaje alcalinas, es decir tienen con un contenido alto de cal. También cuenta con varias quebradas que son de uso colectivo y permiten subsanar temporalmente el problema de agua en su comunidad.

## Orografía

El lugar es en su mayoría montañoso y quebrado, por lo que la mayoría de los caminos de penetración en estas aldeas son diseñados con sus pendientes máximas o incluso excedidas, lo que en algunos casos es complicado transitarlos, ya que como es un lugar bastante húmedo se deben tomar muy en cuenta sus correntadas de agua o quebradas y las erosiones sufridas en la tierra, todo esto ha dado lugar a que el municipio, presente un paisaje natural.

El complejo montañoso forma parte de la región de la cordillera de los Andes, pues la sierra de los Cuchumatanes, con su asiento principal en los departamentos de Huehuetenango y el Quiché, al prolongarse y bifurcarse rumbo al este, forma la sierra de Chamá de Cahucún y de las Minas las que a la vez se derivan sistemas secundarios, lo que se comprueba visualmente en el municipio de San Juan Chamelco, principales accidentes geográficos conocidos como montañas son:

- Sechaj
- Saxajan
- Iloman
- Candelaria
- Sacquil
- Sesarb
- Chimox
- Sacamchaj

Mientras que los cerros son:

- Sacajut
- Chirreocob
- Sebob
- Canasec
- Campat
- Quecxibal
- Sebulbux
- Chamisún
- Chitix
- Popobaj
- Raxonil
- Chitamté

## **Identificación de las necesidades**

De acuerdo a las propuestas presentadas a la Municipalidad por las diferentes comunidades, ellos las analizaron y las escogieron, y de esta manera se nos asignó el diseño de carretera de las aldeas Chioya a Chicunk, y del puente vehicular para la aldea Chajbul, dichos proyectos se efectuaron con la ayuda del personal de la Oficina de Planificación Municipal, se observó que las necesidades giraban en torno a problemas de vías de comunicación, educación y salud.

## **Priorización de las necesidades**

La municipalidad de San Juan Chamelco preparó el Plan de Desarrollo Municipal. Este documento representa una nueva dinámica de administración municipal. En él se planifica la inversión en función de la priorización de los problemas y necesidades de la población.

Conscientes de la necesidad de desarrollar proyectos de esta naturaleza se determinó diseñar la carretera que une a las aldeas Chioya y Chicunk, y diseño de puente vehicular para la aldea Chajbul, que pueda servir a un amplio número de habitantes necesitados, los cuales serán beneficiados al tener a su disposición las directrices, costos y planos de construcción para poder desarrollar el proyecto.

Basados en los criterios demográficos, socio-económicos, población a beneficiar, así como en la tasa de mortalidad, se determinó la priorización de las necesidades para el municipio, con base en ese Plan, se formula una propuesta de inversión para cada año, y la del año 2006 es la siguiente:

**Tabla III. Propuesta de Inversión año 2006**

**Plan de Desarrollo Municipal**

<b>No.</b>	<b>Nombre del Proyecto</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Sector</b>
1	Aljibes	Aldea Chamisun	Salud
2	Aljibes	Aldea Queqxibal	Salud
3	Aljibes	Aldea Santo Domingo Secaj	Salud
4	<b>Construcción puente vehicular</b>	<b>Aldea Chajbul</b>	<b>Transporte</b>
5	<b>Construcción Carretera Chioya - Chicunk</b>	<b>Aldea Chicunk</b>	<b>Comunicaciones</b>
6	Ampliación Escuela	Barrio San Luis	Educación
7	Construcción Carretera Chamisun – Sesarb	Aldea Sesarb	Comunicaciones
8	Construcción y Equipamiento Edificio de la Estación de Bomberos Municipales	San Juan Chamelco	Salud

**Fuente.** Oficina de Planificación Municipal, Marzo 2005.

## **2 DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE LAS ALDEAS CHIOYA A CHICUNK, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ.**

### **2.1 Descripción del proyecto**

Consiste en el diseño de tramo carretero que conduce a la comunidad Chicunk, municipio de San Juan Chamelco Alta Verapaz, la cual tiene una longitud de 2,260 metros. Que beneficiará directamente a 118 habitantes que conforman dicha aldea, e indirectamente a las aldeas cercanas, los cuales van a ser beneficiados con la construcción del mismo.

El diseño es de una carretera de penetración tipo F, adecuada para una región montañosa y quebrada, la velocidad de diseño es de 20 Km/hora, con un tránsito promedio diario de 25 vehículos y un ancho de calzada de 4.00 metros.

### **2.2 Preliminar de campo**

Consistió en la obtención de información de campo para realizar el diseño en gabinete, ya que es una serie de procesos de los cuales depende en gran parte el tipo de diseño que se realice, ya que en esta se efectúa la selección de ruta y el levantamiento topográfico.

## **2.2.1 Selección de ruta**

Este proceso se realizó por medio del método de conservación de la pendiente en mapas cartográficos, se seleccionó la ruta más adecuada tanto técnica como económicamente. Para el trazo se tomó en cuenta el perfil del terreno, los controles primarios y secundarios, la pendiente máxima, cuidando de realizar el menor movimiento de tierras posible.

### **2.2.1.1 Selección de mapas cartográficos 1:50,000 Estudios sobre mapas cartográficos**

Los mapas cartográficos disponibles para la república de Guatemala son los elaborados por el Instituto Geográfico Nacional a Escalas 1:250,000, 1:100,000 y 1:50,000 siendo los usuales en el trabajo de carreteras los últimos, que representan el terreno en tres dimensiones, estando definida la tercera dimensión por medio de las curvas de nivel.

Al efectuar el trazo en los mapas, el diseñador puede formarse una idea de las características más importantes de la región, sobre todo, respecto a su topografía, hidrografía y la ubicación de la población, se trazan sobre estos las rutas que pueden satisfacer el objetivo de comunicación deseado.

### **Interpretación de mapas cartográficos**

Para el diseño de carreteras se tienen que conocer los accidentes geográficos más comunes, así como el uso que se le da a la tierra, donde se construirá el proyecto.

Los mapas cartográficos contienen un cuadro con la nomenclatura de todos los accidentes geográficos, físicos y referencias los cuales brindan información muy importante para la búsqueda de mejor selección de ruta.

### **Trazo para la selección de las rutas en carreteras**

El primer paso que se debe realizar para el trazo de la selección de ruta es localizar los puntos de inicio y final del proyecto, esto es en un mapa cartográfico 1:50,000, luego se determinan los puntos de control del trazo (poblaciones y topográficos), estos son:

#### **Controles de paso o primarios**

Son las comunidades de inicio y final, que se van a comunicar por medio de la carretera.

Los controles primarios para los proyectos fueron aldea Chioya y aldea Chicunk.

#### **Controles secundarios**

Son las referencias topográficas como ríos, riscos montañosos, etc. Con la unión de los puntos de control se obtiene un croquis de la ruta, con ello se define el tipo de carretera que se necesita en la región, basándose en los criterios de diseño.

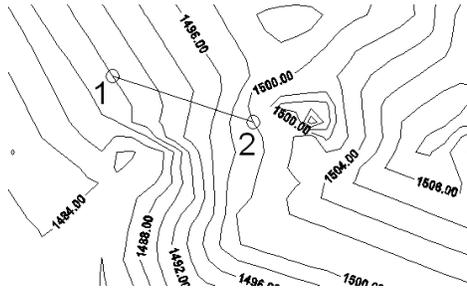
Para realizar la selección de ruta, se pueden utilizar el método de círculos concéntricos o el método de conservación de la pendiente. Para nuestro estudio fue el método de la conservación de la pendiente.

## Conservación de la pendiente

Este método como su nombre lo indica consiste en mantener una pendiente constante, es recomendable su utilización en terrenos montañosos.

Al unir dos puntos sobre el mapa topográfico se puede conocer la pendiente entre ellos.

$$\text{Pendiente}_{1-2} = \frac{\text{Intervalo de nivel}}{\text{Distancia horizontal}}$$



Para su aplicación, se define una pendiente, cuando se tiene la pendiente deseada para llevarla de una curva de nivel a otra, ya sea bajando o subiendo, es necesario la distancia horizontal.

$$\text{DH} = \text{Intervalo de nivel} * 100 / \text{pendiente} (\%)$$

Teniendo el punto de partida del tramo a definir con pendiente constante, se utiliza un compás de precisión con una abertura igual a la distancia horizontal calculada, se busca la siguiente curva de nivel, ya sea para bajar o subir, procedimiento a marcar los puntos en las curvas de nivel. Unidos estos puntos se obtiene la línea de pendiente constante.

## Selección de campo

Después de seleccionar las rutas probables en los mapas cartográficos, se efectúa un reconocimiento del terreno, el cual nos da una visión más amplia de la ruta a seguir, esto para determinar sus principales características topográficas.

En este recorrido se selecciona la ubicación de la preliminar de trazo, esto se hace a pie con la guía del mapa donde se encuentra las diversas posibilidades de ruta, al hacer este reconocimiento, se debe emplear un clinómetro, esto para determinar la pendiente del terreno, se pudo llevar una pendiente fija.

Este reconocimiento es importante realizarlo, porque permite al diseñador obtener la mayor información de la ruta a seguir, como ubicación, longitud, vegetación, finalidad, pendiente, clase de terreno, etc.

### **Ubicación**

Está ubicado a 11 kilómetros de la cabecera municipal de San Juan Chamelco, inicia en la aldea Chioya, entrada al centro de convergencia de dicha comunidad, siguiendo en algunos tramos por donde pasa la vereda actual hacia la aldea Chicunk, terminando frente a la escuela de dicha aldea, los puntos de inicio y final se marcaron con bases de concreto, indicando el kilometraje y niveles del trazo.

### **Longitud**

Para este reconocimiento es suficiente con la aproximación que se obtenga en las distancias de los puntos importantes de topografía obteniendo, así, para este proyecto la longitud total de 2,260 metros de apertura de carretera.

## **Finalidad**

Es el uso que tendrá el camino, se anotará si hay usos específicos por tramos y el total, ya que puede suceder que en un determinado tramo la finalidad del camino sea distinta que en los demás o, bien, mixta. Los principales casos son los siguientes: agrícola, minero, industrial y turístico. Para este caso su finalidad es agrícola.

## **Pendiente**

Con una primera información el diseñador observará y anotará la topografía del terreno y así establecer, una ruta factible donde no hay pendientes mayores que la permitida en el diseño. Sin embargo, la topografía de la línea preliminar escogida, nos proporcionó una pendiente mayor de la máxima permitida, por ser un terreno montañoso y quebrado, esta información de las pendientes se obtuvo por medio de un clinómetro, usando el método de conservación de la pendiente, la cual ya ploteada en gabinete es de 14.95% (ver página 30 cálculo de pendiente).

## **Clases de terreno**

Es de suma importancia determinar el tipo de suelo, ya que de esta depende el costo del proyecto.

Se determinó durante el recorrido y extracción de la muestra, diferentes tipos de suelo, pero el principal es de clasificación de suelos poco profundos sobre caliza, así como partes de arcilla con presencia de grava color café claro (ver anexo hoja estudio suelos).

## **2.2.2 Levantamiento topográfico de preliminar**

Es el levantamiento de la línea preliminar trazada en la fase de la selección de ruta, este levantamiento consistió en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, donde se estableció lo siguiente:

- Punto de partida.
- Azimut de salida.
- Kilometraje de salida.
- Cota de salida del terreno.

Al realizar éste levantamiento, se debe tener cuidado para tener un grado de precisión razonable, y para marcar algunos accidentes que pudieran afectar la localización final de la carretera.

Para cada levantamiento de preliminar, se debe tomar en el campo: tránsito preliminar, niveles de preliminar, secciones transversales de preliminar, radiaciones y referencias.

### **2.2.2.1 Tránsito preliminar**

El trazo del tránsito de preliminar, se realizó por medio del método de conservación del azimut, este se llevó a cabo utilizando un teodolito marca Wild-T-1, Estadal de 6 m, plomadas y cinta métrica.

El punto inicial se hizo fijando un norte magnético, se tomaron dos referencias de salida las cuales fueron un poste de energía eléctrica y base de un rótulo de información comunitaria, el cual fue referenciado de una forma clara, esto para que sea fácil de localizar, y para determinar el rumbo de partida.

El estacionamiento de salida se establece con base a una carretera existente, en caso de no existir ninguna puede asumirse un estacionamiento arbitrario. Para nuestro caso se basó en una carretera existente donde este tramo sería un entronque de la misma hacia la aldea Satexa, todos los datos anteriores deben anotarse en la libreta de tránsito preliminar.

A continuación se presenta un ejemplo de los datos levantados en tránsito.

**Tabla IV. Libreta de transito de preliminar**

EST	PO	AZIMUT			Dist. M.	Caminamiento	Observaciones
0	1	92°	06'	17"	141.753	0 + 141.75	Casas lado izquierdo
1	2	82°	57'	00"	16.404	0 + 158.16	Río lado derecho
2	3	42°	17'	21"	19.156	0 + 177.31	Río lado derecho
3	4	10°	47'	24"	41.599	0 + 218.91	Río lado derecho
4	5	62°	52'	39"	30.419	0 + 249.33	Río lado derecho
5	6	74°	16'	14"	14.772	0 + 264.10	Río lado derecho
6	7	79°	03'	45"	22.793	0 + 286.90	Casa lado izquierdo
7	8	91°	34'	33"	74.999	0 + 361.90	Suave

### 2.2.2.2 Niveles de preliminar

La nivelación se efectuó tomando diferencias de nivel a cada 20 metros, y en todos los puntos fijados en el trazo de la línea o eje central, esto se realizó por el método de nivelación cerrada sobre la línea del eje central, dejando referencias de bancos de marca BM o controles de nivel a cada 500 metros por lo menos.

Para realizar la nivelación se debe tomar un banco de marca BM referenciado a un punto fijo de un árbol, una casa, etc., en este caso se tomó como referencia un poste y una base de rótulo que se encuentran al inicio del tramo.

**Tabla V. Libreta de niveles de preliminar**

<b>P. O.</b>	<b>VA</b>	<b>AI</b>	<b>VI</b>	<b>PV</b>
BM 1	0.199			
0+000			3.952	
PV	0.471			4.789
0+020			1.677	
0+040			1.661	
0+060			1.962	
0+080			3.047	
0+100			3.3	

Donde:

- P. O. = Punto observado
- VA = Vista atrás
- VI = Vista intermedia
- PV = Punto de vuelta

### **2.2.2.3 Secciones transversales de preliminar**

Por medio de estas secciones, se podrá determinar la topografía de la franja de terreno en estudio, trazando las curvas de nivel para obtener un diseño apropiado.

En las estaciones de la línea central a cada 20 metros se trazarán perpendicularmente, haciendo un levantamiento en nuestro caso de 15 metros a cada lado, la longitud de las secciones puede variar de acuerdo con el terreno y a criterio del topógrafo, estos datos fueron tomados con la ayuda de un nivel de mano de 8 aumentos.

Dentro de estos datos debe de incluirse las orillas de caminos, orillas de ríos, fondos, casas, muros de contención, corrales y cualquier información que sea de utilidad en el diseño.

Además, toda la información de campo deberá comprender:

- Localización probable de drenajes y puentes.
- Tipo de material que existe en la faja de terreno donde pasa el proyecto y sus características de dureza.
- Características de los puntos observados.
- Descripción de los terrenos que tienen que atravesarse para fines de derecho de vía, con la clase de cultivo que hay en ellos, indicando si son del estado o particulares.
- Características de las construcciones que se encuentran dentro de la franja de terreno levantada.
- Un esquema detallado de ecuaciones de estacionamientos.

**Tabla VI. Libreta de secciones transversales de preliminar**

CI2	DI2	CI1	DI1	E	DD1	CD1	DD2	CD2	Observaciones
-1.03	6	-0.62	3	8	3	-0.29	6	-0.48	Terreno suave
1.31	6	0.81	3	9	3	0.31	6	-0.49	Cultivo milpa
3.5	5	1.6	2.5	10	3	-0.6	6	-1.28	Cultivo milpa
0.53	6	0.88	3	11	3.5	0.92	7	1.31	Terreno rocoso

Donde:

E	=	Estación
CI	=	Cota izquierda
CD	=	Cota derecha
DI	=	Distancia izquierda
DD	=	Distancia derecha

### **2.2.3 Cálculo topográfico de preliminar**

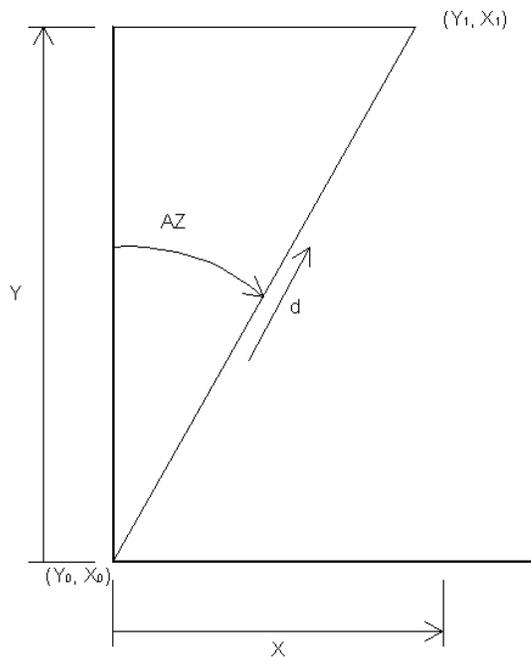
Consiste en procesar en gabinete, los datos del levantamiento preliminar, estos trabajos se detallan a continuación.

#### **2.2.3.1 Cálculo del tránsito de preliminar**

Con la información recopilada en campo, se realiza el cálculo de la libreta de tránsito, luego se calculan las coordenadas parciales, de cada punto de intersección, teniendo la distancia y el rumbo entre cada uno.

Para el cálculo de coordenadas, es recomendable tomar como valor inicial de 10,000 para X y Y respectivamente, esto; para evitar tener coordenadas con signos negativos que dificulten el cálculo.

**Figura 3. Cálculo de coordenadas topográficas.**



$$y = d * \cos(Az)$$
$$x = d * \text{sen}(Az)$$

$$Y_1 = Y_0 + Y$$

$$X_1 = X_0 + X$$

Ejemplo de cálculo de coordenadas con los datos de las estaciones siguientes:

De E-7 a E-8

Coordenadas parciales

$$y = d * \cos(Az)$$
$$= 74.999 * \cos(91^\circ 34' 33'')$$
$$= -2.06247$$

$$x = d * \text{sen}(Az)$$
$$= 74.999 * \text{sen}(91^\circ 34' 33'')$$
$$= 74.97064$$

Coordenadas totales

$$Y_8 = Y_7 + y$$
$$= 74.04 + -2.06247$$
$$= 71.98$$

$$X_8 = X_7 + x$$
$$= 242.29 + 74.97064$$
$$= 317.26$$

Al tener todas las coordenadas se pudo trazar la planta de la preliminar como se muestra en los planos planta-perfil.

### 2.2.3.2 Cálculo de niveles de preliminar

Este cálculo consiste en calcular las elevaciones de las estaciones y su respectivo seccionamiento de la línea central. El cálculo de las cotas de terreno y posteriormente planteado, muestra la topografía real de la línea preliminar de diseño, este perfil del terreno determina el tipo de carretera a diseñar.

**Tabla VII. Libreta de nivelación preliminar**

P. O.	VA	AI	VI	PV	COTA
BM 1	0.199	100.199			100
0+000			3.952		96.247
PV	0.471	95.884		4.789	95.413
0+020			1.677		94.207
0+040			1.661		94.223
0+060			1.962		93.922
0+080			3.047		92.837
0+100			3.3		92.584
0+120			3.902		91.982

El procedimiento para el cálculo de las cotas es el siguiente:

- Se asumió una cota inicial de cien.
- Se estableció un error permisible de  $E = 2.5 \times em$ , por kilómetro, en donde es necesario tener el error medio total  $em = \sqrt{L \times t}$ , en donde L, es la longitud total del caminamiento en kilómetros y t, es la tolerancia por kilómetro.

Los valores de “t”, varían con el orden de la nivelación, y con los diversos reglamentos que existen, a continuación se muestra una tabla de valores de “t”.

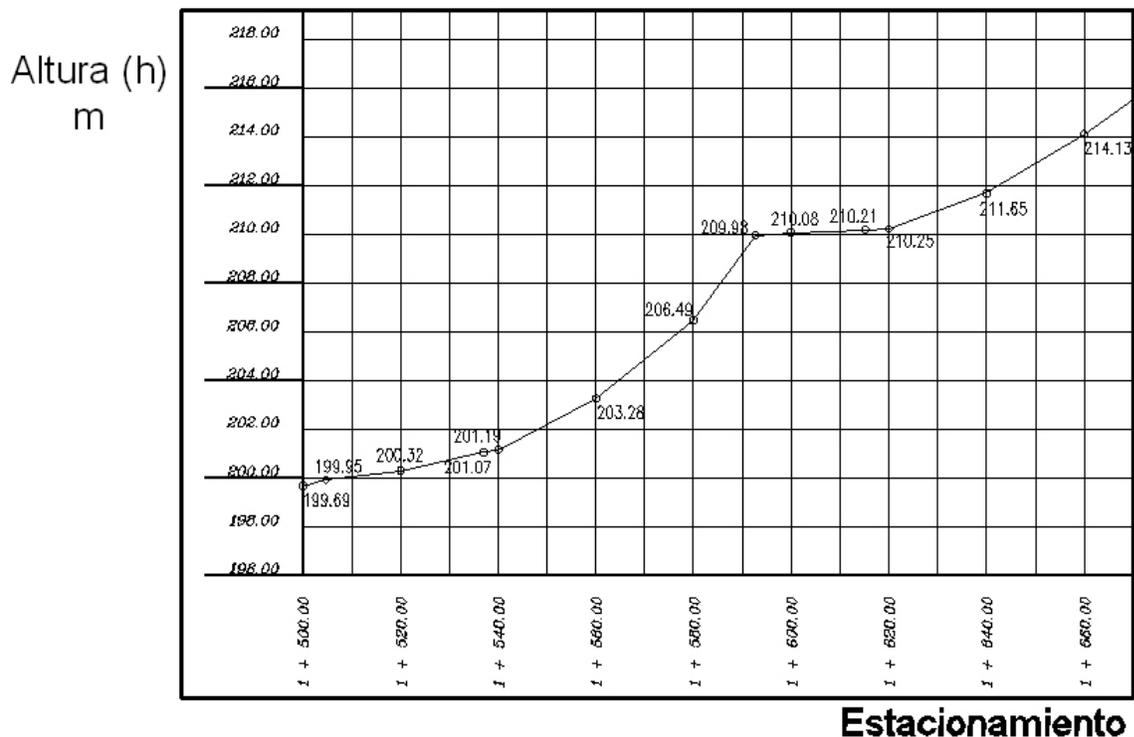
**Tabla VIII. Valores de tolerancia (t) en centímetros por kilómetro.**

FUENTE	Orden de nivelación		
	1º	2º	3º
TOSCANO	1.00	2.00	3.00
TOPOGRAFIA DE WERKMEISTER	0.10	2.00	2.00
SURVEYING; DAVIS AND FOOTE	0.35	0.72	1.00

Fuente. Juan Sajcabun, Diseño de carretera al Bojonal, San Marcos. Pág. 29.

Con los anteriores datos, se calcula el error medio total y el error permisible para Guatemala; por tener en su mayoría una topografía quebrada se utilizan los valores de tolerancia por kilómetro de Toscazo.

**Figura 4. Dibujo de perfil preliminar.**

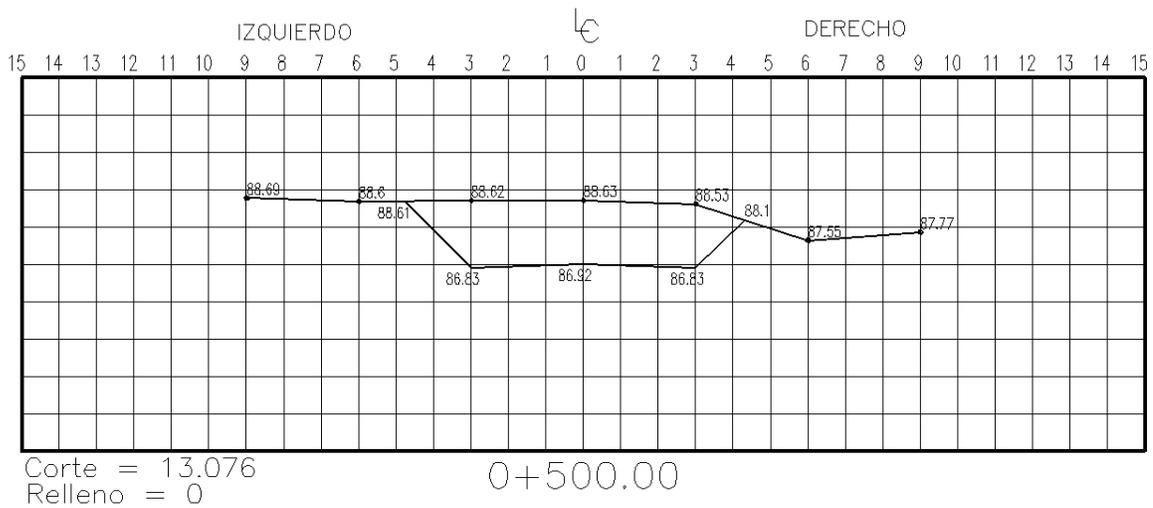


### 2.2.3.3 Cálculo de secciones transversales de preliminar

Este cálculo se realizó tomando en cuenta los datos obtenidos de la nivelación del eje central, seccionando a cada 20 metros sobre el eje central y 15 metros en ambos lados, para determinar el volumen de corte y relleno para la construcción de las carreteras.

El procedimiento de cálculo consiste en obtener las cotas de los puntos medidos, referenciados a la cota del eje central obtenidos anteriormente.

**Figura 5. Dibujo de sección transversal de preliminar.**



### 2.2.4 Diseño de localización

Consiste en diseñar la línea final, conocida como línea de localización, la cual será la definitiva para el proyecto, se realizará con toda la información que se recabe en campo, según el levantamiento topográfico.

Para realizar el diseño se siguieron los siguientes pasos:

- Diseño de subrasante de preliminar.
- Traslado de subrasante a planta.
- Diseño de la línea de localización.
- Deducción de perfil y afinamiento de diseño.

#### **2.2.4.1 Diseño de subrasante de preliminar**

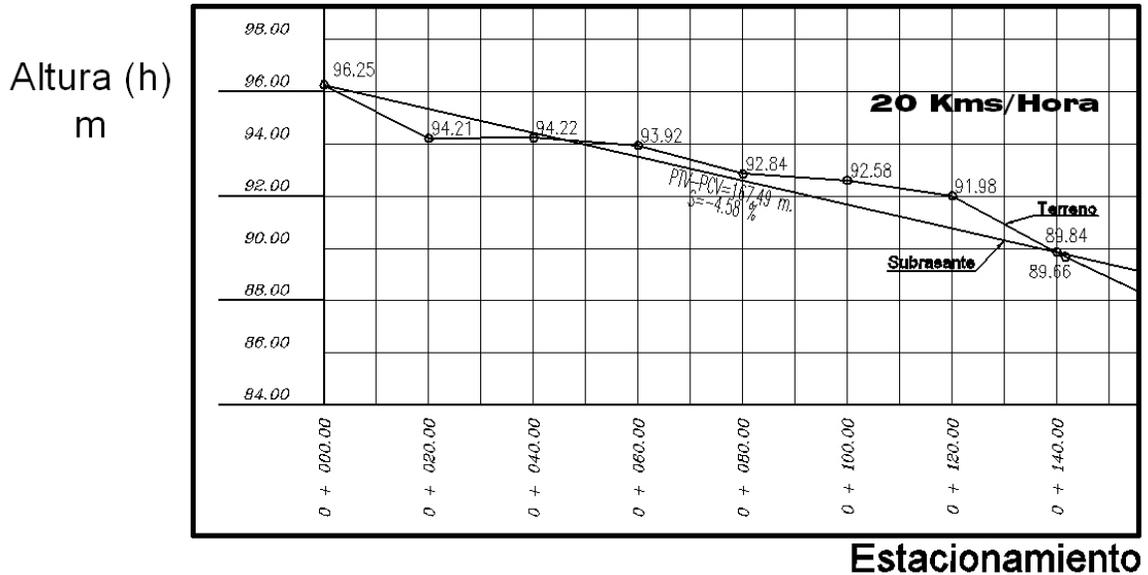
La subrasante se diseñó sobre el perfil de preliminar, trazando tangentes para el diseño de la misma, en cada cambio de pendiente, se determinó la longitud de curva vertical mínima con base a la velocidad de diseño y a las pendientes.

El objetivo de ésta subrasante, es fijar una línea base, a la cual se tratará de ajustar el perfil de la línea final o de localización, diseñándose sobre la misma, para obtener una nueva subrasante que cumpla con los requisitos de balance en el movimiento de tierras. Lo principal en éste diseño, es que no se exceda la pendiente longitudinal máxima permitida, que en este caso es del 15%, (ver apéndice 1, hoja 3)

$$\text{Pendiente} = \frac{\text{Intervalo de nivel} \cdot 100}{\text{Distancia horizontal}} = \frac{205.50 - 170.78}{1574.19 - 1341.90} = 14.95 \% \cong 15\%$$

Se realizó sobre papel milimetrado, dibujando el perfil del terreno y a una escala horizontal 1:1000 y vertical 1:100, para luego por medio de las tangentes, jugar con la pendiente más adecuada para el diseño de localización y así balancear el movimiento de tierras.

**Figura 6. Trazo en perfil de la subrasante de preliminar.**



La subrasante se proyecta sobre el perfil longitudinal del terreno, a través de aproximaciones, y el alineamiento vertical debe combinarse con el horizontal.

La subrasante, es la que definió el volumen del movimiento de tierras, la economía del proyecto depende de un buen diseño y debe contar con lo siguiente:

- Definir la sección típica de la carretera.
- El alineamiento horizontal del tramo.
- El perfil longitudinal del mismo.
- Las secciones transversales.
- Las especificaciones necesarias.
- Datos de la clase del terreno.
- Haber determinado puntos obligados.

Se debe balancear el corte con el relleno en una distancia no mayor de quinientos metros, según sección 200 del Libro Azul D.G.C. 2,000, dejando arriba el corte para facilitar el transporte del mismo.

Además del diseño, se tomó en cuenta lo siguiente:

- Coeficiente de contracción e hinchamiento. (ver sección 2.2.6.3)
- Pendiente máxima y mínima.
- Condiciones topográficas.

Las condiciones topográficas de la región, determinan tres tipos de terreno, según la clasificación usada en la Dirección General de Caminos y son los siguientes:

1. Terreno llano.
2. Terreno ondulado.
3. Terreno montañoso.

En este caso se tiene un terreno montañoso (ver anexo hoja cartográfica).

#### **2.2.4.2 Traslado de subrasante a planta**

Del perfil donde se diseñó la subrasante, se obtuvo la elevación de ésta para cada estación, buscando dicha elevación en la planta de preliminar, sobre la sección transversal de la misma estación, la curva de nivel correspondiente exacta, se marca con un punto, a continuación se hace lo mismo con todas las estaciones uniendo todos los puntos con una línea discontinua, dando por resultado una línea que servirá como base al diseñador para aproximar el diseño de la línea de localización al perfil preliminar en planta.

#### **2.2.4.3 Diseño de la línea de localización**

De acuerdo a la topografía realizada en campo se considera la más factible, ya que el área es montañosa, quebrada y tiene unas pendientes muy pronunciadas, y a los derechos de paso (ver hoja cartográfica en el apéndice).

El diseño se realizó con un juego de escuadras, un compás, un juego de curvas de diseño y las especificaciones. Se realiza la primera aproximación, tratando en lo posible de seguir la línea fijada por la curva de la subrasante trasladada del perfil a la planta. Las curvas de diseño, deben adaptarse lo mejor posible a las características del terreno y a la curva de la subrasante, luego; con líneas, unir a través de tangentes las curvas, moviendo constantemente dichas tangentes y curvas hasta que el proyecto obtenga una forma lógica.

#### **2.2.4.4 Deducción del perfil y afinamiento de diseño**

Para realizar la deducción del perfil, se marcaron estacionamientos a cada 20 metros, cada estación tendrá una elevación que se determinará interpolando entre las curvas de nivel, estas elevaciones, se colocarán en el perfil preliminar para cada estación correspondiente, uniendo estos puntos con una línea punteada. Trazando así sobre este nuevo perfil, una nueva subrasante, teniendo siempre en cuenta los puntos obligados y todas las especificaciones para el diseño.

El diseño del alineamiento horizontal y del alineamiento vertical, no se debe considerar independientemente uno del otro, debido a que ambos se complementan entre sí, sobre todo, por criterio de economía y de seguridad al tránsito.

## **2.2.5 Cálculo de localización**

Consistió en un procedimiento matemático por medio del cual, se definió totalmente las características geométricas y trigonométricas de la línea de localización. Esta no se movió mucho de la preliminar debido a que los derechos de paso ya se habían estipulado por los propietarios.

### **2.2.5.1 Cálculo de puntos de intersección de localización**

Para realizar estos cálculos, se deben colocar en planta las coordenadas totales de los puntos de intersección de preliminar, además se debe colocar los rumbos y distancias de la línea preliminar.

En algunos de los diseños horizontales, existirán casos donde la línea de localización coincida con la línea de preliminar, además, cuando sea necesario; se recurrirá a efectuar medidas gráficas, para relacionar la línea de localización diseñada, con la línea de preliminar colocada en el campo.

Para el cálculo final, es importante utilizar relaciones de triángulos, ley de senos y cósenos, intersecciones o alguna otra relación trigonométrica, que proporcione un dato para seguir con el cálculo.

Después de calcular las coordenadas de todos los puntos de intersección de localización, se procede a calcular las distancias y los rumbos entre los mismos.

Entre cada dos rumbos existirá un delta ( $\Delta$ ) que al calcularse, variará respecto a la ubicación del cuadrante donde se encuentre el azimut.

En la mayoría de los cálculos, para afinar distancias o encontrarlas, se hace necesario calcular una intersección, que consiste en encontrar las distancias y las coordenadas del punto de intersección entre dos rectas, conociéndose un punto de cada una de ellas y su dirección.

### **2.2.5.2 Cálculo de elementos de curva y estacionamientos**

Para el cálculo de elementos de curva, es necesario tener las distancias entre los puntos de intersección de localización, los deltas ( $\Delta$ ) y el grado de curva (G) que será colocado por el diseñador.

Con el grado (G) y el delta ( $\Delta$ ), se calculan los elementos de la curva. Las fórmulas se obtienen de los diferentes elementos de una curva circular.

#### Aplicación de fórmulas

Para la aplicación de fórmulas, se tomará como ejemplo la curva horizontal número 8 de la carretera Chioya a Chicunk.

Datos:

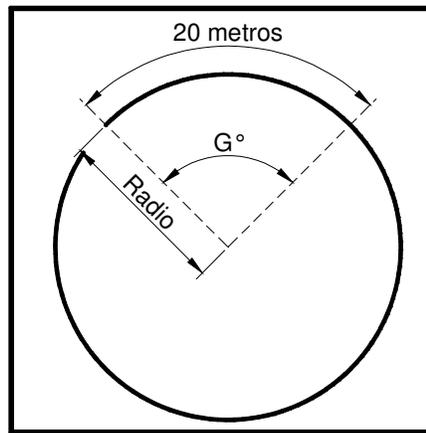
Caminamiento 0+361.90

$\Delta = 14^{\circ}42'48''$

G = 49°

Grado de curvatura (G). Es el ángulo central que subtiende un arco de circunferencia de 20 metros, de ésta definición se obtienen las fórmulas de los diferentes elementos de una curva horizontal circular.

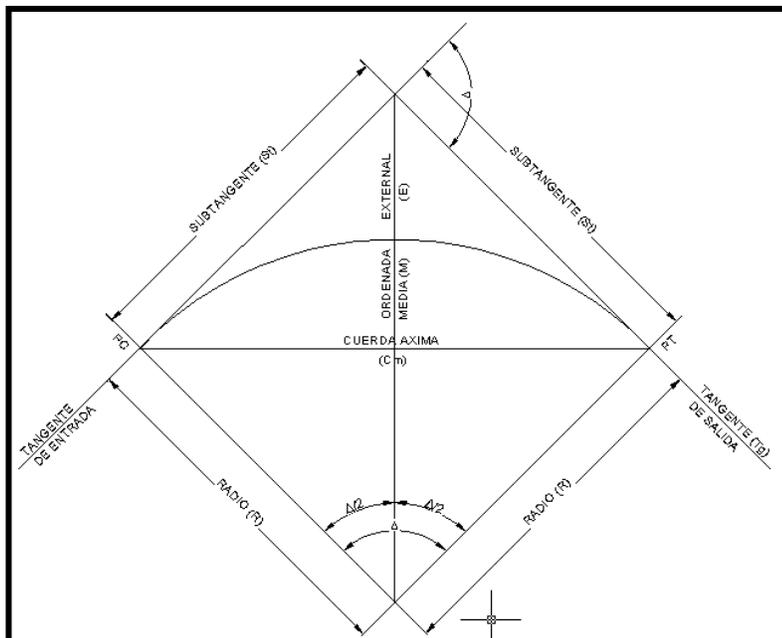
**Figura 7. Datos para fórmulas de curvas horizontales.**



$$G/360 = 20/2\pi R \Rightarrow R = 20 \cdot 360 / 2\pi G = 1145.9156/G$$

$$R = 1145.9156/49 \quad R = 23.39 \text{ m.}$$

**Figura 8. Elementos de curvas horizontales circulares simples.**



Fuente. Augusto, Pérez, **Metodología de actividades para el diseño de carreteras**. Pág. 29.

**Longitud de curva (LC).** Es la distancia siguiendo la curva, desde el principio de curva (PC), hasta el principio de tangente (PT).

$$LC = (20 * \Delta) / G$$

$$LC = (20 * 14^{\circ}42'48'') / 49$$

$$LC = 6.07 \text{ metros.}$$

**Subtangente (St).** Es la distancia entre el PC y el punto de intersección (PI) o entre el PI y el PT, en curvas circulares simples forman un ángulo de  $90^{\circ}$  con el radio.

$$St = R * \text{tg} (\Delta/2)$$

$$St = 23.62 * \text{tg} (14^{\circ}42'48''/2)$$

$$St = 3.05 \text{ metros}$$

**Cuerda máxima (Cm).** Es la distancia entre una línea recta trazada entre el PC al PT.

$$Cm = 2 * R * \text{Sen} (\Delta/2)$$

$$Cm = 2 * 23.62 * \text{Sen} (14^{\circ}42'48''/2)$$

$$Cm = 6.05 \text{ metros}$$

**External (E).** Es la distancia comprendida entre el PI al punto medio de la curva.

$$E = R * (1 - \text{Cos} \Delta/2) / (\text{Cos} \Delta/2)$$

$$E = (23.62 * (1 - \text{Cos} 14^{\circ}42'48''/2)) / (\text{Cos} 14^{\circ}42'48''/2)$$

$$E = 0.21 \text{ metros}$$

**Ordenada media (OM).** Es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$OM = R * (1 - (\cos (\Delta/2)))$$

$$OM = 23.62 * (1 - \cos (14^\circ 42' 48''/2))$$

$$OM = 0.2 \text{ metros}$$

### **Cálculo de estacionamientos**

Los estacionamientos se calculan con base a las distancias entre los PI de localización, calculando también la estación para cada PI, restando la estación del PI menos la subtangente se ubicará el principio de la curva (PC).

Sumando el PC más la longitud de curva, se ubicará el principio de tangente (PT), final de la curva.

Para el ejemplo anterior se tiene:

$$PC = PI - St$$

$$PC = 0+361.90 - 3.05$$

$$PC = 0+358.85$$

$$PT = PC + LC$$

$$PT = 0+358.85 + 6.07$$

$$PT = 0+364.92$$

### **2.2.5.3 Trazo de subrasante**

El trazo de la subrasante se efectúa en dos fases:

### **Cálculo de subrasante en rollo de perfil longitudinal**

Consiste en encontrar las elevaciones de los puntos de intersección vertical PIV, con base a las pendientes y a las estaciones de los PIV, que se colocaron al momento de realizar el diseño de la subrasante. Las pendientes podrán variar al ser afinadas.

Para este cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$H = (Est_2 - Est_1) * (P)/100$$
$$Elev_2 = H + Elev_1$$

- La pendiente (P) deberá introducirse a la fórmula con su signo.
- Al iniciar un cálculo se leerá en el ploteo, la primera elevación.

### **Cálculo de subrasante en hojas de movimiento de tierras**

Consiste en colocar los estacionamientos del PIV con sus elevaciones y la longitud de curva (LCV), en el listado de estacionamientos que se tiene para el movimiento de tierras. Colocar las pendientes entre cada PIV.

#### **2.2.5.4 Determinación de curvas verticales**

Los elementos que forman el perfil longitudinal de la subrasante, deben enlazarse por medio de curvas verticales cóncavas o convexas, de longitud variable.

El propósito de las curvas verticales consiste en suavizar los caminos en el movimiento vertical, puesto que a través de su longitud, se efectúa un paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida, proporcionando una transición segura y confortable.

Longitud mínima de curva vertical. Se calcula con la expresión que a continuación se presenta:

$$LCV = K * A$$

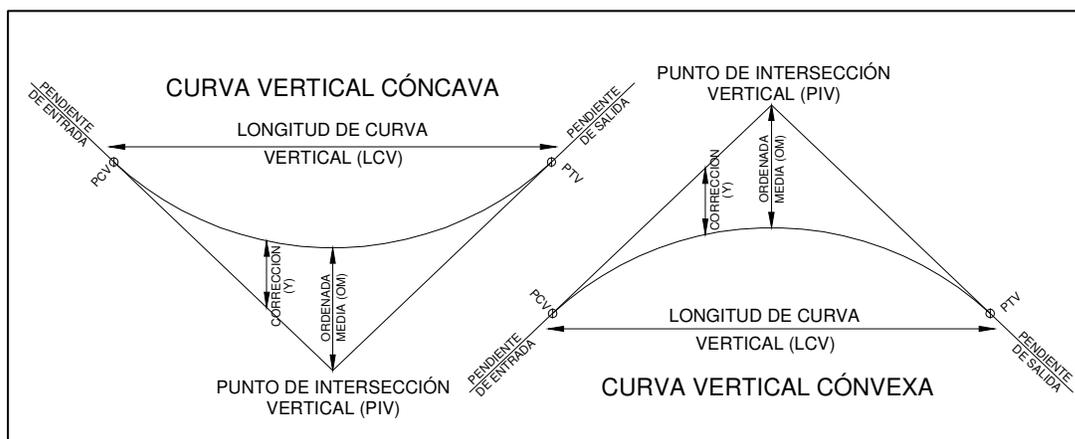
Donde:

LVC = Longitud mínima de curvas verticales, dada en metros.

A = Diferencia algebraica de las pendientes, dada en porcentaje.

K = Constante que depende de la velocidad de diseño adimensional (ver tabla IX).

**Figura 9. Tipos de curvas verticales.**



**Fuente.** Augusto, Pérez, **Metodología de actividades para el diseño de carreteras.** Pág. 53.

**Tabla IX. Constante k en longitud mínima de curvas verticales.**

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

**Fuente.** Augusto, Pérez, **Metodología de actividades para el diseño de carreteras.** Pág. 53.

## **2.2.6 Movimientos de tierras**

Es el renglón que proporciona una buena referencia en el costo directo de la carretera, ya que dependiendo de la experiencia del diseñador, se logrará realizar un balance óptimo entre el corte y el relleno, para lograr el costo mínimo con la mejor calidad de la carretera, este fue mucho mayor en corte debido a que el terreno es montañoso, y para suavizar lo mejor posible las pendientes, aunque en algunos tramos esta excedió la máxima.(Ver hoja de cálculo de movimiento de tierras en anexo).

### **2.2.6.1 Dibujo de secciones transversales**

Consiste en plotear distancias con sus respectivas elevaciones a ambos lados de la línea central del caminamiento, que por lo general está a cada 20 metros.

El ploteo se realiza con coordenadas relativas, obtenidas del cálculo de niveles y distancias de la libreta de secciones transversales de preliminar, además, se debe rotular la estación, el nivel o cota, y de preferencia se plotearán las secciones a escala 1:100.

En caso que el diseño sea de una ampliación o rehabilitación de carretera, o sea que ya exista un camino, se deben trasladar todos los datos sobre cercos, casas, fondos, ríos, etc., que estén cerca de la línea central a la sección transversal, además si hay alcantarillas existentes, también se debe plotear en las secciones transversales, esto, para tener información al momento de realizar el diseño del drenaje menor.

El dibujo de las secciones típicas depende del tipo de carretera a diseñar, es decir, del diseño de la sección típica, para nuestro diseño se utilizó un corte de terracería de 6 metros de ancho.

### **Sección típica en tangente**

Consiste en plotear la diferencia entre la subrasante y el nivel, arriba o debajo de la sección transversal, según sea el caso, a partir de este punto se debe trazar la sección típica haciendo uso de dos escuadras; dibujar la mitad de la típica a ambos lados de la línea central, siendo la inclinación de la típica de 3% (bombeo normal) a ambos lados, ya que es una carretera de penetración.

### **Sección típica en curva**

Se plotea la diferencia como se menciona en la sección típica en tangente, colocándose a la izquierda o derecha de acuerdo con el valor del corrimiento de la curva.

El peralte indica la inclinación de la sección típica; cuando el peralte es menor del 3% y la curva es hacia la izquierda, el lado izquierdo de la sección típica, permanece con el 3% y el lado derecho de la sección se suma o resta el peralte con el porcentaje calculado en esa estación para el lado hacia donde va la curva.

El sobreebanco se suma al ancho de la sección de adentro de la curva. Si el ancho de la típica se midió a partir de la línea central, restar el corrimiento del lado opuesto a la curva. Cuando la curva va hacia la derecha, el procedimiento es el mismo solo que a la inversa.

En casos en que el peralte sea mayor del 3%, se inclina toda la sección típica hacia el lado donde va la curva, de acuerdo con el porcentaje calculado en cada estación.

### **Dibujo de taludes**

Consiste en el trazo de líneas inclinadas en los extremos de la sección de terracería, haciéndolas coincidir con la sección transversal típica, que esta fue de 6 metros de ancho de corte, por ser una carretera de penetración, tomando en cuenta las respectivas relaciones de corte y relleno, para evitar la erosión y deslave de los taludes.

La inclinación del talud de la carretera, está en función de las propiedades de los materiales. Sin embargo, cuando no se tienen mayores datos y para fines de estimación de volúmenes de movimiento de tierras, es recomendable usar la siguiente tabla:

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

CORTE		RELLENO	
ALTURA	H – V	ALTURA	H – V
0 – 3	1 – 1	0 – 3	2 – 1
3 – 7	1 – 2	> 3	3 – 2
> 7	1 – 3		

**Fuente.** Augusto Pérez, **Metodología de actividades para el diseño de carreteras.** Pág. 62.

Donde:

H = Horizontal

V = Vertical

> = Mayor que

Una vez dibujados los taludes, el área arriba de la sección típica se considerará corte (excavación no clasificada) y el área de abajo se denominará relleno (terraplén).

### 2.2.6.2 Determinación de áreas

- **Método gráfico**

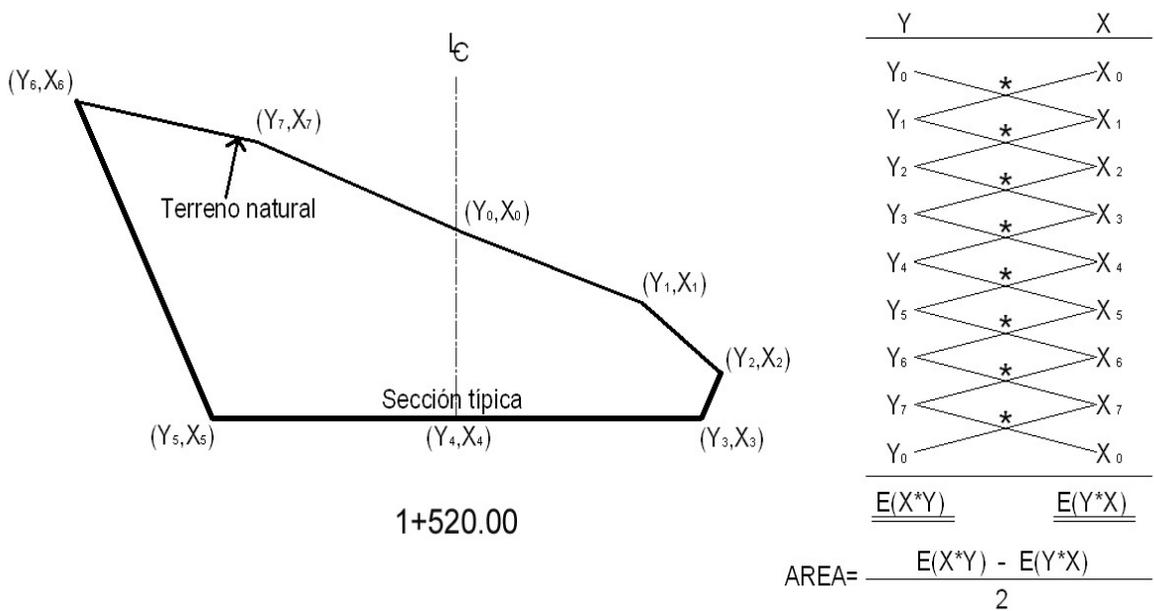
Completándose el dibujo de las secciones típicas, se procede a medir las áreas de corte y relleno que existan, deben cuantificarse haciendo uso de un planímetro polar graduado a la escala de la sección.

Se recomienda colocar el área de corte o relleno en la parte superior derecha inmediata a la sección de cada estación, para después trasladar los valores de las áreas, a las hojas de movimiento de tierras, procediendo al cálculo de volúmenes.

- **Método analítico**

Al tener ploteadas las secciones transversales, se calculan las coordenadas para los puntos que determinan el área, referidas a la línea central y luego, por el método de determinantes se obtiene el área.

**Figura 10. Dibujo del método de las determinantes.**



### 2.2.6.3 Coeficiente de contracción e hinchamiento

Para el balance entre el corte y el relleno, se debe considerar que se necesita más material de corte para un relleno, debido a los cambios volumétricos sufridos por los suelos, esto debido a sus propiedades, humedad, tipo de compactación, etc.

Con base al coeficiente se puede determinar el relleno con la siguiente relación:

$$R = C / (1 - Cc)$$

Donde:

C = Corte

R = Relleno

Cc = Coeficiente de contracción e hinchamiento

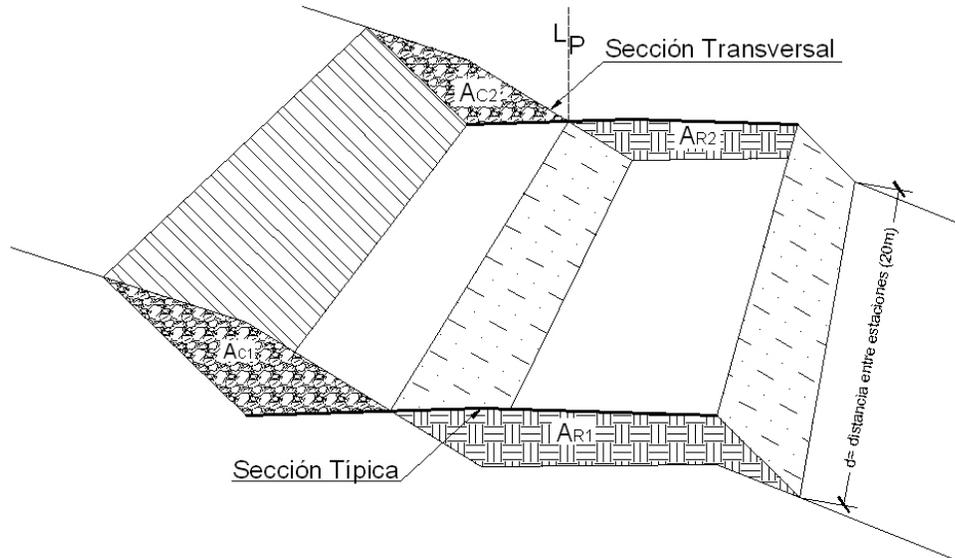
En la Dirección General de Caminos, según la Sección 206 se utiliza un coeficiente en porcentaje que oscila entre 30 y 40%, el cual está en función de la clase del suelo. En este proyecto se utilizó un coeficiente del 35% para el cálculo de movimiento de tierras.

#### **2.2.6.4 Cálculo de volúmenes**

Una vez se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de volúmenes de tierra. Para ello, es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides, tanto en corte como en relleno. Entre dos estaciones, el volumen es el de un prisma irregular, el área de sus bases es la medida en cada una de las estaciones, y la altura del prisma es igual a la diferencia de estaciones; sucede esto cuando en las estaciones consideradas existe; sólo corte, o sólo relleno.

La forma más rápida de calcular el volumen es con base al producto de la semisuma de las áreas extremas, por la distancia entre estaciones.

**Figura 11. Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras.**



El volumen de un prismaoidal está dado por la fórmula:

$$V = (A_{C1} + A_{C2}) / 2 * d \quad \text{ó} \quad V = (A_{R1} + A_{R2}) / 2 * d$$

Donde:

$V$  = volumen de tierra.

$A_{C1}$   $A_{R1}$  = área de sección corte 1 o relleno 1.

$A_{C2}$   $A_{R2}$  = área de sección corte 2 o relleno 2.

$d$  = distancia entre las dos áreas.

LP = Línea de paso entre corte y relleno

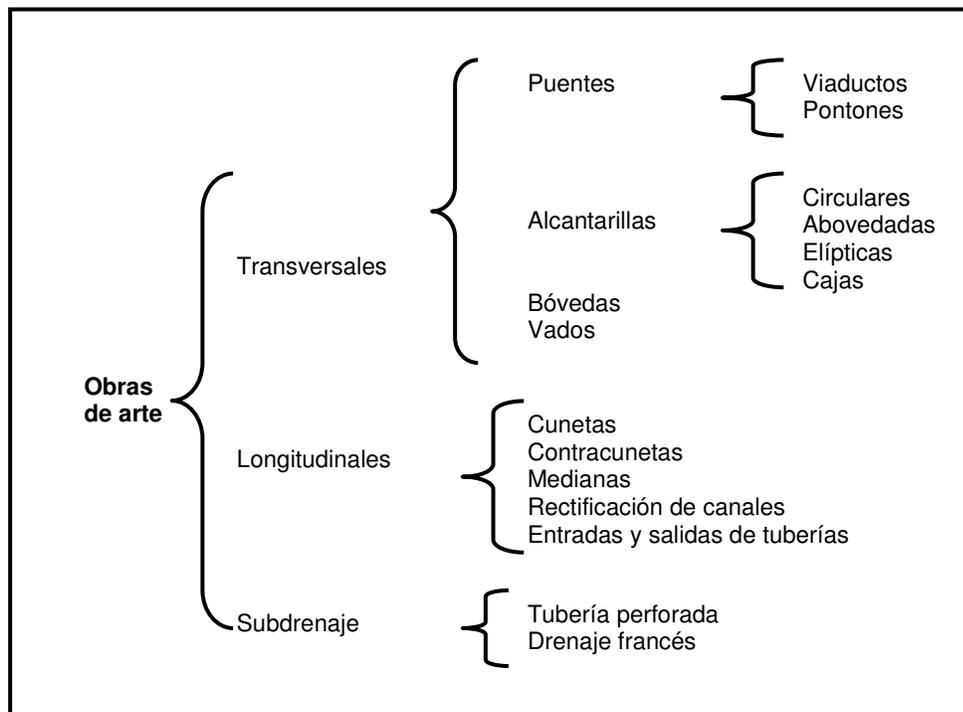
### 2.2.7 Drenajes

El objeto fundamental del drenaje es la eliminación del agua o la humedad que, en cualquier forma, pueda perjudicar la carretera, esto se logra si se evita que el agua llegue a ella. Los daños ocasionados por el agua, encarecen el costo de construcción y el mantenimiento; a veces interrumpen el tránsito.

El estudio del drenaje, no sólo debe realizarse para el cruce de ríos o riachuelos, si no que para cualquier obra de drenaje por pequeña que sea, ya que su diseño depende en gran parte la vida útil de la carretera.

Al drenaje, por ser tan importante en la construcción de una carretera, se le ha denominado también obras de arte, se clasifican de la siguiente forma:

**Tabla XI. Tipos de drenajes en carreteras.**



**Fuente.** Augusto Pérez, **Metodología de actividades para el diseño de carreteras.** Pág. 96.

### **2.2.7.1 Ubicación de drenajes**

- Con las coordenadas de localización calculadas, plotear la línea en escala 1:50,000 en papel milimetrado, para luego trasladarla a papel calco.
- En la hoja 1:50,000 donde se encuentre la línea dibujada, ubicar el papel calco y rotular cada kilómetro, localizando las pasadas de agua. Cuando las cuencas son pequeñas es recomendable utilizar mapas de escala menor.
- En la hoja 1:50,000 delimitar las cuencas y planimetrar sus áreas, trasladándolas luego a papel calco, convirtiendo estas áreas de kilómetros cuadrados a hectáreas.
- Si el proyecto es de ampliación o rehabilitación, se hará un listado de tuberías, bóvedas, y puentes existentes para rediseñar si fuera necesario.

### **2.2.7.2 Localización de drenajes**

Consiste en realizar un recorrido del tramo en estudio, determinando la siguiente información:

- Tipo y sentido de la corriente.
- Pendiente media con un clinómetro.
- Condiciones del lecho como ancho, angosto, rocoso, arenoso, piedras sueltas y su tamaño.
- Condiciones de aguas altas.
- Vegetación de la cuenca.
- Esviaje.

- Perímetro, área y forma del lecho.
- Probables canalizaciones de entrada y salida.
- Determinación de tramos de subdrenaje.
- Puntos de erosión.

### **2.2.7.3 Cálculo de áreas de descarga por el método racional**

En el método racional se asume que el caudal máximo para punto dado, se alcanza cuando el área tributaria esta contribuyendo con escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima.

Para lograr esto, la tormenta máxima (caudal de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

El método racional está representado por la fórmula:

$$Q = CIA / 360$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/seg

A = Área drenada de la cuenca en hectáreas

I = Intensidad de lluvia en mm/hora

C = Coeficiente de escorrentía

Para la intensidad de lluvia, se consulta en el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) para la región en estudio.

La intensidad está dada por las siguientes fórmulas:

$$I = a / (t + b)$$
$$t = (0.886 - L^3/H)^{0.385} * 60$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia en mm/hora

a y b = varía en cada región, datos proporcionados por el INSIVUMEH

t = Tiempo de concentración en minutos

L = Longitud del cauce principal en kilómetros

H = Diferencia de elevaciones entre los puntos extremos del cauce principal en metros

El caudal se determina por la fórmula de Manning

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

$$Q = V * A$$

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

$$A = \pi * \emptyset^2 / 4 \text{ (tubería circular)}$$

$$R = \emptyset / 4 \text{ (tubería circular)}$$

Donde:

V = Velocidad en metros por segundo

R = Radio hidráulico

S = Pendiente

Q = Caudal en metros cúbicos por segundo

A = Área de tubería circular en metros cuadrados

$\emptyset$  = Diámetro en metros

n = Coeficiente de rugosidad

n = 0.013	Para $\emptyset > 24''$	} Para tubería de concreto
n = 0.015	Para $\emptyset < 24''$	

La pendiente se podrá determinar en el punto estudiado con las curvas de nivel cercanas y la distancia entre áreas.

$S = \text{Diferencia entre curvas de nivel} / \text{Distancia entre curvas}$

## 2.2.8 Hojas finales

Son los planos de presentación que contienen todos los detalles analíticos de la planta y del perfil del terreno (ver apéndice 1), el procedimiento para la elaboración de estos planos es el siguiente:

### 2.2.8.1 Dibujo de planta

Para dibujar la planta es necesario tener a la mano la libreta de tránsito de localización donde se encontrarán todos los datos, se acostumbra a dibujar en una hoja final 700 metros, la mayoría de plantas están compuestas por tangentes (Tg), subtangentes (St), puntos de intersección (PI), deltas ( $\Delta$ ), grado de curva (G), longitud de curva (LC), principio de curva (PC) y principio de tangente (PT), toda planta deberá llevar derecho de vía.

Esta planta deberá ir lo más centrada posible en la hoja final teniendo cuidado de dejar un espacio para el cajetín que se acostumbra a dibujar en la parte superior derecha de la hoja.

Existirán casos donde los 700 metros no quepan en la hoja final, permitiéndose hacer un corte para lograr que quepan los mismos. En el PC y PT se trazarán líneas perpendiculares partiendo de la línea central, dejándose un espacio para rotular el PC y PT.

### **2.2.8.2 Dibujo de perfil**

El perfil se colocará en la parte inferior de la hoja final, la cual se encuentra milimetrada, ya con los niveles calculados y ploteados en el rollo del perfil.

A continuación se procede a plotear a cada nivel en su estación correspondiente, teniendo a la mano la libreta de niveles de localización.

En cada principio de curva vertical (PCV) y en el principio de tangente vertical (PTV) se dibujará un círculo pequeño de rasante, en la intersección de dos pendientes (PIV) se colocará el mismo círculo, aproximadamente de 5 milímetros. Para cada lado del círculo sobre las pendientes, la pendiente antes del PI se denominará pendiente de entrada, la siguiente se denominara pendiente de salida.

### **2.2.8.3 Completar planta**

- Rotular PC y PT.
- Rotular datos de curva (G, V, R, LC, St, C<sub>máx</sub>), estos datos deben de colocarse uno bajo el otro, en su orden se colocarán abajo o arriba de la curva.
- Kilometraje de inicio y final.
- Colocar el azimut arriba y luego la tangente abajo.

- Colocar referencias topográficas como orillas de caminos, cercos, orilla de río, fondos, casas, postes, muros, etc.
- Bancos de marca (BM) o referencias de nivelación a cada 500 metros como mínimo, con su número de BM, estación, elevación, distancia y lado donde fue colocado.
- Norte y cajetín.

#### **2.2.8.4 Completar perfil**

- Colocar la estación.
- Colocar la elevación.
- Colocar LCV en cada PIV.
- Colocar las pendientes.
- Colocar la escala vertical y horizontal.
- Colocar la velocidad de diseño (K.P.H.).

#### **2.2.8.5 Sección típica**

Consiste en planos en donde se dibujarán las secciones típicas de diseño, las cuales varían en sus dimensiones, dependiendo de las necesidades y características de la carretera.

Se dibuja la sección típica en alineación recta y curva, con la medida o cota de hombros, cunetas, calzada y otros como el espesor de las diferentes capas sobre subrasante y el detalle de los taludes; y en alineación curva también se coloca gráficamente el corrimiento, sobre ancho y peralte.

Y finalmente se coloca en este plano el detalle de cuneta revestida.

### **2.2.8.6 Detalles de drenajes**

En este plano se dibujará la planta y sección transversal del drenaje, así como un isométrico del mismo, se deben colocar las dimensiones de la tubería a utilizar, la clase del mismo, la capa de relleno que debe llevar, la pendiente de bombeo, las dimensiones de los cabezales de salida y de entrada si los hubiera.

### **2.2.9 Especificaciones técnicas**

Se utilizaron las especificaciones de la Dirección General de Caminos, ajustadas para caminos de penetración, es decir, carreteras tipo F.

#### **2.2.9.1 Derecho de vía**

El derecho de vía deberá tener 15 metros, considerando que en algunos tramos, el camino afecta terrenos de cultivos de personas de escasos recursos económicos y que es necesario derribar el menor número de árboles posible para evitar la deforestación del área, y tomar en cuenta los derechos de pasos que estos estipularon.

#### **2.2.9.2 Ancho de rodadura**

La carretera será de un solo carril y tendrá un ancho de terracería balastada de 4 metros.

#### **2.2.9.3 Velocidad de diseño**

La velocidad de diseño promedio para todo el camino se proyectó en 20 kilómetros por hora.

#### **2.2.9.4 Pendiente**

La mayor parte del recorrido se encuentra sobre terreno montañoso y quebrado, sin embargo se presentan tramos de terreno ondulado y llano, por lo que la pendiente máxima será de 14.95 %.

#### **2.2.9.5 Bombeo**

El bombeo es la pendiente proporcionada a la corona de las tangentes del alineamiento horizontal, hacia uno y otro lado, del eje, para evitar la acumulación de aguas sobre la superficie de rodadura. La pendiente de bombeo deberá ser de 3% hacia ambos lados del eje en tangente; y en un solo sentido en las curvas si fuera el peralte mayor de 3%.

#### **2.2.9.6 Drenaje transversal**

Para el drenaje trasversal se utilizo tubería de metal corrugado con un diámetro de 36 pulgadas como se indica en los planos. Asimismo se ubicarán en los extremos de la tubería muros cabezales y cajas colectoras construidas de concreto ciclópeo como se indica en los planos de obras típicas.

#### **2.2.9.7 Drenaje longitudinal**

Se construirán cunetas revestidas de sección triangular a uno o ambos lados de la corona, dependiendo si la sección se encuentra en ladera o en corte, como en el caso de los tramos detallados en la sección 2.1.7, el resto será de cuneta natural, las cuales se construirán con la cuchilla de la motoniveladora, como se indica en los planos de detalles típicos.

### **2.2.9.8 Balasto**

El terreno en el que se construirá el proyecto presenta suelo limo arcilloso, en el que será necesario proteger la terracería mediante la aplicación de una capa de balasto, la cual será obtenida de un banco de préstamo ubicado a una distancia de 3.1 kilómetros, aproximadamente del inicio del tramo a construirse, dicha capa debe tener según la sección 209.04 de la D.G.C. mayor a 10 centímetros y menor a 25 centímetros, por criterio utilizamos 15 centímetros de espesor debidamente compactado. El balasto es un material homogéneo que debe reunir condiciones de granulometría, debe ser de calidad uniforme y estar exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño. El material de balasto debe tener un peso unitario suelto, no menor de 1,450 Kg/m<sup>3</sup> (90 lb/pie<sup>3</sup>) determinado por el método AASHTO T 19. El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de  $\frac{2}{3}$  del espesor de la capa y en ningún caso debe ser mayor de 100 milímetros. El que sea mayor, debe ser separado ya sea por tamizado en el banco de material o en el lugar donde se deposite.

La porción del balasto retenida en el tamiz 4.75 mm (No. 4), debe estar comprendida entre el 60% y el 40% en peso y debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60, determinado por el método AASHTO T 96. La porción que pase el tamiz 0.425 mm (No. 40), debe tener un límite líquido no mayor de 35, determinado por el método AASHTO T 89 y un índice de plasticidad entre 5 y 11, determinado por el método AASHTO T 90. La porción que pase el tamiz 0.075 mm (No. 200), no debe exceder de 15% en peso, determinado por el método AASHTO T11.

**Tabla XII. Graduación uniforme de balasto**

<b>TAMIZ No.</b>	<b>ESTANDAR mm</b>	<b>PORCENTAJE QUE PASA TAMIZ DE ABERTURA CUADRADA</b>
2	50.000	100
1.5	37.500	100
1	25.000	65-85
¾	19.000	50-80
3/8	9.500	50-80
4	4.750	30-60
10	2.000	30-60
40	0.425	10-25
200	0.075	03-10

**Norma AASHTO T 11 y AASHTO T 27**

### **2.2.9.9 Resumen especificaciones técnicas**

Camino rural de terracería balastada Tipo F		1 Carril
Tráfico promedio diario menor a		25 Vehículos Livianos
Velocidad de diseño		20 Km/h
Ancho de calzada		6 m.
Derecho de vía		15 m
Radio mínimo	Regiones llanas	45 m
	Regiones onduladas	30 m
	Regiones montañosas	15 m
Pendiente longitud máxima:		
	Regiones llanas	10%
	Regiones onduladas	12%
	Regiones montañosas	14%
Pendiente longitud mínima:		0.50%
Pendiente transversal		Bombeo 3%
Espesor capa de Rodadura compactada (Balasto)		15 cm.

## **2.2.10 Estudio de impacto ambiental**

El deterioro y la contaminación ambiental consiste en los cambios y con impacto negativo en el entorno de los seres vivos, esto por lo regular es provocado por el hombre a través del desarrollo de sus actividades comerciales, industriales y de producción, y en algunos casos por desastres naturales.

El interés que existe para minimizar los efectos negativos al ambiente, ha permitido que se aprueben leyes y reglamentos, así como guías y técnicas de mitigación y/o recuperación de los recursos naturales alterados.

El proyecto de 2,260 metros de carretera entre las comunidades de Chioya a Chicunk del municipio de San Juan Chamelco, Alta Verapaz, lógicamente al momento y posterior a su apertura tendrá influencias en el entorno ambiental y algunas de éstas, serán negativas. Es por eso que el presente documento elaborado con base a los requerimientos técnicos del Ministerio de Ambiente, ya que pone de manifiesto un análisis de los impactos ambientales así como las medidas de mitigación a implementar cuando sean necesarias.

### **2.2.10.1 Descripción breve del proyecto**

Estudio para el proyecto de apertura de 2.26 kilómetros de carretera, entre las comunidades de Chioya a Chicunk en la jurisdicción del municipio de San Juan Chamelco Alta Verapaz. La construcción se hará en las propiedades de los comunitarios, el proyecto beneficiará el acceso a otras comunidades aledañas.

La descripción técnica del proyecto se especifica en los planos de diseño y construcción.

#### **2.2.10.2 Identificación del área de influencia**

El lugar de ejecución de proyecto se hará en la zona de vida, según clasificación de Holdrige; bosque muy húmedo sub-tropical (frío).

El aspecto fisiográfico del terreno es de pendiente ondulada que varía entre 5 a 35 por ciento.

Según INAB y la clasificación de tierras por su capacidad de uso, pertenece a la división de regiones naturales: Tierras Bajas del Norte, durante el recorrido de campo se observó suelos ricos en materia orgánica de textura franco limoso.

#### **2.2.10.3 Situación de flora y fauna**

La cobertura vegetal del área es de guamil es decir monte bajo, área que los comunitarios lo han utilizado para el establecimiento de cultivos anuales de subsistencia (maíz, frijol y Chile) y no existen árboles de importancia económica ni maderas preciosas.

La existencia de animales silvestres es escasa, según los comunitarios solamente han encontrado especies de roedores y aves.

Cabe indicar que esta zona, está fuera del perímetro de alguna área protegida.

## **2.2.10.4 Identificación y valoración de los impactos al medio afectado**

### **2.2.10.4.1 Identificación de los impactos**

El siguiente resultado de identificación se realizó en base a la matriz de identificación de impactos, según formulario ambiental aprobado por el Ministerio de Ambiente.

- Limpieza y desmonte; alteración de la flora y daño a la micro fauna.
- Cortes y rellenos; alteración de la morfología del suelo, cambio en la belleza natural, daño a la micro fauna, provocación de ruido por las maquinarias.
- Transporte de materiales, compactación del terreno.
- Alteración al drenaje natural, por los cortes y la compactación del suelo.
- Uso de maquinaria, ruidos y gases provoca la contaminación del aire.
- Explotación de banco de materiales, daño a la belleza natural, ruidos y compactación del suelo.

## 2.2.10.4.2 Valoración de los impactos

**Tabla XIII. Matriz para la identificación de impactos ambientales.**

	MEDIO ABIOTICO			MEDIO BIOTICO			MEDIO CULTURAL		MEDIO SOCIOEC.				
	SUELO		AGUA	ATMOS F.		FLORA	FAUNA		SITIOS ARQUEOLOGICOS	BELLEZA ESCENICA	MANO DE OBRA	INFRAESTRUCTURA	COMERCIO
	MORFOLOGIA	USO POTENCIAL	COMPACTACION	SUPERFICIAL	SUBTERRANEA	AIRE	RUIDO	MICRO					
Localización y análisis de sitio													
Limpieza y desmonte						X	X						
Acarreo de materiales			X		X	X							
Cortes y rellenos			X			X	X	X		X			
Explotación bancos de materiales										X			
Alteración al drenaje natural				X									
Estructura concreto y mampostería													
Remoción de derrumbes			X										
Uso de maquinaria			X										
Disposición final de desechos													
Entechado													
Suministro de Agua													
Sistema de almacenaje													
Transporte de materiales			X										
Aprovechamiento de la flora													
Aprovechamiento de la fauna													
Preparación y mezcla materiales													
Abandono													

**SIMBOLOGÍA A UTILIZAR**

CARACTERISTICA	SIMBOLO	SIGNIFICADO
Naturaleza del impacto	( + ) , ( - )	POSITIVO , NEGATIVO
Indicador	( B ) , ( M ) , ( A )	BAJO , MEDIO , ALTO
Duración	( T ) , ( P )	TEMPORAL , PERMANENTE
Tipo de impacto	( D ) , ( I )	DIRECTO , INDIRECTO
Recuperación del impacto	( Rc ) , ( Ic )	RECUPERABLE , IRRECUPERABLE

#### **2.2.10.4.3 Interpretación de los impactos**

De lo anterior descrito, cabe indicar que los que tendrán impacto directo y de forma permanente: son los cortes y rellenos, transporte y remoción de materiales, cambios en el sistema de drenaje natural, mientras que de impacto indirecto y temporal son: desmonte del área, ruido y contaminación del aire por el uso de maquinaria.

Los beneficios directos para la población serán las vías de acceso, facilidad de transporte de los productos agrícolas, pecuarios y forestales hacia el mercado local y regional, así como el traslado de los insumos de producción hacia su comunidad.

Los comunitarios propietarios de las propiedades en donde se ejecutará el proyecto, han manifestado de distinta forma su interés en que se construya una carretera hacia la comunidad de Chicunk, así también su anuencia para cumplir con las medidas de mitigación ambiental.

Aunque este proyecto no altera en mayor grado la situación del área, debido a que siempre ha sido utilizado para establecimiento de cultivos de subsistencia y siempre ha existido vereda por ese lugar.

#### **2.2.10.5 Medidas de mitigación**

Son las acciones a implementar para contrarrestar los efectos causados por los impactos adversos anteriormente indicados.

#### **2.2.10.6 Responsabilidad del ejecutor de proyecto**

Gran responsabilidad del personal el control de los insumos principalmente lubricantes y combustibles a manera de que no sean derramados en el área de trabajo.

Tratamiento a los taludes aplicando las medidas de estabilización de cortes y rellenos.

Construcción artificial de los sistemas de drenajes (re encauzamiento de las aguas superficiales) como cunetas, copantes, según diseño.

#### **2.2.10.7 Responsabilidad de los comunitarios**

Siembra de árboles en lugares de mayor pendiente y de mayor susceptibilidad a derrumbes

Limpieza y mantenimiento de las cunetas, realizando las reparaciones necesarias posteriores a la conclusión del proyecto.

#### **2.2.10.8 Alternativas**

Formar comisión de vigilancia integrada por 2 comunitarios y 1 personal de la empresa ejecutora, durante la ejecución del proyecto y a quienes tendrán la responsabilidad de supervisar las medidas de mitigación ambiental.

Siembra de árboles maderables en la orilla de la carretera, aprovechando las condiciones climáticas adecuadas para especies como pino, entre otras de la región.

### **2.2.11 Elaboración de presupuesto**

Para la elaboración del presupuesto, primero se encontraron los renglones de trabajo y las cuantificaciones de cada renglón del proyecto de carretera, luego se calcularon los costos directos. Con estos resultados, se establecieron las relaciones que deben existir entre ellos para el éxito de la ejecución del proyecto, teniendo en cuenta los rendimientos de la maquinaria. Los precios de los materiales, son precios de venta en el municipio de San Juan Chamelco. Los precios de arrendamiento de maquinaria incluyen operador y combustible.

Los salarios de la mano de obra, se tomaron los que se pagan en el municipio, el precio de arrendamiento de maquinaria se cotizó en la ciudad de Cobán, Alta Verapaz. Dentro del presupuesto se incluyó un 30% del costo total de la obra en lo que concierne al renglón de indirectos, 12 % de impuestos, 10% de dirección técnica y 8% de imprevistos.

## INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

SECCIÓN: **CONCRETO CICLOPEO PARA CAJAS Y CABEZALES.**

UNIDAD: m<sup>3</sup>

RENDIMIENTO: 3.00 m<sup>3</sup>/día

FECHA:

### EQUIPO

Cantidad	Descripción	Hrs. Trabajo	Costo Hora.	Sub-Total
1	Pick-up	8	25	200.00
<b>TOTAL</b>				<b>200.00</b>

### MANO DE OBRA

Cantidad	Descripción	Hrs. Trabajo	Costo Hora.	Sub-Total
1	Encargado	8	12	96.00
1	Albañil	8	12	96.00
2	Ayudante	8	8	128.00
<b>TOTAL</b>				<b>320.00</b>

HERRAMIENTAS (5% de Mano de Obra)

16.00

### MATERIALES

Cantidad	Descripción	Unidad	Sub-Total
14.83	Piedra	m <sup>3</sup>	1,631.30
23	Cemento UGC	saco	1,150.00
18	Formaleta	p-t	72.36
5	Alambre de amarre	lb	25.00
2	Piedrín de 3/4"	m <sup>3</sup>	240.00
2.5	Arena de Río	m <sup>3</sup>	300.00
<b>TOTAL</b>			<b>3,418.66</b>

Total Costo Directo:		3,754.66
Costos Indirectos:	18%	675.84
Equipo		200.00
Total Parcial:		4,630.50
IVA	12%	555.66
TOTAL por día:		5,186.16

**TOTAL POR:** m<sup>3</sup> 1,728.69

## 2.2.12 Datos finales del proyecto

### 2.2.12.1 Datos de diseño

Tabla XIV. Datos de curva horizontal

Curva	PC	G	Δ	R	LC	ST	Cmáx	PT
1	0+143.32	40°	81° 18' 53"	28.36	40.25	24.36	36.96	0+183.57
2	0+210.14	69°	52° 05' 15"	16.60	15.09	8.11	14.58	0+225.23
3	0+243.70	30°	11° 23' 35"	38.45	7.65	3.84	7.63	0+251.35
4	0+260.36	25°	04° 47' 31"	46.12	3.86	1.93	3.86	0+264.21
5	0+281.32	33°	12° 30' 48"	34.30	7.49	3.76	7.48	0+288.81
6	0+357.00	49°	14° 42' 48"	23.62	6.07	3.05	6.05	0+363.06
7	0+414.75	47°	14° 31' 13"	24.31	6.16	3.10	6.14	0+420.91
8	0+455.96	178°	86° 19' 59"	6.45	9.72	6.05	8.83	0+465.68
9	0+502.92	22°	04° 14' 30"	51.63	3.82	1.91	3.82	0+506.75
10	0+555.19	78°	43° 23' 15"	14.63	11.08	5.82	10.82	0+566.27
11	0+579.55	42°	40° 29' 33"	27.61	19.51	10.18	19.11	0+599.07
12	0+664.37	178°	65° 17' 13"	6.45	7.35	4.13	6.96	0+671.72
13	0+751.94	78°	75° 38' 13"	14.64	19.33	11.36	17.95	0+771.26
14	0+780.87	55°	19° 03' 47"	21.00	6.99	6.53	6.95	0+787.85
15	0+801.32	78°	34° 21' 47"	14.65	8.79	4.53	8.66	0+810.11
16	0+816.97	87°	46° 45' 26"	13.22	10.79	5.71	10.49	0+827.76
17	0+833.18	147°	60° 41' 57"	8.14	8.62	4.77	8.23	0+841.80
18	0+847.30	135°	29° 02' 36"	8.46	4.29	2.19	4.24	0+851.59
19	0+877.75	34°	13° 32' 07"	34.11	8.06	4.05	8.04	0+885.81
20	0+936.20	78°	31° 03' 29"	14.66	7.95	4.07	7.85	0+944.15
21	0+957.28	36°	12° 46' 04"	31.64	7.05	3.54	7.04	0+964.33
22	1+011.26	35°	12° 20' 18"	32.23	6.96	3.49	6.93	1+018.22
23	1+038.15	136°	106° 36' 51"	2.31	4.30	3.10	3.70	1+042.45
24	1+044.23	344°	69° 12' 29"	3.33	4.02	2.30	3.78	1+048.25
25	1+110.24	80°	111° 48' 09"	14.31	27.92	21.14	23.70	1+138.16
26	1+150.27	50°	07° 58' 30"	23.12	3.22	1.61	3.22	1+153.49
27	1+188.27	47°	19° 06' 34"	24.22	8.08	4.08	8.04	1+196.35
28	1+239.87	16°	08° 04' 60"	69.45	9.80	4.91	9.79	1+249.67
29	1+262.28	99°	57° 02' 25"	11.54	11.49	6.27	11.02	1+273.77
30	1+302.74	22°	06° 04' 25"	51.66	5.48	2.74	5.47	1+308.22
31	1+339.40	33°	24° 47' 12"	34.66	14.99	7.62	14.88	1+354.39
32	1+377.87	21°	05° 01' 48"	54.63	4.80	2.40	4.79	1+382.67
33	1+410.18	56°	79° 22' 13"	20.64	28.59	17.13	26.36	1+438.77
34	1+464.82	59°	33° 54' 37"	19.54	11.56	5.96	11.40	1+476.39
35	1+497.79	56°	26° 46' 59"	20.33	9.50	4.84	9.42	1+507.29
36	1+566.71	27°	28° 44' 34"	42.46	21.30	10.88	21.08	1+588.01
37	1+637.06	36°	19° 57' 59"	32.11	11.19	5.65	11.13	1+648.25
38	1+691.43	31°	10° 55' 05"	37.33	7.11	3.57	7.10	1+698.54

SIGUE

39	1+771.25	09°	02° 33' 39"	123.33	5.51	2.76	5.51	1+776.76
40	1+790.15	19°	08° 54' 24"	60.33	9.38	4.70	9.37	1+799.53
41	1+807.83	61°	32° 01' 24"	18.66	10.43	5.35	10.29	1+818.26
42	1+841.17	66°	17° 39' 18"	17.43	5.37	2.71	5.35	1+846.54
43	1+886.99	84°	54° 52' 11"	13.66	13.08	7.09	12.59	1+900.07
44	1+947.28	13°	25° 55' 07"	89.84	40.64	20.67	40.29	1+987.92
45	2+055.20	54°	38° 11' 54"	21.40	14.27	7.41	14.00	2+069.47
46	2+118.69	09°	33° 55' 32"	121.54	71.97	37.07	70.92	2+190.66

### 2.2.13 Localización de cunetas revestidas y carrileras de piedra fraguada

Tabla XV. Localización de cunetas revestidas y carrileras de piedra fraguada.

No.	Estación	Estación	Longitud
1	0+680.00	1+040.00	360.00
2	1+340.00	1+580.00	240.00
3	1+780.00	1+920.00	140.00
<b>Longitud Total</b>			<b>740.00</b>

### 2.2.14 Localización de drenajes transversales

Tabla XVI. Localización de drenajes transversales

No.	Estación	Diámetro	No. Tubos	Observación
1	0+150.00	36"	1	Acero corrugado
2	0+443.00	36"	1	Acero corrugado
3	0+675.00	36"	1	Acero corrugado
4	1+125.00	36"	1	Acero corrugado
5	1+780.00	36"	1	Acero corrugado
6	2+010.00	36"	1	Acero corrugado

## 2.3 Presupuesto general

**Tabla XVII. Presupuesto general**

Proyecto: Carretera de acceso a comunidad Chioya – Chicunk  
Municipio: San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	COSTO REGLON	COSTO TOTAL
<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>Q21,470.00</b>
Replanteo y levantamiento topográfico	2,260.00	ML	2.75	6,215.00	
Limpia, chapeo y destronque	6,780.00	M <sup>2</sup>	2.25	15,255.00	
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					<b>Q338,274.87</b>
Excavación no clasificada	26,423.72	M <sup>3</sup>	9.08	239,927.38	
Relleno	6,044.71	M <sup>3</sup>	16.27	98,347.50	
<b>DRENAJES MENORES</b>					<b>Q8,669.86</b>
Excavación estructural para alcantarillas	54.00	M <sup>3</sup>	10.54	569.16	
Alcantarillas de metal corrugado 36"	6.00	UNIDAD	1,289.52	7,737.12	
Relleno estructural para alcantarillas	30.40	M <sup>3</sup>	11.96	363.58	
<b>CONFORMACION DE LA SUBRASANTE</b>					<b>Q651,897.00</b>
Reacondicionamiento de la subrasante	11,300.00	M <sup>2</sup>	57.69	651,897.00	
<b>OBRAS DE MAMPOSTERIA</b>					
Carrileras de piedra fraguada	740.00	ML	48.81	36,119.40	
Cunetas revestidas de piedra ligadas con mortero	740.00	ML	93.21	68,975.40	
Cajas y cabezales de alcantarillas de concreto ciclópeo	6.00	UNIDAD	1,728.69	10,372.14	
<b>CARPETA DE RODADURA</b>					<b>Q114,869.76</b>
Corte de balasto	1,356.00	M <sup>3</sup>	12.55	17,017.80	
Carga de balasto	1,356.00	M <sup>3</sup>	6.28	8,515.68	
Transporte de balasto	1,356.00	M <sup>3</sup>	11.88	16,109.28	
Compactación de balasto	2,260.00	M <sup>2</sup>	24.15	54,579.00	
Cunetas naturales	2,100.00	ML	8.88	18,648.00	
<b>MAQUINARIA</b>					<b>Q17,027.72</b>
Transporte de maquinaria	1.00	GLOBAL	17,027.72	17,027.72	
<b>SUB TOTAL EJECUCIÓN</b>					<b>Q1,152,209.22</b>
<b>COSTO INDIRECTO</b>					<b>Q345,662.77</b>
Impuestos	12.00%	GLOBAL	138,265.11	138,265.11	
Dirección técnica	10.00%	GLOBAL	115,220.92	115,220.92	
imprevistos	8.00%	GLOBAL	92,176.74	92,176.74	
<b>TOTAL</b>				<b>Q1,497,871.99</b>	
<b>PRECIO UNITARIO POR KILOMETRO</b>				<b>Q662,775.22</b>	

## 2.4 Cronograma de preinversión y ejecución

**Tabla XVIII. Cronograma de preinversión y ejecución.**

Proyecto: Carretera de acceso a comunidad Chioya – Chicunk

Municipio: San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

ACTIVIDADES	MESES DE EJECUCIÓN					
	1	2	3	4	5	6
Replanteo y levantamiento topográfico	■					
Limpia, chapeo y destronque	■	■				
Excavación no clasificada		■	■	■		
Relleno		■	■	■		
Excavación estructural para alcantarillas			■	■		
Relleno estructural para alcantarillas			■	■	■	
Reacondicionamiento de la subrasante			■	■	■	
Carrileras de piedra fraguada			■	■	■	
Cunetas revestidas de piedra ligadas con mortero			■	■	■	
Cajas y cabezales de alcantarillas de concreto ciclópeo			■	■		
Compactación de capa de balasto balasto			■	■	■	■
Cunetas naturales			■	■		
Transporte de maquinaria	■					
Supervisión técnica	■	■	■	■	■	■

Inversión mensual	Q149,787.20	Q149,787.20	Q224,680.80	Q224,680.80	Q299,574.40	Q449,361.60
Inversión acumulada	Q149,787.20	Q299,574.40	Q524,255.20	Q748,936.00	Q1,048,510.39	Q1,497,871.99
Porcentaje	10.00%	10.00%	15.00%	15.00%	20.00%	30.00%

### **3 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA CHAJBUL DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, A. V.**

En la aldea Chajbul se efectuó en años anteriores un estudio carretero de Chajbul hacia la Aldea Santo Tomas Seapac, pero al inicio del tramo lo cruza un río y no se tomo en cuenta el diseño de un puente, en el cual es necesario diseñar un puente para poder atravesar el río, ahora se cuentan con un vadem (con 2 tubos de 36" de concreto) el cual no se da a basto en invierno, (ver anexo).

A continuación se describen los métodos y criterios utilizados para solucionar el problema por falta de puente para transitar sobre el río.

#### **3.1 Levantamiento topográfico**

Para realizar dicho estudio se oriento al caminamiento existente que se trae del trazo de la carretera con respecto al eje central, se ubicaron estaciones a cada 5.00 metros con el objeto de recabar la información de planimetría necesaria.

El método utilizado fue el taquimetrito, para lo cual se empleo el equipo topográfico que consta de lo siguiente:

- 1 teodolito marcha Wild T-1
- 1 Estadal de aluminio de 5 m CST
- 1 Cinta métrica metálica marca Tajima
- 2 plomadas

### **3.2 Estudio hidrológico e hidráulico**

Siendo un puente una obra de drenaje, se hace necesario realizar estudios que nos indiquen el comportamiento del cuerpo de agua por el cual se atravesara su cauce, para garantizar el correcto funcionamiento, tanto de la subestructura como de la superestructura.

Para calcular el caudal de la cuenca se utilizó el método racional, por lo factores propios del lugar.

El caudal se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

En donde

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

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia en mm/h

A = Área de la cuenca en Ha

#### **3.2.1 Área tributaria**

Para determinar el área tributaria se empleó un mapa escala 1:50,000 del Instituto Geográfico Nacional, cuya hoja es la número 2162 III y que corresponde al municipio de Cobán. Ver apéndice.

Área tributaria AT = 393.13 Ha

### **3.2.2 Análisis hidrológico de la cuenca**

Dado que no se encuentra localizada una estación hidrométrica en el municipio, se utilizaron datos proporcionados por el INSIVUMEH de la estación más cercana Cobán, la que actualmente se encuentra fuera de funcionamiento, la lluvia máxima diaria es de 163.13 mm/24horas (ver hoja de lluvia máxima diaria en anexo).

El coeficiente C tendrá un valor de 0.09 por ser un área boscosa.

### **3.2.3 Cálculo caudal máximo**

$$Q = \frac{0.09 * 163.13 * 393.13}{360} = 16.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **3.3 Descripción general de la alternativa propuesta**

De acuerdo al estudio topográfico, se diseñó un puente vehicular de una vía de 18 m de largo y ancho de rodadura de 5.10 m, compuesto de una sección de losa con un peralte de 0.18 m y viga simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y barandales de protección.

### **3.4 Datos y especificaciones de diseño**

A continuación se presenta en la tabla XIX los datos que se utilizarán para el diseño y el cálculo estructural del puente.

**Tabla XIX. Datos de diseño y especificaciones.**

<b>Descripción</b>	
Luz total	18 m
Ancho rodadura	5.10 m
Ancho guardarueda	0.05 m
Ancho de andén	0.6 m
Ancho de postes	0.18m
Alto de postes	1.00 m
Sobre carga	HS 15-44*
Peso concreto ciclópeo $W_{cc}$	2,700 kg/m <sup>3</sup>
Peso de capa de rodadura $W_a$	2,100 kg/m <sup>3</sup>
Peso concreto armado $W_c$	2,400 kg/m <sup>3</sup>
Peso del suelo $W_s$	1,478 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad de soporte del suelo $V_s$	20,000 kg/m <sup>3**</sup>
Profundidad de cimentación	5.81 m
$f'c$ (4000 psi)	281 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ para vigas (60,000 psi)	4,200 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ para otro armado (40,000 psi)	2,810 kg/cm <sup>2</sup>

\* Ver hoja en anexo cargas vivas en puentes.

\*\* Ver hoja en anexo de estudio de suelos.

### **3.5 Diseño de la superestructura**

La superestructura de un puente esta compuesta por la losa, vigas, barandal y andén. Se diseña como simplemente apoyada y de sección de viga y losa de concreto reforzada, esto debido a la luz que tiene, y que generalmente se puede dar una solución económica y factible para luces entre 12 y 25 metros.

### 3.5.1 Análisis y diseño de la losa

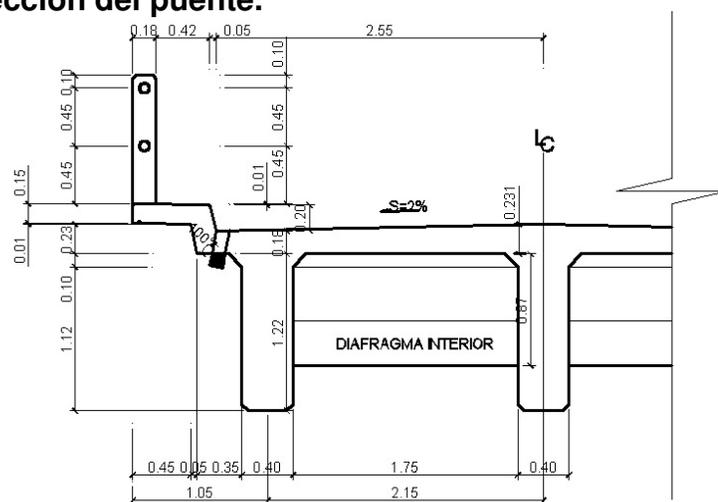
El análisis de una losa depende del tipo de sección que tenga el puente y de la manera que se escoja como irá colocado el refuerzo principal, ya sea en forma transversal o longitudinal.

En este caso se escogió que el puente es de tipo viga y losa y que el refuerzo principal lo colocaremos transversal a la dirección de él, y por ende la luz de la losa será de forma continua en el sentido transversal, ya que cuenta con tres vigas de apoyo.

#### 3.5.1.1 Espesor de la losa

El espesor de la losa se escoge de tal manera que evite deflexiones y que esta pierda resistencia. En la tabla 8.9.2 de las normas AASHTO se encuentran los valores de espesores mínimos y para luces continuas o simples con el refuerzo principal paralelo o en dirección del tránsito se recomienda que el espesor no deba ser menor de 0.174 m.

**Figura 12. Sección del puente.**



(ver detalle en apéndice 2, hoja 2).

El espesor de losa se calcula de la forma siguiente:

$$t = (L + 3.05)/30 \quad \text{para luces continuas}$$

Donde:

t = espesor en metros

L = luz a rostro de cada viga

$$t = (1.75 + 3.05) / 30 = 0.16 < 0.18$$

Se propone un espesor  $t = 0.18$  m.

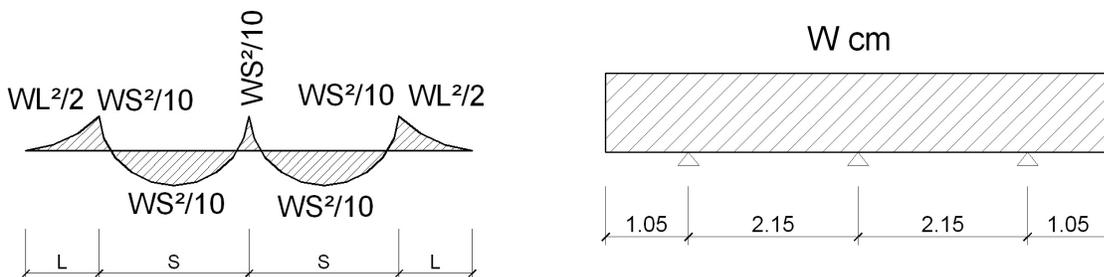
### Cálculo de momentos

Se deben analizar los tramos en el que la losa se encuentra en voladizo y entre las vigas de apoyo.

### Momento por carga muerta

Se debe calcular la carga muerta para 1 m en el sentido longitudinal y no se toma en cuenta la fracción de carga que se encuentra directamente sobre las vigas. (Ver figura 12).

**Figura 13. Modelo matemático de dos tramos con voladizo.**



Determinando cargas muertas:

$$W_{\text{losa}} = W_c \cdot t \cdot b = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 432.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = W_a \cdot t_a \cdot b = 2,100 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.05 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 105.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = \frac{\text{Poste de concreto} + \text{pasamanos de tubo Hg 3"}}{1} = 9.52 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cm}} = 546.52 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo de momentos utilizamos la fórmula

$$M_{\text{cm}} = WS^2/10 \quad \text{ó} \quad WL^2/2$$

$$M_{\text{cm}} = W_{\text{cm}} \cdot S^2/10 = (546.52 \text{ kg/m}) (2.15 \text{ m})^2 / 10 = 252.63 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{cm}} = W_{\text{cm}} \cdot L^2/2 = (546.52 \text{ kg/m}) (1.05 \text{ m})^2 / 2 = 301.27 \text{ kg-m}$$

tomando el mayor

$$M_{\text{cm}} = 301.27 \text{ kg-m}$$

### 3.5.1.2.2 Momento producido por sobrecarga

#### 3.5.1.2.2.1 Cargas vivas en el sentido transversal

Según simplificación AASHTO por medio de la tabla 3.23.1, en ella se recomiendan diferentes distribuciones de carga en función de la separación de vigas, el material de construcción, los carriles del puente y la posición de la viga.

Aplicando la fórmula AASHTO 3.24.3.1:

$$M_{cv} = [0.80(S+2)/32]*P$$

Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies = 5.74 ft

P = carga del camión del eje más pesado en libras = 12,000 lb.

$$M_{cv} = [0.80(5.74 \text{ lb} + 2)/32]*12,000 \text{ lb} = 2,322.00 \text{ lb-ft}$$

$$M_{cv} = 321.03 \text{ kg-m}$$

### 3.5.1.2.2 Factor de impacto

Según AASHTO 1.2.12., se calcula así:

$$I = 50/(L+125) \quad \text{ó} \quad I = 15.24/(L+38), \text{ si } L \text{ es en metros}$$

De manera que  $I \leq 0.30$

$$I = 50/(5.74 \text{ ft} + 125) = 0.382 > 0.30$$

Tomamos  $I = 0.30$

### 3.5.1.2.3 Momento último

El momento último se determina aplicando factores de seguridad de 1.3 para carga muerta y 1.7 para carga viva.

$$M_u = 1.4[M_{cm} + 1.7*(M_{cv}*l)]$$

$$M_u = 1.4 [ 301.27 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} ( 321.03 \text{ kg-m} * 1.3 ) ] = 1,295.89 \text{ kg-m}$$

### 3.5.1.3 Comprobación de peralte del diseño de losa

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * r * F_y * b (1 - 0.59 * r * F_y / f'c)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,295.89}{0.9 * 0.0277 * 2,810 * 100 ( 1 - 0.59 * 0.0277 * 2,810 / 281 )}}$$

$$d = 4.70 \text{ cm} < \text{deficaz} \quad \text{utilizar:} \quad d = 18 - 2.50 = 15.50 \text{ cm}$$

Como el peralte mínimo calculado es menor al canto eficaz, se comprueba que el espesor de la losa de 18 cm. cumple con los requerimientos de diseño.

### 3.5.1.4 Cálculo del refuerzo

#### 3.5.1.4.1 Para refuerzo transversal en la cama inferior

Se usarán las fórmulas y datos siguientes:

$$\rho_{\text{mín}} = 14.1 / F_y$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5\rho_{\text{bal}}$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'c / F_y)$$

$$A_s = [d \pm \sqrt{(d^2 - 2 * \mu / \phi * \beta_1 * f'_c * b)}] / (F_y / \beta_1 * f'_c * b)$$

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

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

Donde:

$$\mu = 129,589 \text{ Kg-cm} \quad F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 15.50 \text{ cm} \quad \phi = 0.90 \quad \epsilon_s = 2.10E+06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \longrightarrow \quad f'_c \leq 4,000 \text{ PSI}$$

El esfuerzo determinado, es necesario que sea mayor o igual que el refuerzo mínimo. Resolviendo la ecuación y calculando las cuantías de acero se determina:

$$\rho_{\min} = 14.1 / F_y = 14.1 / 2,810 = 0.00502$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d = 0.00502 * 100 * 15.50 = 7.781 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y)$$

$$= 0.85^2 [0.003 / ((2,810 / 2.10E+06) + 0.003)] * (281 / 2,810) = 0.0049964$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_{\text{bal}} = 0.5 * 0.0049964 = 0.02498$$

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d = 0.02498 * 100 * 15.50 = 38.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [d \pm \sqrt{(d^2 - 2 * M_u / \phi * \beta_1 * f'_c * b)}] / (F_y / \beta_1 * f'_c * b)$$

$$= \{ 15.50 \pm \sqrt{[15.50^2 - (2 * 129,589) / (0.90 * 0.85 * 281 * 100)]} \} / [2,810 / (0.85 * 281 * 100)] = 3.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín}}} < A_s < A_{s_{\text{máx}}}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 7.78 \text{ cm}^2 > A_s = 3.35 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{máx}}} = 38.72 \text{ cm}^2$$

Tomamos el  $A_{s_{\text{mín}}} = 7.78 \text{ cm}^2$  por ser mayor que el  $A_s$ .

Con esto se distribuye una varilla No.4 a cada 15.00 cm. como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice 2).

#### 3.5.1.4.2 Refuerzo transversal de la cama superior

Lo calculamos por temperatura

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se distribuye una varilla No.4 a cada 30 cm. como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice 2).

#### 3.5.1.4.3 Refuerzo longitudinal (AASHTO 3.24.10.2.)

Calculamos con la fórmula siguiente

$$FL = 2.2 / \sqrt{5.74} \text{ ft} = 0.92 > 0.67, \quad \text{Tomar } FL = 0.67$$

$$A_{sL} = FL * A_s = 0.67 * 7.78 \text{ cm}^2 = 5.21 \text{ cm}^2$$

Distribuimos una varilla No.4 a cada 20 cm. (ver planos incluidos en el apéndice 2).

## 3.5.2 Diseño de acera o banqueta

### 3.5.2.1 Cálculo de momentos

#### 3.5.2.1.1 Carga muerta

$$W_{acera} = W_c \cdot t \cdot L = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} = 216.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{poste} = W_c \cdot b \cdot h = 2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.18 \text{ m} \cdot 0.18 \text{ m} = 77.76 \text{ kg/m}$$

---

$$W_{cm} = 293.76 \text{ kg/m}$$

#### 3.5.2.1.2 Carga viva

Las banquetas se diseñan para soportar una carga de 85 lb/ft<sup>2</sup> (415.02 Kg/m<sup>2</sup>) de acuerdo a AASHTO 3.14.1.

$$W_{acera} = ( 415.02 \text{ kg/m}^2 ) ( 1.00 \text{ m} ) = 415.02 \text{ kg/m}$$

$$W(\text{baranda vertical}) = 100.00 \text{ lb/ft} = 148.82 \text{ kg/m}$$

$$W(\text{baranda horizontal}) = 300.00 \text{ lb/ft} = 446.45 \text{ kg/m}$$

---

$$W_{cv} = 1,010.29 \text{ kg/m}$$

#### 3.5.2.1.3 Carga total

$$W_a = 1.4(W_{cm}) + 1.7 (W_{cv})$$

$$W_a = 1.4 ( 293.76 \text{ kg/m} ) + 1.7 ( 1,010.29 \text{ kg/m} ) = 2,128.76 \text{ kg/m}$$

#### 3.5.2.1.4 Momento actuante

$$M_a = WL^2 / 2$$

$$M_a = ( 2,128.76 \text{ kg/m} ) ( 0.60 \text{ m} )^2 / 2 = 383.2 \text{ kg-m}$$

### 3.5.2.2 Cálculo de refuerzo

#### 3.5.2.2.1 Refuerzo transversal de la cama inferior

Donde:  $M_u = 38,318 \text{ kg-cm}$        $\phi = 0.90$        $b = 100 \text{ cms}$   
 $d = 12.50 \text{ cms.}$        $E_s = 2.10 \text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$        $t = 15 \text{ cm}$   
 $\beta_1 = 0.85$        $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$        $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

Al resolver la ecuación y calcular las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 3.5.1.4.1, tenemos:

$$A_{s_{\text{mín}}} < A_s < A_{s_{\text{máx}}}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 6.27 \text{ cm}^2 > A_s = 1.22 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{máx}}} = 31.23 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s_{\text{mín}}}$  es mayor que  $A_s$ , tomamos  $A_{s_{\text{mín}}} = 6.27 \text{ cm}^2$ .

Se distribuye entre postes una varilla No. 4 a cada 20 cm. como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice 2).

#### 3.5.2.2.2 Refuerzo transversal de la cama superior

$$A_{s_{\text{tem}}} = 0.002 * t * b = 0.002 * 15 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Se distribuye una varilla No.3 a cada 20 cm. como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice 2).

#### 3.5.2.2.3 Refuerzo longitudinal

El factor longitudinal (FL) se deberá multiplicar por el acero transversal calculado para obtener el acero longitudinal:

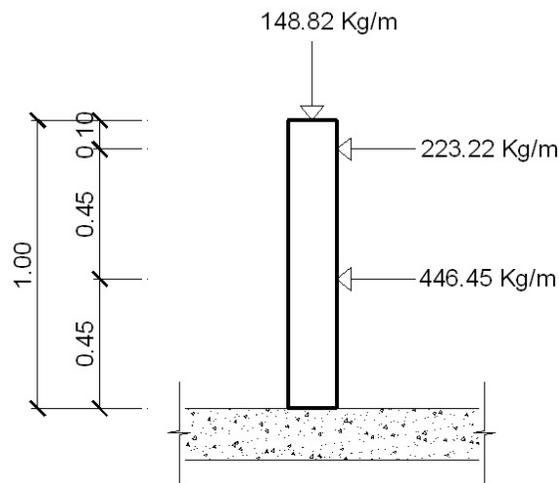
$$AsL = 67\% * AsTransversal = 67 \% * 6.27 \text{ cm}^2 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Se distribuye una varilla No.3 a cada 15 cm. como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.5.3 Diseño de barandal: postes y pasamanos

De acuerdo a especificaciones AASHTO 2.7.1., los postes y pasamanos se diseñan con las siguientes cargas:

**Figura 14. Esquema de postes.**



#### 3.5.3.1 Pasamanos

Se diseña como viga continúa y se tomará la carga mayor o sea 300 lb/ft = 446.45 kg/m. Adaptando tubos Standard de 3", según AISC tenemos:

$$\varnothing_{\text{ext}} = 3.50 \text{ plg} \quad \varnothing_{\text{int}} = 3.068 \text{ plg} \quad I = 3.017 \text{ plg}^4 \quad C = \varnothing_{\text{ext}} / 2 = 1.75 \text{ plg}$$

$$\text{Módulo de sección: } S = I / C = 1.724 \text{ pulg}^3$$

Análisis de resistencia del tubo:

$$M = S \times f \quad \text{de donde } f = 20000 \text{ lb/plg}^2$$

$$M = 1.724 \text{ plg}^3 \times 20000 \text{ lb/plg}^2 = 34,480.00 \text{ lb-plg} = 2,873.33 \text{ lb-ft}$$

Ya que son tramos continuos:

$$M = WL^2/10 = 2,873.33 \text{ lb-ft} = 300 \text{ lb-ft} \times L^2/10 \quad L = 9.787 \text{ ft}$$

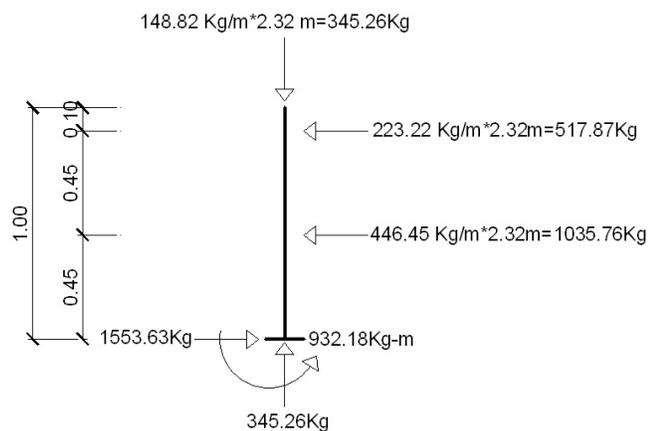
$$\text{Número de tubos:} \quad \text{Número} = 59.06 \text{ ft} / 9.787 \text{ ft} = 6.03 \text{ tubos}$$

Utilizar 14 tubos de  $\varnothing 3''$  para cada lado con una longitud de 8.202 ft = 2.50 m

### 3.5.3.2 Postes

Se colocarán postes de concreto con dimensiones de 0.18 \* 0.18 m a cada 2.32 m, se diseñarán a flexo compresión, es decir, una carga axial + un momento. Las cargas actuantes se analizan de la siguiente manera.

**Figura 15. Diseño de miembros verticales en barandal.**



Se chequea su esbeltez:  $E_s = K(Lu)/r$        $r = 0.3(b)$        $b < h$   
 Donde:  $K = 1$        $Lu = 0.90 \text{ m}$        $b = 0.18 \text{ m}$

$$E_s = (1)(0.90)/(0.3)(0.18) = 16.67 < 21 \longleftarrow \text{Columnas cortas}$$

Para la sección de los postes de  $0.18 \times 0.18 \text{ m}$ , se propone usar 4 varillas No.4.

Datos:  $d = 15 \text{ cm}$        $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$        $\phi_c = 0.70$        $\beta_1 = 0.85$   
 $b = 18 \text{ cm}$        $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$        $\phi = 0.90$   
 Área gruesa =  $A_g = 18 \times 18.0 = 324.00 \text{ cm}^2$

Compresión pura       $P_1 = \phi_c [A_s F_y + 0.85 f'_c b]$

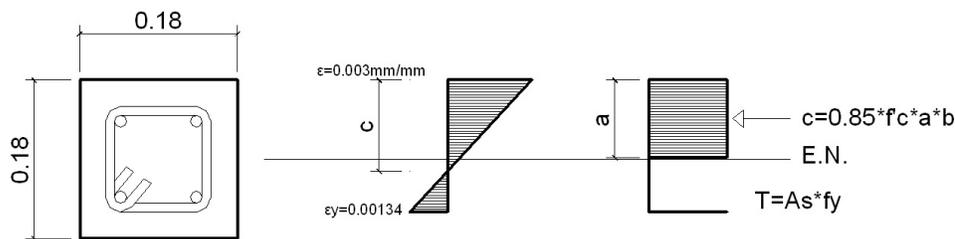
$$P_1 = 0.7 [ 5.0672 \times 2,810 + 0.85 \times 281 \times 324.00 ] = 64,138.36 \text{ kg}$$

Compresión pura       $P_2 = M = \phi [A_s F_y (d - A_s F_y / 2 \beta_1 f'_c b)]$

$$P_2 = 0.9 [ 5.0672 \times 2,810 ( 15.0 - 5.0672 \times 2,810 / 1.7 \times 281 \times 18 ) ]$$

$$M = 171,003.35 \text{ kg-cm} = 1,710.03 \text{ kg-m}$$

**Figura 16. Diagrama de la falla balanceada.**



Por el análisis del diagrama de falla balanceada se determina lo siguiente:

Donde:  $b = 18 \text{ cms.}$        $h = 18 \text{ cms.}$        $\phi_c = 0.70$        $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 0.90$        $d = 15 \text{ cms.}$        $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$        $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_y = F_y / \epsilon_s = \frac{2,810 \text{ kg/cm}^2}{2.10E+06 \text{ kg/cm}^2} = 0.00134$$

Por relación de triángulos, se determina el valor de c1:

$$\left. \frac{0.00134 + 0.003}{15.00 \text{ cm}} = \frac{0.003}{c1} \right\} c1 = 10.37 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * c1 = 0.85 * 10.37 \text{ cm} = 8.82 \text{ cm}$$

$$\text{Fuerzas: } T = A_s * F_y = 2 ( 1.2668 )( 2,810 ) = 7,119.42 \text{ kg}$$

$$c = 0.85 ( 281 )( 8.82 )( 18 ) = 37,907.93 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad P_{\text{ext}} = P_{\text{int}}$$

$$P_b = 37,907.93 - 7,119.42 = 30,788.52 \text{ kg}$$

$$P_3 = P_{bn} = \emptyset_c * P_b = 0.70 * 30,788.52 = 21,551.96 \text{ kg}$$

$$\Sigma M = 0 \quad M_{\text{ext}} = M_{\text{int}}$$

$$M_b = 37,907.93 ( 0.0900 - 0.0882 / 2 ) + 7,119.42 ( 0.0900 - 0.03 )$$

$$= 2,167.66 \text{ kg-m}$$

$$P_3 = M_{bn} = \emptyset * M_b = 0.90 * 2,167.66 = 1,950.90 \text{ kg-m}$$

En conclusión:  $P_3 > P_2$  y  $P_1 > P_3$ , la sección va de acuerdo con el refuerzo propuesto. El refuerzo equivalente distribuido será el refuerzo de 4 varillas No.4 más estribos No.2 a cada 15 cm. (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.5.4 Diseño de vigas

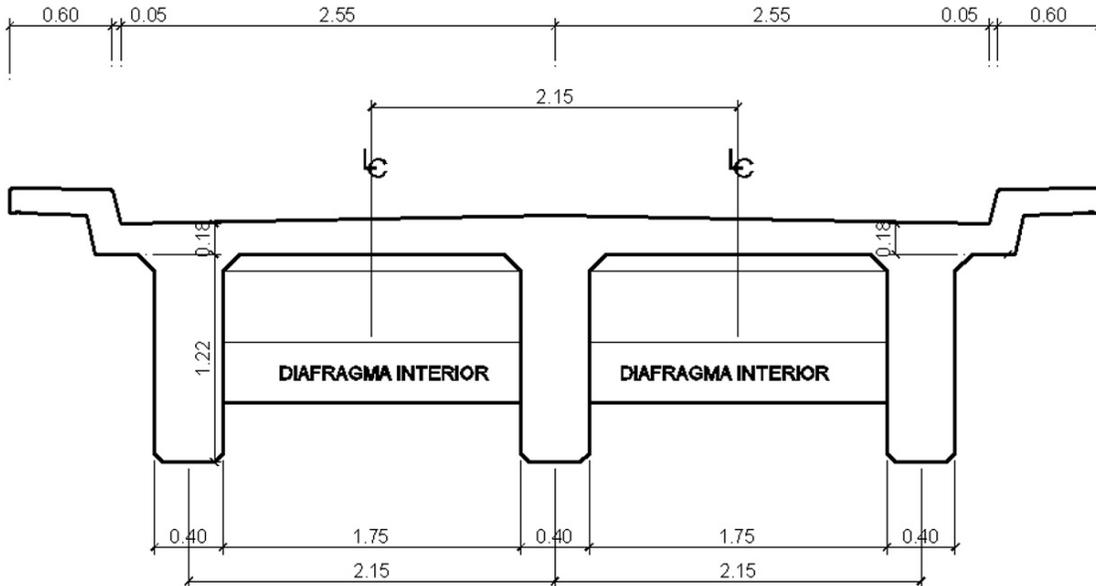
#### 3.5.4.1 Viga intermedia

##### 3.5.4.1.1 Momento por carga muerta

##### 3.5.4.1.1.1 Momento debido al peso propio

Para obtener el momento máximo debido a sobrecarga, se determina la posición de las cargas que producen momentos máximos, de acuerdo a la posición siguiente:

**Figura 17. Sección transversal de losa y viga.**



$$\begin{aligned}
 W_{\text{losa}} &= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 2.15 \text{ m} = 928.80 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{wasfalto}} &= 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 2.15 \text{ m} = 225.75 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{viga}} &= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.40 \text{ m} * 1.22 \text{ m} = \underline{1,171.20 \text{ kg/m}} \\
 W_{\text{pp}} &= 2,325.75 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

El momento debido a peso propio como viga simplemente soportada se calcula con la fórmula siguiente:

$$M = WL^2/8$$

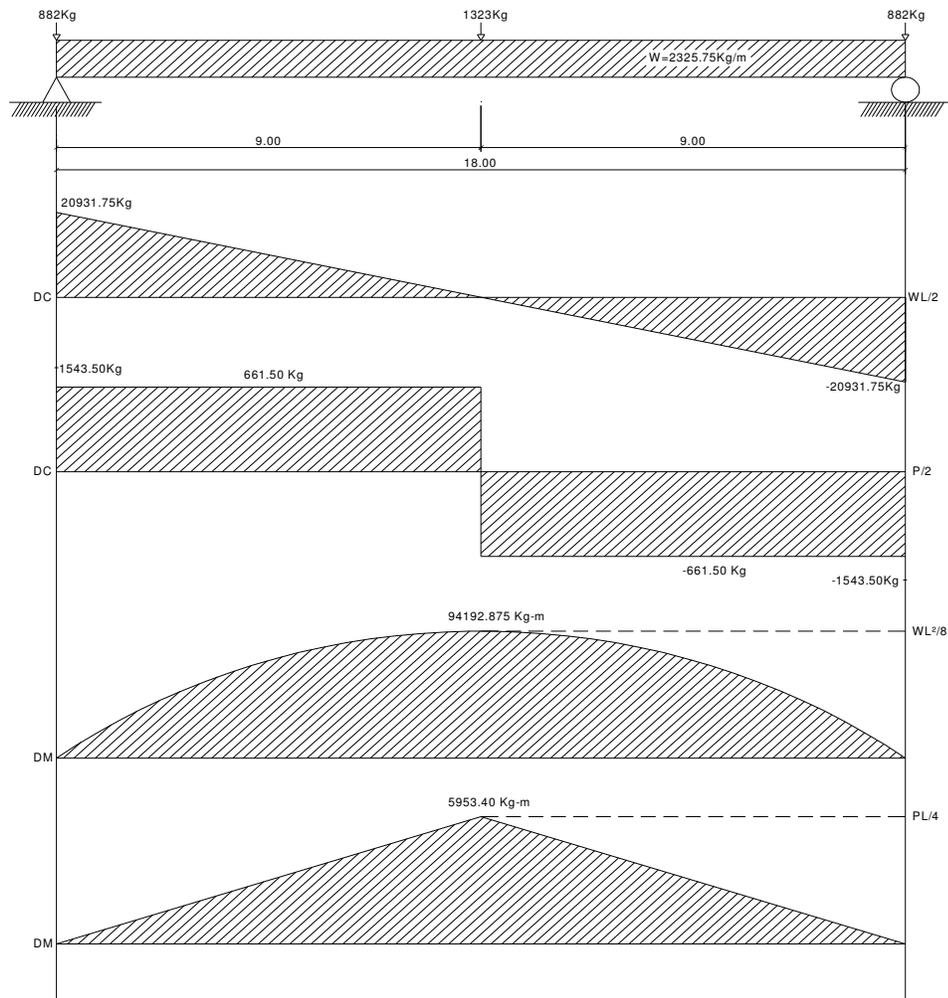
$$\begin{aligned}
 M_{\text{pp(máximo)}} &= ( 2,325.75 \text{ kg/m} )( 18.0 \text{ m} ) / 8 = 94,192.88 \text{ kg-m} \\
 M_{\text{pp(3m del apoyo)}} &= 94,192.88 - ( 2,325.75 )( 12.0 \text{ m} ) / 8 = 52,329.38 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

### 3.5.4.1.1.2 Momento debido al peso del diafragma interno

$$P_{di}' = ( 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 1.05 \text{ m} ) * 1.75 \text{ m} = 1,323.00 \text{ kg}$$

$$P_{de}' = ( 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.70 \text{ m} ) * 1.75 \text{ m} = 882.00 \text{ kg}$$

**Figura 18. Diagrama de carga, corte y momento, debido a carga viva en viga interior.**



El momento debido a la carga del diafragma interno como viga simplemente soportada se calcula con la fórmula siguiente:

$$M = PL/4$$

$$M_{pd(\text{máximo})} = ( 1,323.00 \text{ kg } )( 18.0 \text{ m} ) / 4 = 5,953.50 \text{ kg-m}$$

$$M_{pd(3\text{m del apoyo})} = 5,953.50 - ( 1,323.00 )( 12.0 \text{ m} ) / 4 = 1,984.50 \text{ kg-m}$$

### 3.5.4.1.1.3 Momento total

$$M_{CM(\text{máximo})} = 94,192.88 \text{ kg-m} + 5,953.50 \text{ kg-m} = 100,146.38 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM(3\text{m del apoyo})} = 52,329.38 \text{ kg-m} + 1,984.50 \text{ kg-m} = 54,313.88 \text{ kg-m}$$

### 3.5.4.1.2 Momento por carga viva

Se debe establecer la posición de carga debido al camión que pueda ocasionar el momento máximo en la viga.

Para obtener el momento máximo a sobrecarga, se determina la posición de las cargas que producen momento máximo, siendo la posición la figura 18.

Para hallar "a", calcular el momento en el punto "B":

$$\sum M_B = 12.00 \text{ klb} * 14 \text{ ft} + 12.00 \text{ klb} * 28 \text{ ft} - 27.00 \text{ klb} * a \text{ ft} = 0$$

$$a' = 18.66 \text{ ft}$$

$$2 * a + 4.66 \text{ ft} = 59.06 \text{ ft}$$

$$a = 27.20 \text{ ft}$$

$$\sum MA = 59.06 \text{ ft } R1 - 27.00 \text{ klb} * 27.20 \text{ ft} = 0$$

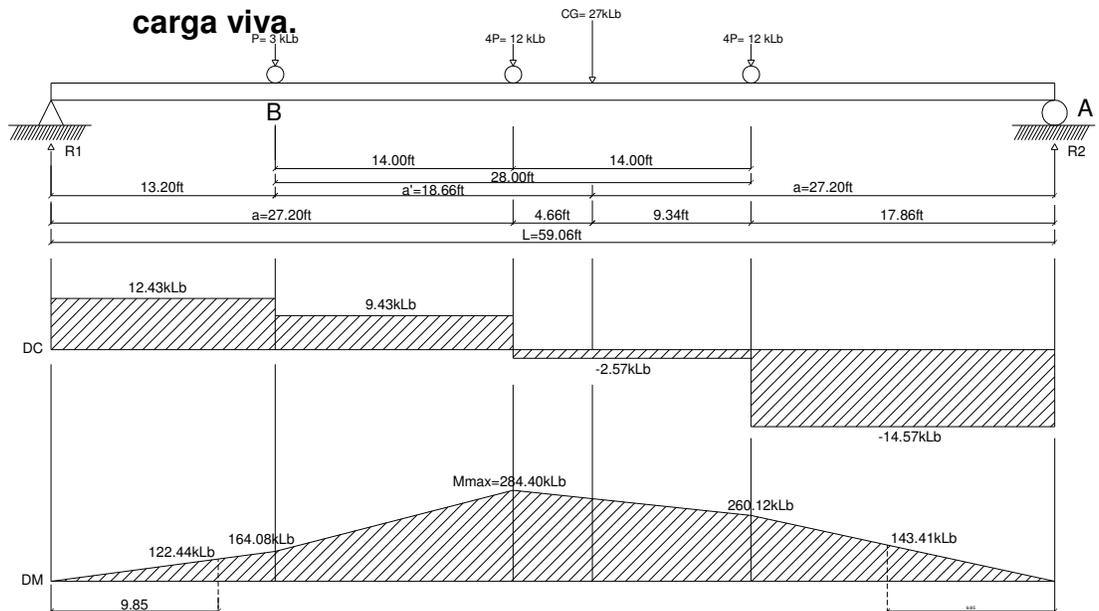
$$R1 = 12.43 \text{ klb}$$

Para hallar "Mmax", calcular el momento en el punto, aplicado por la carga central:

$$\sum M_{\text{máx}} = 12.00 \text{ klb} * 27.20 \text{ ft} - 3.00 \text{ klb} * 14 \text{ ft} = 284.40 \text{ klb-ft}$$

$$\text{MCV(máx)} = 39,319.71 \text{ kg-m}$$

**Figura 19. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva.**



Para obtener el momento debido a sobrecarga a 3.00 m (9.85ft) del apoyo, tenemos:

Para hallar "R2", calcular el momento en el punto "A":

$$\sum MA = - 59.06 \text{ ft } R2 + 27.00 \text{ klb} * 39.87 \text{ ft} = 0$$

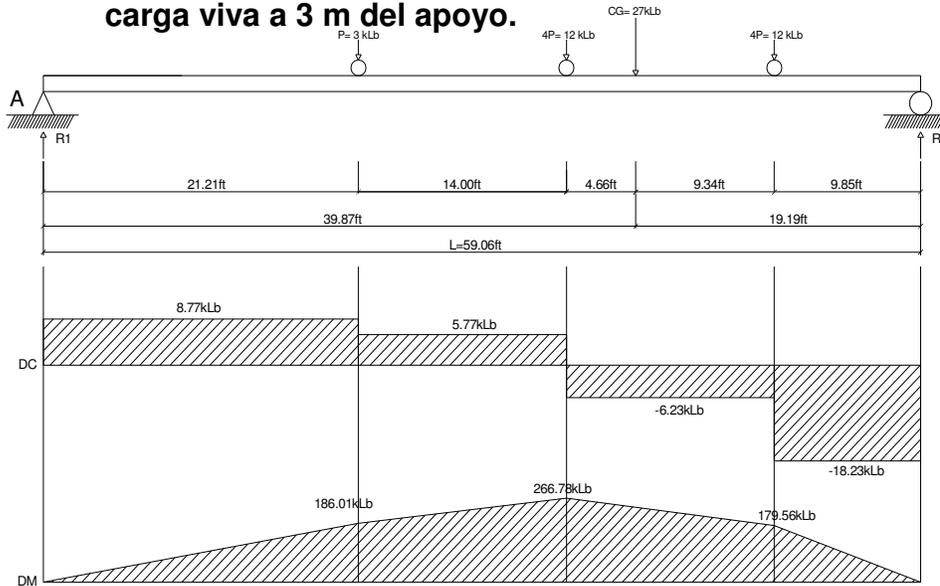
$$R2 = 18.23 \text{ klb}$$

Para hallar "MCV(3m del apoyo)", calcular el momento en el punto, aplicado a una distancia de 3.00 m del apoyo:

$$\sum M(3\text{m del apoyo}) = 18.23 \text{ klb} * 9.85 \text{ ft} = 179.54 \text{ klb-ft}$$

$$\text{MCV}(3\text{m del apoyo}) = 24,821.81 \text{ kg-m}$$

**Figura 20. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva a 3 m del apoyo.**



### 3.5.4.1.3 Factor de impacto

Factor de impacto: 
$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{18.00 + 38} = 0.27 < 0.30$$

Como el factor de impacto calculado es menor a 0.30, el factor de impacto será 1.27.

### 3.5.4.1.3 Factor de distribución para viga interna, centro de los carriles

Para hallar R, calcular el momento en el punto de apoyo exterior:

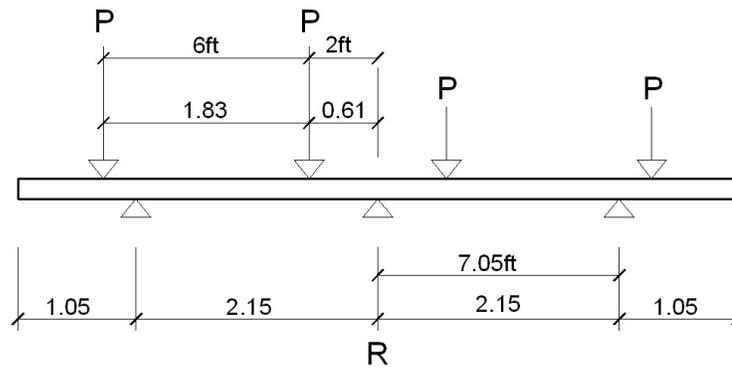
$$\sum M_{Lc} = R * 7.05 \text{ ft} - P * 5.05 \text{ ft} - P * -0.95 \text{ ft} = 0$$

$$R = 0.58 P \quad \text{Para una pista, como es doble se multiplica por dos}$$

$$FD = 0.58 * 2 = 1.16$$

Entonces, el  $FD_{\text{interna}} = 1.16\%$ . Esto sucede cuando un trailer coloca una llanta a una distancia de 2ft del eje o línea central.

**Figura 21. Diagrama de carga para viga interior, debido a carga viva en sentido transversal.**



### 3.5.4.1.5 Momento total actuante en la viga

$$M_u = 1.3(M_{CM} + 5/3(M_{CV} * I * FD))$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 1.3 [ 100,146.38 + 5 ( 39,319.71 * 1.27 * 1.16 ) / 3 ]$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 255,696.19 \text{ kg-m}$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3 [ 54,313.88 + 5 ( 24,821.81 * 1.27 * 1.16 ) / 3 ]$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 149,837.61 \text{ kg-m}$$

### 3.5.4.1.6 Cálculo de refuerzo

#### 3.5.4.1.6.1 Refuerzo en el centro de la viga

Al resolver la ecuación y calcular las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 3.5.1.4.1, tenemos:

Datos:  $M_{\text{diseño}} = 25,569,619 \text{ kg-cm}$      $\beta_1 = 0.85$      $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$      $d = 133 \text{ cms.}$      $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\emptyset = 0.90$      $b = 40 \text{ cms.}$   
 $\rho_{\text{min}} = 0.003$      $\rho_{\text{bal}} = 0.029$      $\rho_{\text{max}} = 0.0145$   
 $A_{s\text{min}} = 17.86 \text{ cm}^2$      $A_{s\text{max}} = 77.15 \text{ cm}^2$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s+} = \left\{ 133 - \sqrt{133^2 - (2 * 25,569,619) / (0.90 * 0.85 * 281 * 40)} \right\} \left[ \frac{4,200}{(0.85 * 281 * 40)} \right] = 56.05 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 12 varillas No. 8 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

Cálculo de refuerzo a compresión, se refuerza por sismo que es el 33% $A_{s+}$ , si no pide a compresión colocamos  $A_{s\text{min}}$ :

$$A_{s\text{comp}} = 33\% * 56.05 \text{ cm}^2 = 18.5 \text{ cm}^2$$

Utilizar  $A_{s\text{comp}}$ , ya que es mayor que el  $A_{s\text{min}}$  el esfuerzo equivalente distribuido a compresión es de 4 varillas No. 8 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.5.4.1.6.2 Refuerzo a 3.00 m del apoyo

Datos:  $M_{\text{diseño}} = 14,983,761 \text{ kg-cm}$      $\beta_1 = 0.85$      $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$      $d = 133 \text{ cm}$      $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\emptyset = 0.90$      $b = 40 \text{ cm}$   
 $\rho_{\text{min}} = 0.003$      $\rho_{\text{bal}} = 0.029$      $\rho_{\text{max}} = 0.0145$   
 $A_{s\text{min}} = 17.86 \text{ cm}^2$      $A_{s\text{max}} = 77.15 \text{ cm}^2$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s(3\text{m del apoyo})} = \left\{ 133 - \sqrt{133^2 - (2 * 14,983,761) / (0.90 * 0.85 * 281 * 40)} \right\} \left[ \frac{4,200}{(0.85 * 281 * 40)} \right] = 31.44 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * A_{s+} = 50 \% * 56.05 \text{ cm}^2 = 28.03 \text{ cm}^2$$

Al resolver la ecuación y calcular las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 3.5.1.4.1, con los datos anteriores tenemos:

Utilizar  $A_{s(3m \text{ del apoyo})}$ , ya que es mayor a  $50\% A_{s+}$ . El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 6 varillas No. 8 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

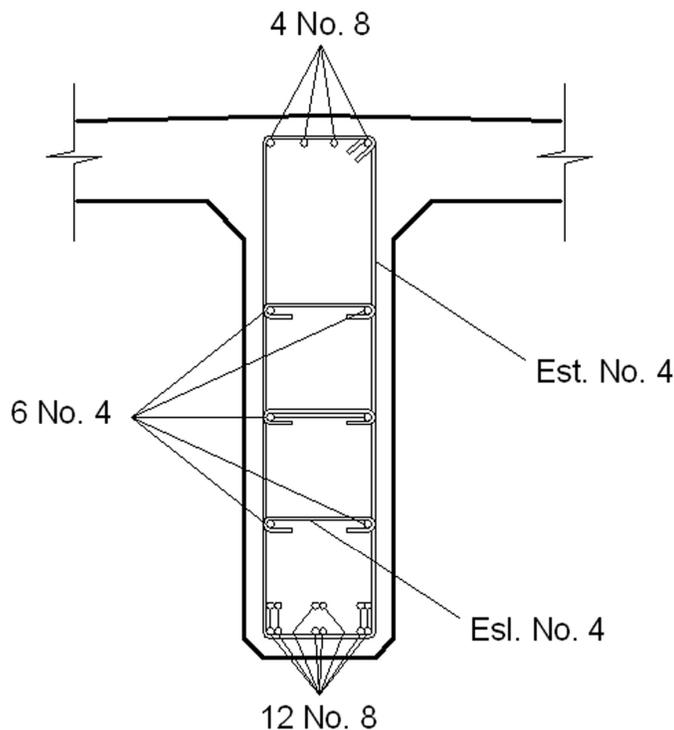
### 3.5.4.1.6.3 Refuerzo adicional

Cálculo del refuerzo adicional:

$$R_a = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * h = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 1.40 \text{ m} = 7.41 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 6 varillas No. 4 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

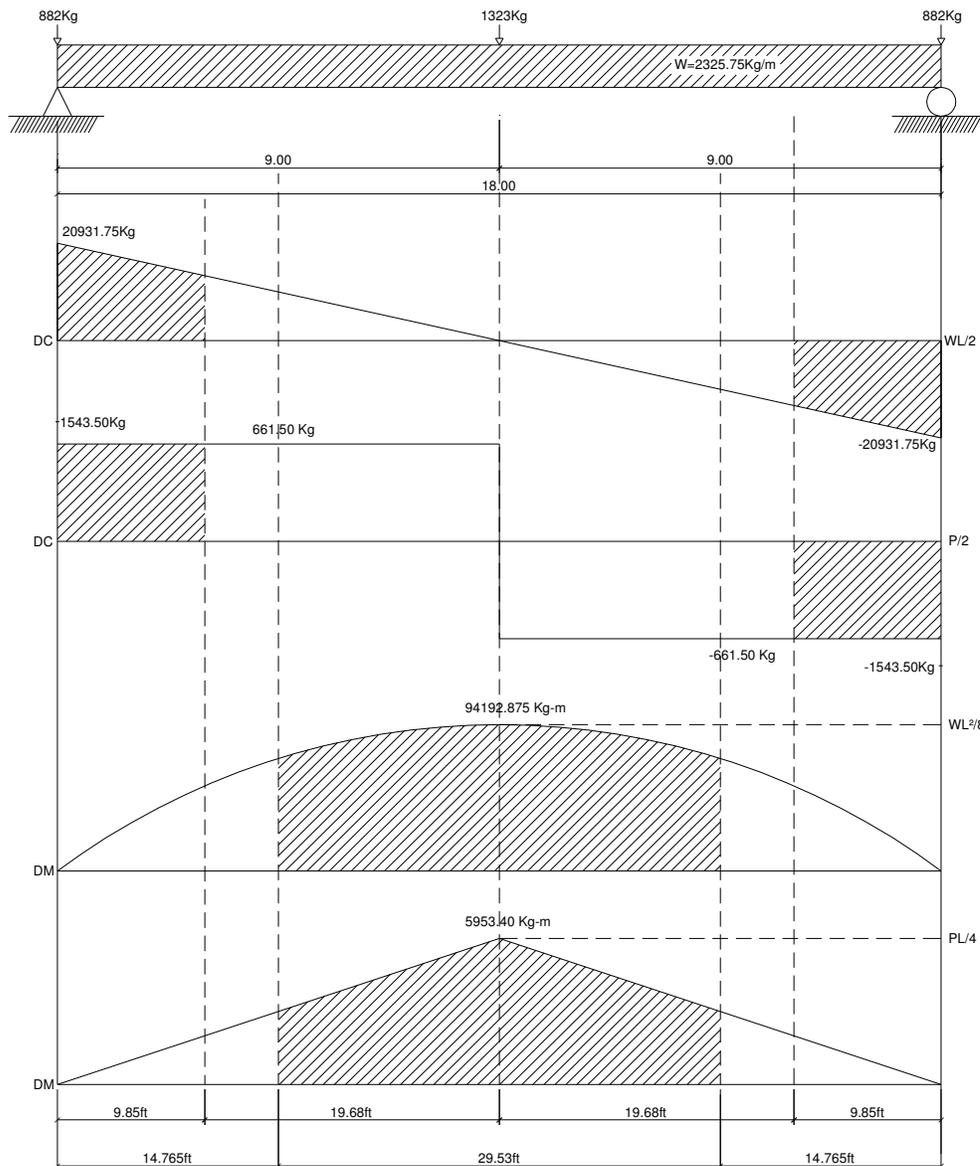
**Figura 22. Armado de viga interior.**



### 3.5.4.1.7 Cálculo de esfuerzos cortantes

#### 3.5.4.1.7.1 Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

Figura 23. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga muerta.



El esfuerzo máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la siguiente fórmula:

$$V_{CM} = W \cdot L / 2 \quad \text{y si hubiere cargas concentradas: } \Sigma P / 2$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo:

$$V_{CM(\max)} = 2,325.75 \cdot 18.0 / 2 + ( 1,323 + 2 \cdot 882 ) / 2 = 22,475.25 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante a 3.00 m del apoyo:

$$V_{CM(3\text{m del apoyo})} = 2,325.75 \cdot 12.0 / 2 + ( 1,323 ) / 2 = 14,616.00 \text{ kg}$$

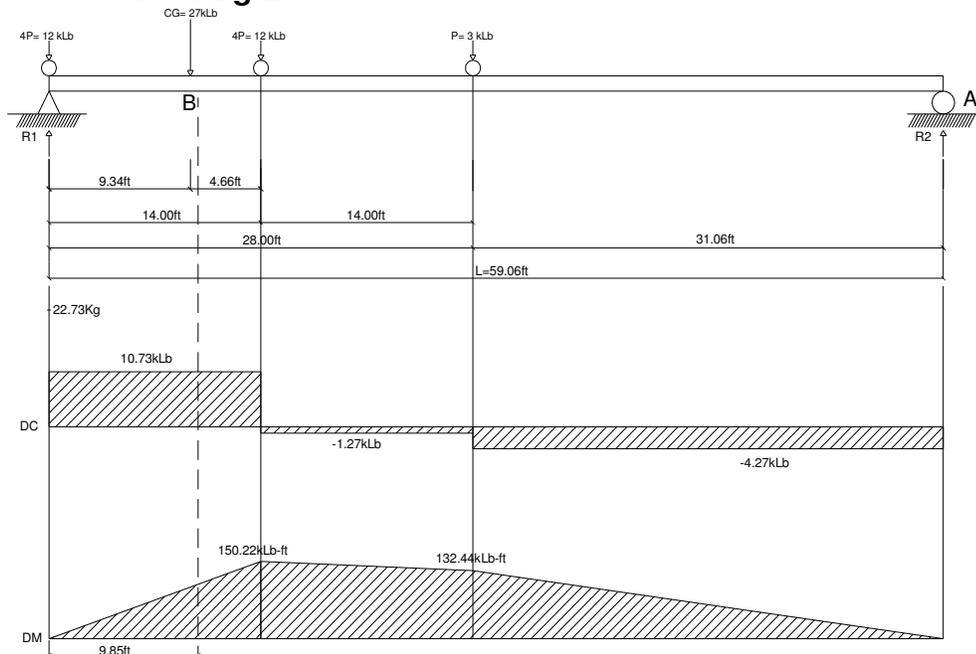
Cálculo del esfuerzo cortante al centro de la viga:

$$V_{CM(9\text{m del apoyo})} = 2,325.75 \cdot 0.0 / 2 + ( 0.0 ) / 2 = 0.00 \text{ kg}$$

### 3.5.4.1.7.2 Esfuerzos cortantes por carga viva

Se calcula sacando la reacción de la siguiente posición de cargas:

**Figura 24. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a sobrecarga.**



Para hallar R1 (esfuerzo cortante máximo), calcular el momento en el punto A:

$$\overset{+}{\curvearrowright} \Sigma MA = 0$$

$$59.06 \text{ ft} * R1 - 12.00 \text{ klb} ( 59.06 \text{ ft} + 45.06 \text{ ft} ) - 3.00 \text{ klb} * 31.06 \text{ ft} = 0$$

$$V_{CV(\max)} = R1 = 22.73 \text{ klb} = 10,311.58 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada a una distancia de 3.00 m del apoyo.

$$\begin{aligned} V_{CV(3\text{m del apoyo})} &= [ 12.0 \text{ klb} ( 49.22 \text{ ft} + 35.22 \text{ ft} ) + 3.00 \text{ klb} * 21.22 \text{ ft} ] / 59.06 \text{ ft} \\ &= 18.23 \text{ klb} = 8,271.11 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada al centro de la viga:

$$\begin{aligned} V_{CV(9\text{m del apoyo})} &= [ 12.0 \text{ klb} ( 29.53 \text{ ft} + 15.53 \text{ ft} ) + 3.00 \text{ klb} * 1.53 \text{ ft} ] / 59.06 \text{ ft} \\ &= 9.23 \text{ klb} = 4,188.09 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 3.5.4.1.7.3 Factor de impacto

Calculado anteriormente, tenemos que el factor de impacto será 1.27.

### 3.5.4.1.7.4 Esfuerzos cortantes totales

Cálculo de esfuerzo cortante último:

$$V_{U(\max \text{ diseño})} = 1.3 ( 22,475.25 + 5 / 3 ( 10,311.58 * 1.27 ) ) = 57,591.86 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada a una distancia de 3.00 m del apoyo.

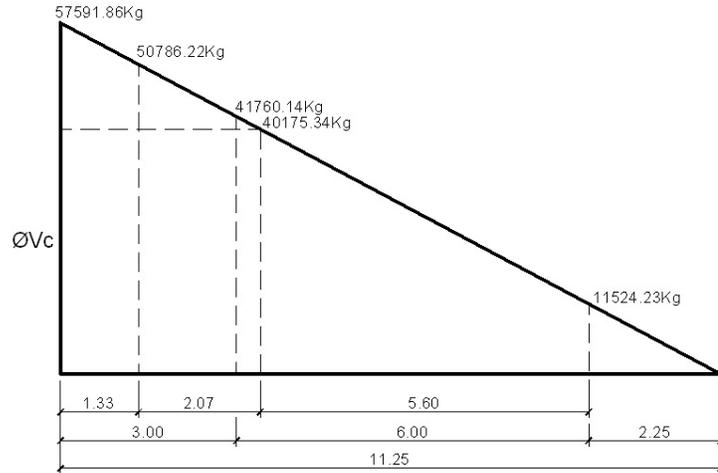
$$V_{U(3\text{m del apoyo})} = 1.3 ( 14,616.00 + 5 / 3 ( 8,271.11 * 1.27 ) ) = 41,760.14 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada al centro de la viga:

$$V_{U(9\text{m del apoyo})} = 1.3 ( 0.00 + 5 / 3 ( 4,188.09 * 1.27 ) ) = 11,524.23 \text{ kg}$$

### 3.5.4.1.7.5 Cálculo de refuerzo

Figura 25. Diagrama de corte para diseño de viga interior.



Se obtiene el esfuerzo cortante absorbido por el concreto  $\emptyset V_c$  y el esfuerzo a una distancia "d" del apoyo de la viga  $V_{ud}$ .

Datos:  $V_{(\text{max diseño})} = 57,591.86 \text{ kg}$        $\beta_1 = 0.85$        $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$        $d = 133 \text{ cm}$        $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\emptyset = 0.90$        $b = 40 \text{ cm}$

$$\emptyset V_c = 0.53(\sqrt{f'_c}) \cdot b \cdot d$$

$$\emptyset V_c = 0.85 ( 0.53 \sqrt{ 281 ( 40 )( 133 ) } ) = 40,175.34 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = V_{\text{max}} \cdot (L_1 - d) / L_1$$

$$V_{ud} = 57,591.86 ( 11.25 - 1.33 ) / 11.25 = 50,783.22 \text{ kg}$$

Cuando el esfuerzo cortante que absorbe el concreto es mayor que el esfuerzo cortante máximo, se calcula el esfuerzo mínimo por medio de la fórmula  $A_{v_{\text{min}}} = 3.5 \cdot b \cdot S / F_y$ , con espaciamiento máximo.

$$A_{v_{\text{min}}} = 3.50 \cdot 40 \cdot 67 / 4,200 = 2.22 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento: se utilizará varilla No.4 (1.2668 cm<sup>2</sup>), se multiplica por dos porque en un estribo aparece dos veces el área de refuerzo.

Con este resultado, se concluye que  $V_{(\text{max diseño})} > \text{que } \emptyset V_c$ . Por lo tanto, no cumple  $S = d/2 = 133/2 = 66.50$  cm. Se recomienda que los estribos no vayan a más de  $H/4 = 140/4 = 35$  cm.

Cálculo de separación de estribos para  $\emptyset V_c = 40,175.34$  kg:

$$\frac{57,591.86}{11.25} = \frac{40,175.34}{X} \left. \begin{array}{l} X = 7.85 \text{ m} \\ X' = X - 2.25 = 7.85 - 2.25 = 5.60 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Con relación de triángulos semejantes, teniendo como dato la altura de  $V_{(\text{max diseño})}$  y de  $\emptyset V_c$ , se calculó la distancia que será cubierta por  $d/2$  y es de 5.60 m. La distancia restante se calculará con el espaciamiento S. A 5.60 m se colocará estribo No.4 a cada 0.35 m. Para mayor seguridad en la resistencia al corte (ver figura 26).

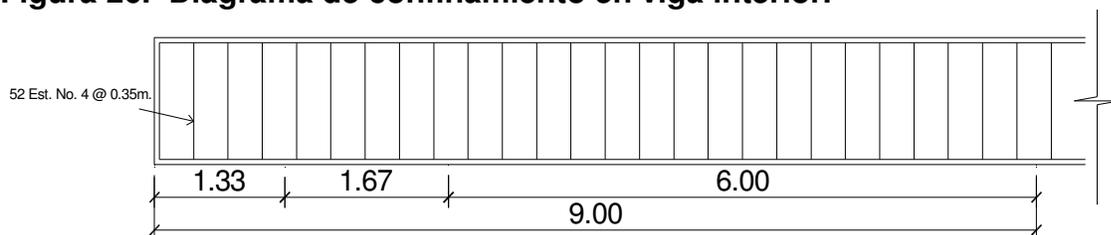
Una vez determinados estos esfuerzos se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo y se obtiene por medio de la fórmula  $\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c$ .

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 50,783.22 - 40,175.34 = 10,607.88 \text{ kg}$$

$$S = 0.85 ( 4,200 ) ( 133 ) ( 2 * 1.27 ) / 10,607.88 = 113.69 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a más de  $H/4$ . Por lo tanto, se utilizará estribo No.4 a cada 35 cm (ver figura 26).

**Figura 26. Diagrama de confinamiento en viga interior.**



### 3.5.4.2 Viga exterior

#### 3.5.4.2.1 Momento por carga muerta

##### 3.5.4.2.1.1 Momento debido al peso propio

$$\begin{aligned}W_{\text{losa}} &= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 1.645 \text{ m} = 710.64 \text{ kg/m} \\W_{\text{asfalto}} &= 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1.475 \text{ m} = 154.88 \text{ kg/m} \\W_{\text{viga}} &= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.40 \text{ m} * 1.22 \text{ m} = 1,171.20 \text{ kg/m} \\W_{\text{acera}} &= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.65 \text{ m} = \underline{234.00 \text{ kg/m}} \\W_{\text{pp}} &= 2,270.72 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Cálculo del momento debido al peso propio como viga simplemente soportada:

$$M_{\text{pp(máximo)}} = (2,270.72 \text{ kg/m})(18.00 \text{ m})^2 / 8 = 91,963.96 \text{ kg - m}$$

$$M_{\text{pp(3m del apoyo)}} = 91,963.96 - (2,270.72)(12.00 \text{ m})^2 / 8 = 51,091.09 \text{ kg - m}$$

##### 3.5.4.2.1.2 Momento debido al peso de diafragma interno

$$P_{\text{di}'} = ( 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 1.05 \text{ m} ) * 0.875 \text{ m} = 661.50 \text{ kg}$$

$$P_{\text{de}'} = ( 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.70 \text{ m} ) * 0.875 \text{ m} = 441.00 \text{ kg}$$

$$M_{\text{pd(máximo)}} = ( 661.50 \text{ kg/m} )( 18.0 \text{ m} ) / 4 = 2,976.75 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{pd(3m del apoyo)}} = 2,976.75 - ( 661.50 )( 12.0 \text{ m} ) / 4 = 992.25 \text{ kg-m}$$

##### 3.5.4.2.1.3 Momento total

$$M_{\text{CM(máximo)}} = 91,963.96 \text{ kg-m} + 2,976.75 \text{ kg-m} = 94,940.71 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{CM(3m del apoyo)}} = 51,091.09 \text{ kg-m} + 992.25 \text{ kg-m} = 52,083.34 \text{ kg-m}$$

### 3.5.4.2.2 Momento por carga viva

Para la distribución de sobrecarga, es la misma calculada en el inciso 3.5.4.1.2 del diseño de la viga interior:

$$M_{cv}(\text{máx}) = 39,319.71 \text{ kg-m} \quad M_{CV(3\text{m del apoyo})} = 24,821.81 \text{ kg-m}$$

### 3.5.4.2.3 Factor de impacto

Calculado en el inciso 3.5.4.1.3, tenemos que el factor de impacto será 1.27.

### 3.5.4.2.4 Factor de distribución para viga externa

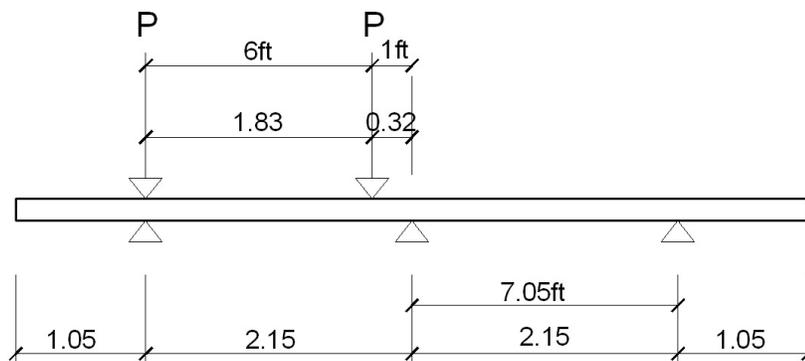
Para hallar "R", calcular el momento en el eje o línea central:

$$\overset{+}{\curvearrowright} \Sigma M_{Lc} = R * 7.05 \text{ ft} - P * 1.05 \text{ ft} - P * 7.05 \text{ ft} = 0$$

$$R = 1.15 P$$

Entonces, el  $F_{D\text{externa}} = 1.15\%$ . Esto sucede cuando un camión coloca una llanta en la viga 15% de la otra llanta.

**Figura 27. Diagrama de carga para viga exterior, debido a carga viva en sentido transversal.**



### 3.5.4.2.5 Momento total actuante en la viga

Se calcula el momento último de la siguiente manera:

$$M_{u(\text{máximo})} = 1.3[94,940.71 + 5 (39,319.71 * 1.27 * 1.15)/ 3]$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 247,846.87 \text{ kg-m}$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3[52,083.34 + 5(24,821.81 * 1.27 * 1.15)/ 3]$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 146,254.89 \text{ Kg-m}$$

### 3.5.4.2.6 Cálculo de refuerzo

#### 3.5.4.2.6.1 Refuerzo en el centro de la viga

Datos:  $M_{\text{diseño}} = 24,784,687 \text{ kg-cm}$      $\beta_1 = 0.85$      $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$      $d = 133 \text{ cms.}$      $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 0.90$      $b = 40 \text{ cms.}$

$$\rho_{\text{min}} = 0.003 \quad A_{s\text{min}} = 17.86 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{max}} = 0.0145 \quad A_{s\text{max}} = 77.15 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s+} = \left\{ 133 - \sqrt{133^2 - (2 * 24,784,687) / (0.90 * 0.85 * 281 * 40)} \right\} \left[ \frac{4,200}{(0.85 * 281 * 40)} \right] = 54.14 \text{ cm}^2$$

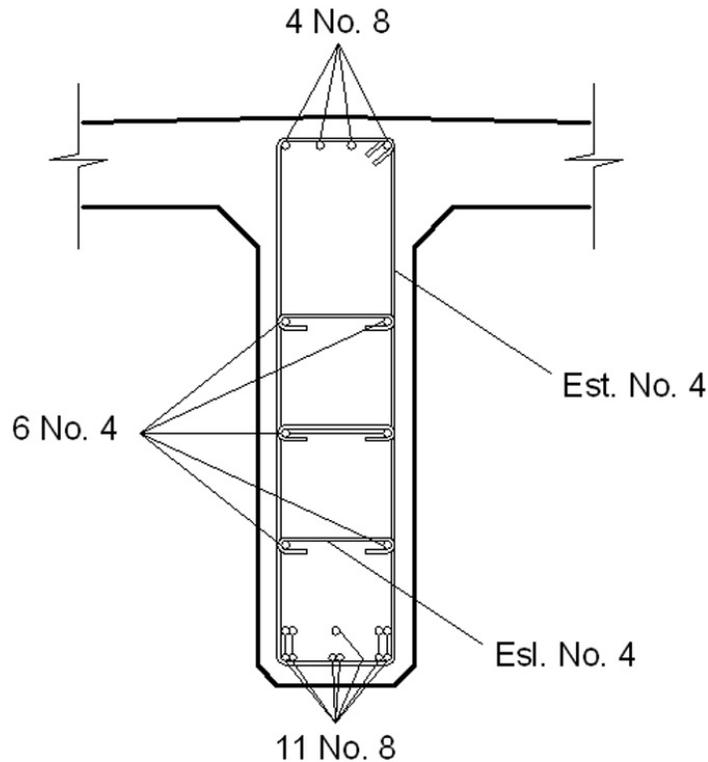
El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 11 varillas No. 8 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

El cálculo del refuerzo a compresión:

$$A_{s\text{comp}} = 33\% * 54.14 \text{ cm}^2 = 17.87 \text{ cm}^2$$

Utilizar  $A_{s\text{comp}}$ , ya que es mayor que el  $A_{s\text{min}}$ , el refuerzo equivalente distribuido a compresión es de 4 varillas No. 8 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

**Figura 28. Armado de viga exterior.**



### 3.5.4.2.6.2 Refuerzo a 3.00 m del apoyo

Datos:  $M_{\text{diseño}} = 14,625,489 \text{ kg-cm}$      $\beta_1 = 0.85$      $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$      $d = 133 \text{ cms.}$      $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\emptyset = 0.90$      $b = 40 \text{ cms.}$

$\rho_{\text{min}} = 0.003$      $A_{s\text{min}} = 17.86 \text{ cm}^2$      $\rho_{\text{max}} = 0.0145$      $A_{s\text{max}} = 77.15 \text{ cm}^2$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s(3\text{m del apoyo})} = \left\{ 133 - \sqrt{[133^2 - (2 * 14,625,489) / (0.90 * 0.85 * 281 * 40)]} \right\} [4,200 / (0.85 * 281 * 40)] = 30.64 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * A_{s+} = 50 \% * 54.14 \text{ cm}^2 = 27.07 \text{ cm}^2$$

Utilizar  $A_{s(3\text{m del apoyo})}$ , ya que es mayor a  $50\%A_{s+}$ . El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 6 varillas No.8 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.5.4.2.6.3 Refuerzo adicional

Como el refuerzo adicional calculado en el inciso 3.5.4.1.6.3, para viga interior, es equivalente distribuir a tensión 6 varillas No.4 (ver figura 28).

### 3.5.4.2.7 Cálculo de esfuerzos cortantes

#### 3.5.4.2.7.1 Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

Cálculo del esfuerzo cortante máximo:

$$V_{CM(max)} = 2,270.72 * 18.0 / 2 + ( 662 + 2 * 441 ) / 2 = 21,208.23 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante a 3.00 m del apoyo:

$$V_{CM(3m \text{ del apoyo})} = 2,270.72 * 12.0 / 2 + ( 662 ) / 2 = 13,955.07 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante al centro de la viga:

$$V_{CM(9m \text{ del apoyo})} = 2,270.72 * 0.0 / 2 + ( 0.0 ) / 2 = 0.00 \text{ kg}$$

#### 3.5.4.2.7.2 Esfuerzos cortantes por carga viva

Para la distribución del esfuerzo cortante es el mismo calculado en el inciso 3.5.4.1.7.2, respecto del diseño de la viga interior:

$$V_{CV(max)} = 10,311.58 \text{ kg}$$

$$V_{CV(3m \text{ del apoyo})} = 8,271.11 \text{ kg}$$

$$V_{CV(9m \text{ del apoyo})} = 4,188.09 \text{ kg}$$

#### 3.5.4.2.7.3 Factor de impacto

Calculado anteriormente en el inciso 3.5.4.1.7.3, tenemos que el factor de impacto será 1.27.

### 3.5.4.2.7.4 Esfuerzos cortantes totales

Cálculo de esfuerzo cortante último:

$$V_{u(\text{máx diseño})} = 1.3(21,208.23 + 5/3(10,311.58 * 1.27)) = 55,944.73 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicado a una distancia de 3.00 m del apoyo:

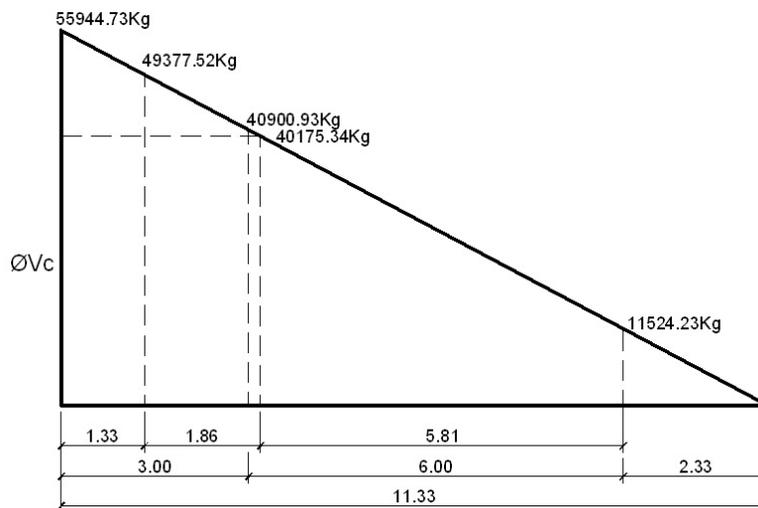
$$V_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3(13,955.07 + 5/3(8,271.11 * 1.27)) = 40,900.93 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicado al centro de la viga:

$$V_{u(9\text{m del apoyo})} = 1.3(0.00 + 5/3(4,188.09 * 1.27)) = 11,524.23 \text{ kg}$$

### 3.5.4.2.7.5 Cálculo de refuerzo

Figura 29. Diagrama de corte para diseño en viga exterior.



Datos:  $V_{(\text{max diseño})} = 55,944.73 \text{ kg}$        $\beta_1 = 0.85$        $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$        $d = 133 \text{ cm}$        $f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi = 0.90$        $b = 40 \text{ cm}$

$$\phi V_c = 0.85 ( 0.53 \sqrt{281} ( 40 )( 133 ) ) = 40,175.34 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = 55,944.73 ( 11.33 - 1.33 ) / 11.33 = 49,377.52 \text{ kg}$$

Con este resultado, se concluye que  $V_{(\text{max diseño})} > \emptyset V_c$ . Por lo tanto, no cumple  $S = d/2 = 133/2 = 66.50$  cm. Se recomienda que los estribos no vayan a más de  $H/4 = 140/4 = 35$  cm.

Cálculo de separación de estribos para  $\emptyset V_c = 40,175.34$  kg:

$$\frac{55,944.73}{11.33} = \frac{40,175.34}{X} \quad \left. \vphantom{\frac{55,944.73}{11.33}} \right\} \begin{array}{l} X = 8.14 \text{ m} \\ X' = X - 2.33 = 8.14 - 2.33 = 5.81 \text{ m} \end{array}$$

Con relación de triángulos semejantes, teniendo como dato la altura de  $V_{(\text{max diseño})}$  y de  $\emptyset V_c$ , se calculó la distancia que será cubierta por  $d/2$ . Ella es de 5.81 m, por lo que habrá de colocar estribo No.4 a cada 0.35 m, para mayor seguridad en la resistencia al corte (ver figura 30).

Una vez determinados estos esfuerzos, se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo:

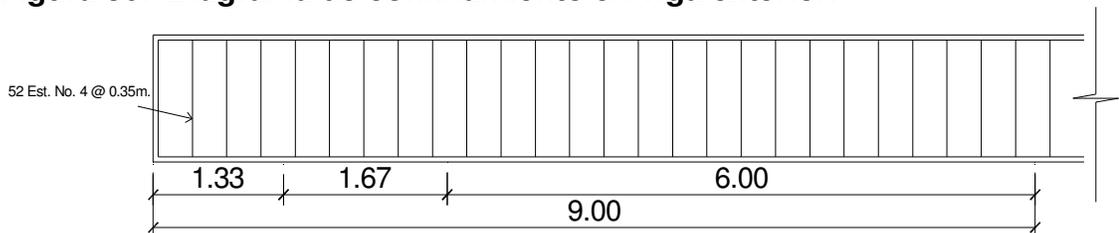
$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 49,377.52 - 40,175.34 = 9,202.18 \text{ kg}$$

Cálculo de espaciamiento: se utilizará varilla No. 4 ( $1.27 \text{ cm}^2$ ).

$$S = 0.85 ( 4,200 ) ( 133 ) ( 2 * 1.27 ) / 9,202.18 = 131.06 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a más de  $H/4$ . Por lo tanto, se deberá colocar estribo No.4 a cada 0.35 m (ver figura 30).

**Figura 30. Diagrama de confinamiento en viga exterior.**



### 3.5.5 Diseño de diafragmas

Los diafragmas son utilizados para darle rigidez a la estructura y que esta mantenga su forma, se busca que estos le den rigidez a la torsión en el sentido transversal del puente y que distribuyan las cargas transversales producidas por el viento y por sismo.

Se deben colocar diafragmas intermedios para luces mayores a 40 ft (12.19 m).

Se predimensiona la altura de la viga principal para obtener la altura de los diafragmas de la siguiente manera:

$$H_{\text{diafragma interior}} = 3/4 h_{\text{viga principal}} > 0.50 \text{ m}$$

$$H_{\text{diafragma exterior}} = 1/2 h_{\text{viga principal}} > 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Diafragma interior} = h = 0.75H = 0.75 * 140 \text{ cm} = 105.0 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizar } 105 \text{ cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = h = 0.50H = 0.50 * 140 \text{ cm} = 70.00 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizar } 70 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior, las secciones de los diafragmas quedan así:

$$\text{Diafragma interior} = 105 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = 70 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{Datos: } F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad d_{di} = 100 \text{ cm} \quad h_{di} = 105 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \\ \quad \quad f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad d_{de} = 65 \text{ cm} \quad h_{de} = 70 \text{ cm} \quad r = 5 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Diafragma interior} = ( 14.1 / 2,810 ) ( 30 \text{ cm} ) ( 100 \text{ cm} ) = 15.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = ( 14.1 / 2,810 ) ( 30 \text{ cm} ) ( 65 \text{ cm} ) = 9.78 \text{ cm}^2$$

En el diafragma interior se utilizarán 4 varillas No.7. En el diafragma exterior se utilizarán 3 varillas No.7 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

Refuerzo adicional:

$$\text{Diafragma interior} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(1.05 \text{ m}) = 5.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(0.70 \text{ m}) = 3.70 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido en el diafragma interior es de 4 varillas No. 5, en el diafragma exterior se deberán utilizar 2 varillas No. 5 (ver planos incluidos en el apéndice 2).

El refuerzo de los estribos se calcula de la siguiente manera:

$$S_i = (1/2)(105 - 5) = 50 \text{ cm} \quad S_e = (1/2)(70 - 5) = 32.5 \text{ cm}$$

El refuerzo de corte equivalente distribuido en el diafragma interior se basa en estribos No. 3 a cada 0.50 m. En el diafragma exterior, en estribos No. 3 a cada 0.30 m.

### 3.6 Diseño de la subestructura

#### 3.6.1 Diseño de estructura de viga de apoyo

##### 3.6.1.1 Diseño de asiento o base

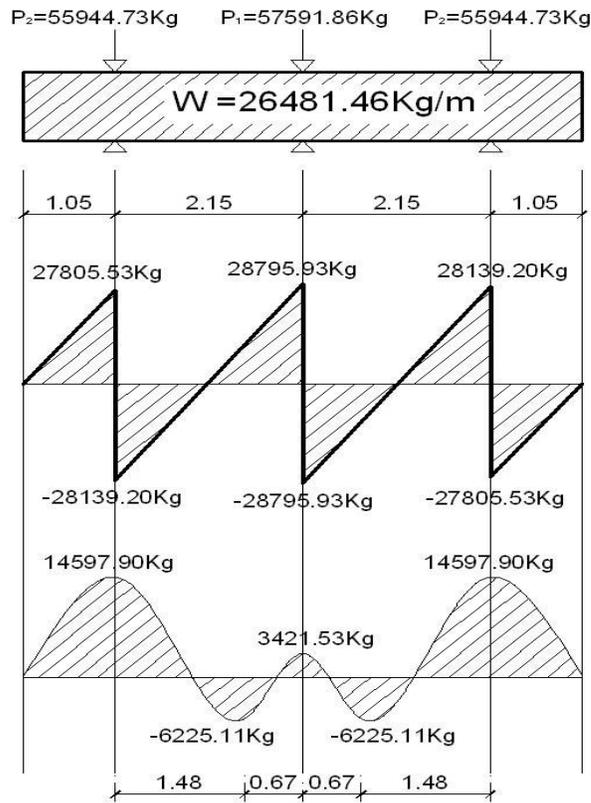
El aplastamiento = Área del corte último o de diseño, será  $P = 57,591.86 \text{ kg}$ .

$$\text{Área de aplastamiento: } A_p = P/\phi * f'_c = \frac{57,591.86}{0.71 * 281} = 288.67 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{A_p} = \sqrt{288.67} = 16.99 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 20x20 cm.

**Figura 31. Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo.**



### 3.6.1.1.1 Cálculo de refuerzo por flexión

Donde:  $M_{\text{Diseño}} = 15,377.91 \text{ kg-m}$        $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$        $\emptyset = 0.90$   
 $d = 37.5 \text{ cm}$        $d = 40.00 \text{ cms.}$        $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$        $\beta_1 = 0.85$   
 $b = 80 \text{ cms.}$        $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$

Calculando con la fórmula el valor  $A_s$  y las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 3.5.1.4.1, se obtienen los datos siguientes:

$\rho_{\text{min}} = 0.005018$        $\rho_{\text{bal}} = 0.05$        $\rho_{\text{max}} = 0.025$   
 $A_{s\text{min}} = 16.06 \text{ cm}^2 < A_s = 16.77 \text{ cm}^2 < A_{s\text{max}} = 79.94 \text{ cm}^2$

Se utilizarán 8 varillas No.6 distribuidas en la viga de apoyo (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.6.1.1.2 Cálculo de refuerzo por corte

Datos:  $V_{\text{diseño}} = 28,795.93 \text{ kg}$        $\beta_1 = 0.85$        $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$        $d = 37.5 \text{ cm}$        $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\emptyset = 0.90$        $b = 80 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$

$$\emptyset V_c = \beta_1 * 0.53(\sqrt{F'_c}) * b * d = 0.85 * 0.53(\sqrt{281}) * 80 * 37.5 = 22,655.27 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 28,795.93 - 22,655.27 = 6,140.66 \text{ kg}$$

Comprobación de límites de espaciamiento:

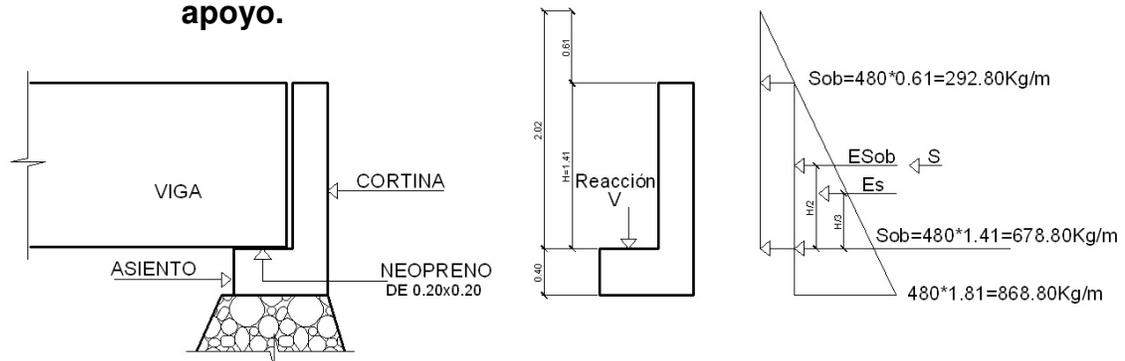
$$0.85 * 1.10 (\sqrt{281}) 80 * 37.5 = 47,020.37 \text{ kg} > \emptyset V_s$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo, utilizar estribo No.4 @ 0.25 m. (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.6.1.2 Diseño de cortina

Se considera sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 ft (61 cm) con presión de  $480 \text{ kg/m}^3$  ( $30 \text{ lb/ft}^3$ ) según las normas AASHTO 3.20.

**Figura 32. Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo.**



$$E_{\text{sobrecarga}} = E_{\text{sob}} = \text{carga equivalente del rectángulo aplicado a } H/2$$

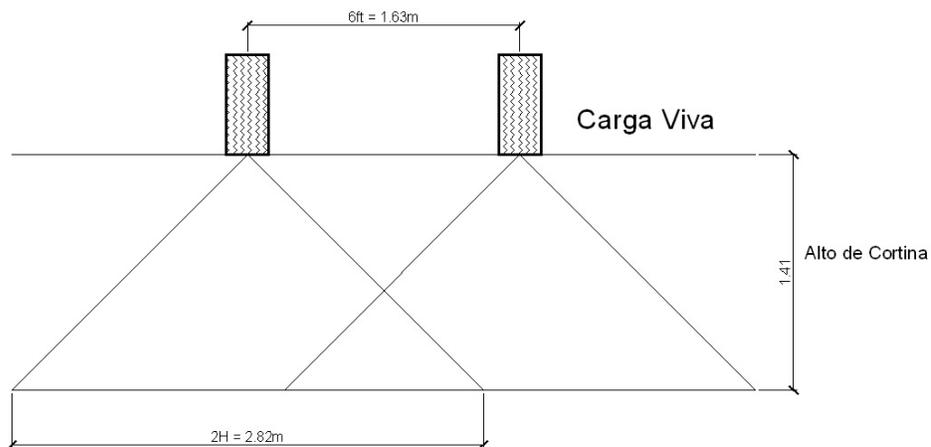
$$F = \text{empuje} = (E_{\text{sob}} + E_s)$$

$$F = 292.80 * 1.41 + 676.80 * 1.41 / 2 = 889.99 \text{ Kg}$$

### 3.6.1.2.1 Fuerza longitudinal (LF)

Debe ser 5% de la carga viva, y su centro de gravedad a 1.83 sobre la capa de rodadura según AASHTO 1.2.13.

**Figura 33. Fuerza longitudinal en viga de apoyo.**



$$P_{\text{camión}} = 5,443.11 \text{ kg por eje} \quad P = 2,721.55 \text{ kg por llanta}$$

$$LF' = \frac{0.05 * P}{2H} = \frac{0.05 * 2,721.55}{2 * 1.41} = 48.25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Al ser 2 llantas:} \quad LF = 2 * 48.25 = 96.51 \text{ kg/m}$$

Esta carga actúa a 6ft, sobre el piso de la losa (AASHTO 3.9.1.)

$$\text{El brazo de la LF:} \quad \text{Brazo} = 6\text{ft} + H_{\text{cortina}} = 1.8288 + 1.41 = 3.239 \text{ m}$$

### 3.6.1.2.2 Fuerza de sismo (S)

Se aplica un factor de sismo de 12% al centro de la cortina según AASHTO 3.21.

$$\text{Peso de la cortina } W = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.30 \text{ m})(1.41 \text{ m})(1 \text{ m}) = 1,015.20 \text{ kg}$$

$$S = 0.12W = 0.12(1,015.20) = 121.82 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} \quad \text{Brazo} = 1.41/2 = 0.71 \text{ m}$$

### 3.6.1.2.3 Combinación de cargas

Lo especificado en AASHTO 3.22.1a. se aplica en este caso:

Para momento:

$$\begin{aligned}\text{Grupo III} &= 1.3(E_{\text{sob}} + E_s + LF) = \\ &= 1.3(412.85 \cdot 1.41/2 + 477.14 \cdot 1.41/3 + 96.51 \cdot 3.239) = 1,076.28 \text{ kg-m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Grupo VII} &= 1.3(E_{\text{sob}} + E_s + S) = \\ &= 1.3(412.85 \cdot 1.41/2 + 477.14 \cdot 1.41/3 + 121.82 \cdot 0.71) = 782.35 \text{ kg-m/m}\end{aligned}$$

Siguiendo lo especificado en AASHTO 3.22.1b. se aplica en este caso:

Para corte:

$$\text{Grupo III} = 1.3(F + LF) = 1.3(889.99 + 96.51) = 1,282.45 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(F + S) = 1.3(889.99 + 121.82) = 1,315.35 \text{ kg}$$

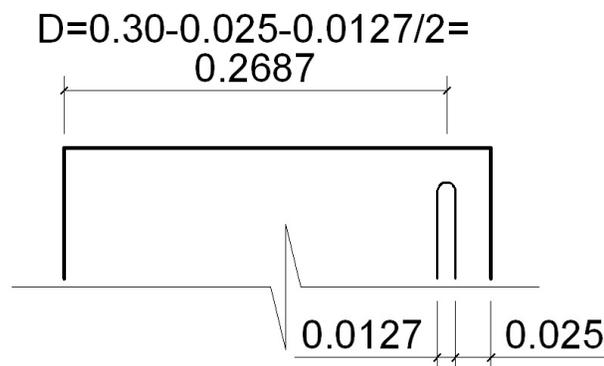
De los grupos calculados, tomamos el mayor de ellos:

$$M_{\text{max}} = 1,076.28 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{\text{max}} = 1,315.35 \text{ kg}$$

### 3.6.1.2.4 Cálculo de refuerzo

Figura 34. Detalle de recubrimiento de la cortina.



#### 3.6.1.2.4.1 Refuerzo por flexión

Donde:  $M_{\max} = 1,076.28 \text{ kg-m}$      $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$      $\emptyset = 0.90$   
 $d = 26.87 \text{ cm}$      $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$      $\beta_1 = 0.85$   
 $b = 141 \text{ cm}$      $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$

Utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 3.5.1.4.1, se obtienen los datos:

$$A_{s_{\min}} = 19.01 \text{ cm}^2 > A_s = 1.59 \text{ cm}^2 < A_{s_{\max}} = 94.6 \text{ cm}^2$$

Utilizar 8 varillas corridas No. 6, distribuidos en la cortina (ver planos incluidos en el apéndice 2).

#### 3.6.1.2.4.2 Refuerzo por corte

Datos:  $V_{\max} = 1,315.35 \text{ kg}$      $\beta_1 = 0.85$      $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$   
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$      $d = 26.87 \text{ cm}$      $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$   
 $\emptyset = 0.90$      $b = 141 \text{ cm}$      $h = 40 \text{ cm}$

$$\emptyset V_c = 0.85 ( 0.53 ) \sqrt{281} ( 141 )( 26.87 ) = 28,611.11 \text{ kg} > V_{\max}$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo. Utilizar estribo No. 4 @ 0.25 m (ver planos incluidos en el apéndice 2).

### 3.6.2 Análisis y diseño de estribo de concreto ciclópeo

Los estribos son componentes de la subestructura que soportan la superestructura en los lados extremos y transmiten la carga al terreno de cimentación.

Para el análisis de los estribos se deben verificar tres condiciones:

#### Estabilidad de la estructura al volcamiento

$$\text{Volteo} = ME/MV > 1.5$$

## **Estabilidad de la estructura al deslizamiento**

$$\text{Deslizamiento} = 0.5(W/E) > 1.5$$

## **Esfuerzo en el terreno menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno**

$$\text{Presiones} = W/A[1 \pm (6 \cdot e/b)] < 20,000 \text{ kg/m}^2 \text{ (Valor soporte del suelo)}$$

Siendo:

$$e = b/2 - a = \text{Excentricidad}$$

$$a = (ME - MV)/W$$

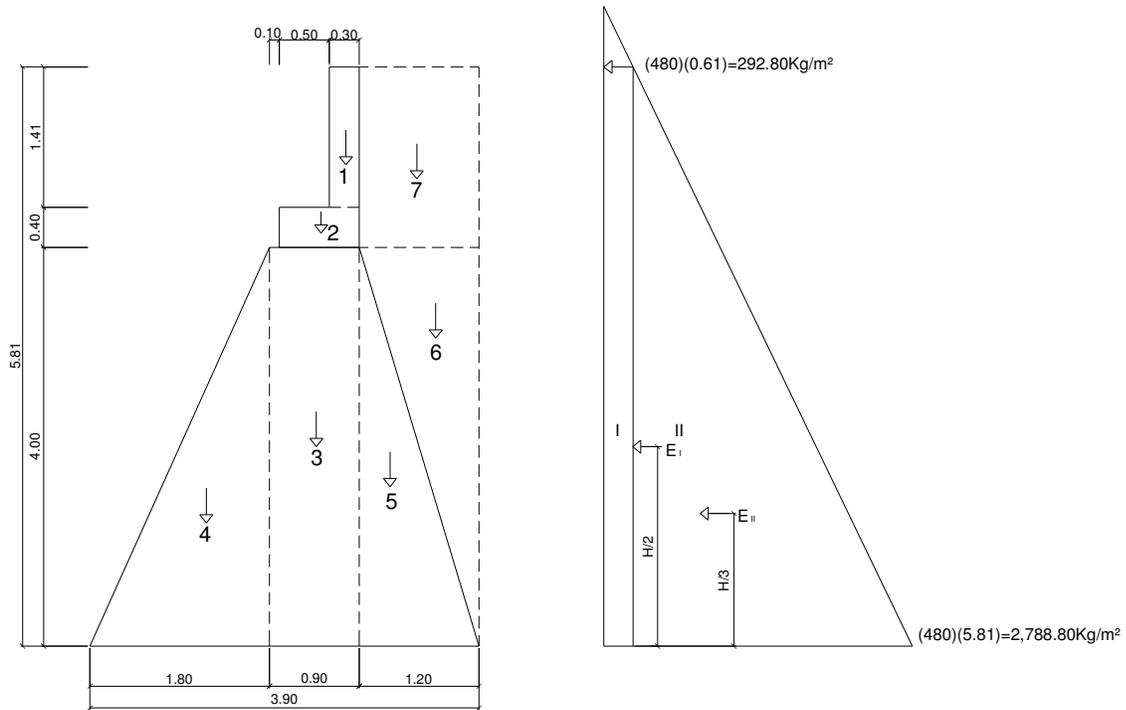
Donde:      ME = Momento estabilizante      W = Fuerza resistente  
                 MV = Momento de volteo      E = Fuerzas horizontales

Estas tres consideraciones se deben realizar para tres tipos de carga: carga producida por el estribo solo, carga producida por el muro con la superestructura junto a la carga viva y la que es producida por efectos de sismo en el que no se considera la carga viva.

Para el cálculo del puente Chajbul se utilizarán los siguientes datos:

Peso concreto ciclópeo $W_{cc}$	= 2,700 kg/m <sup>3</sup>
Peso concreto armado $W_c$	= 2,400 kg/m <sup>3</sup>
Peso del suelo $W_s$	= 1,478 kg/m <sup>3</sup>
Equivalente líquido	= 480 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad soporte del suelo $V_s(\gamma_s)$	= 20,000 kg/m <sup>2</sup>

**Figura 35. Geometría y diagrama de presiones en estribo.**



### 3.6.2.1 Momento de volteo (MV)

**Tabla XX. Momento de volteo en estribo**

Sección	Altura(m)	Presión	Empuje Wv	B.P.(m)	Momento Mv (kg-m)
I	5.81	292.80	1,701.168	2.905	4,941.89
II	2.905	2,788.80	8,101.464	1.937	15,689.84
		Σ	9,802.63		20,631.73

### 3.6.2.2 Momento estabilizante (ME), respecto a “B”

Este momento es producido por el peso propio de la estructura y al relleno.

**Tabla XXI. Momento estabilizante en estribo.**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso W <sub>E</sub> (kg)	B.P. (m)	Momento M <sub>E</sub> (kg-m)
1	0.30	1.41	0.423	2,400.00	1,015.20	2.55	2,588.76
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	2.30	1,766.40
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.25	21,870.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1.20	11,664.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	3.10	20,088.00
6	1.20	4.00	2.40	1,478.00	3,547.20	3.50	12,415.20
7	1.20	1.81	2.172	1,478.00	3,210.22	3.30	10,593.71
Σ					34,460.62		80,986.07

### 3.6.2.3 Chequeo del estribo sin superestructura

I. Volteo =  $ME/M_v = 80,986.07/20,631.73 = 3.92 > 1.50$

II. Deslizamiento =  $0.5(WE/W_v) = 0.5(34,460.62/9,802.63) = 1.76 > 1.5$

III. Presiones

$$a = (M_E - M_v) / W_E = (80,986.07 - 20,631.73) / 34,460.62 = 1.75 \text{ mts}$$

$$3a = 3 * 1.75 = 5.250 > 3.90 \text{ mts}$$

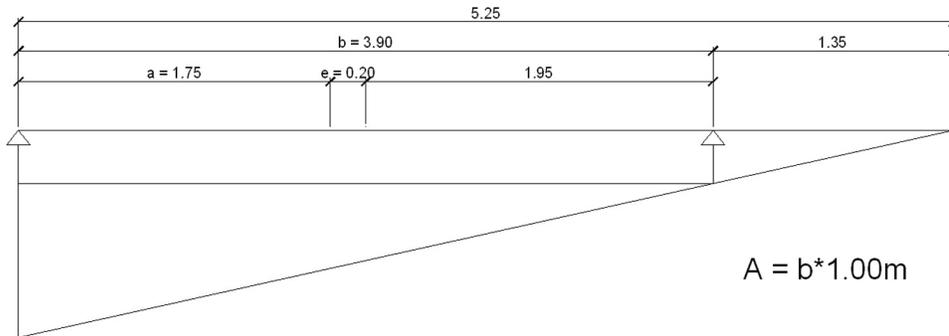
Excentricidad:  $e = b/2 - a = 3.90 / 2 - 1.75 = 0.20$

$$P = WE/A[1 \pm (6 * e/b)] = \frac{34,460.62}{3.90 * 1} \left[ 1 \pm \frac{6 * 0.20}{3.90} \right]$$

$$P_{\max} = 11,554.84 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\min} = 6,117.27 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$$

**Figura 36. Diagrama trapezoidal en estribo.**



### 3.6.2.4 Chequeo del estribo con superestructura, carga viva

$$W_{(\text{Viga de apoyo})} = (2,400)(0.30 \cdot 1.41 + 0.40 \cdot 0.80) = 1,783.20 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{CVequivalente})} = (10,311.58 + 2 \cdot 10,311.58) / 6.40 = 4,833.55 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{total})2} = 1,783.20 + 4,833.55 = 6,616.75 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_2 = 1.95 \text{ m}$$

Momento estabilizante (ME)

$$ME_2 = 6,616.75 \cdot 1.95 = 12,902.67 \text{ kg-m}$$

$$ME_{(\text{total})2} = ME + ME_2 = 80,986.07 + 12,902.67 = 93,888.74 \text{ Kg-m}$$

$$\text{I. Volteo} = ME_{(\text{total})2} / Mv = 93,888.74 / 20,631.73 = 4.55 > 1.5$$

$$\begin{aligned} \text{II. Deslizamiento} &= 0.5(W_{(\text{total})2} + WE) / Wv = \\ &= 0.5(6,616.75 + 34,460.62) / 9,802.63 = 2.10 > 1.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{III. Presiones } a &= (ME_{(\text{total})2} - Mv) / (W_{(\text{total})2} + WE) = \\ &= (93,888.74 - 20,631.73) / (6,616.75 + 34,460.62) = 1.78 \text{ m} \\ 3a &= 3 \cdot 1.78 = 5.35 > 3.90 \text{ m} \end{aligned}$$

Excentricidad:  $e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.78 = 0.17$

$$P = (W_{(Total)} + W_E) / A [1 \pm (6 * e / b)] = \left( \frac{6,616.75 + 34,460.62}{3.90 * 1} \right) \left( 1 \pm \frac{6 * 0.17}{3.90} \right)$$

$$P_{max} = 13,287.36 \text{ kg/m}^2 < 29,400 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{min} = 7,777.96 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$$

### 3.6.2.5 Chequeo del estribo con sismo, sin carga viva

Para el chequeo del sismo se debe tomar momentos de volteo en el sentido horizontal.

$$W_{(Subestructura)} = 34,460.62 \text{ Kg}$$

$$W_{(CM \text{ equivalente})} = (22,475.25 + 2 * 21,208.23) / (6.40) = 10,139.33 \text{ kg/m}$$

$$W_{(total)3} = 34,460.62 + 10,139.33 = 44,599.95 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_3 = 1.95 \text{ m}$$

Momento estabilizante (ME)

$$ME_3 = 10,139.33 * 1.95 = 19,771.69 \text{ Kg-m}$$

$$ME_{(total)3} = ME + ME_3 = 80,986.07 + 19,771.69 = 100,757.77 \text{ Kg-m}$$

Momento Horizontal (FH)

$$FH = 1.08 * W_v + 0.08 * W_{(total)3} =$$

$$= (1.08 * 9,802.63) + (0.08 * 44,599.95) = 14,154.44 \text{ kg}$$

### 3.6.2.6 Momento de volteo (MV), respecto a “A”

**Tabla XXII. Momento estabilizante en estribo sin carga viva.**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m <sup>2</sup> )	Peso Vol.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso W <sub>E</sub> (kg)	B.P. (m)	Momento M <sub>V3</sub> (kg-m)
1	0.30	1.41	0.423	2,400.00	1,015.20	5.105	5,182.596
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	4.20	3,225.60
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.00	19,440.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1 1/3	12,960.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	1 1/3	8,640.00
6	1.20	4.00	2.40	1,478.00	3,547.20	2 2/3	9,459.20
7	1.20	1.81	2.172	1,478.00	3,210.22	4.905	15,746.109
Σ					34,460.62		74,653.51

$$MEQ = 0.08 * M_{V3} = 0.08 * 74,653.51 = 5,972.28 \text{ kg-m}$$

$$M_{(\text{volteo})3} = 1.08 * MV + 0.08 * W_{CM} * h' + MEQ =$$

$$= (1.08 * 20,631.73) + (0.08 * 10,139.33 * 4.40) + 5,972.28 = 31,823.59 \text{ kg-m}$$

Chequeos

$$I. \text{ Volteo} = ME_{(\text{total})3} / M_{V3} = 100,757.77 / 31,823.59 = 3.17 > 1.5$$

$$II. \text{ Deslizamiento} = 0.5W_{(\text{total})3} / FH =$$

$$= 0.5(44,599.95) / 14,154.44 = 1.58 > 1.5$$

$$IV. \text{ Presiones } a = (ME_{(\text{total})3} - M_{V3}) / (W_{(\text{total})3}) =$$

$$= (100,757.77 - 31,823.59) / 44,599.95 = 1.55 \text{ m}$$

$$3^a = 3 * 1.55 = 4.64 > 3.9 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad: } e = b/2 - a = 3.90 / 2 - 1.55 = 0.40$$

$$P = W_{(\text{Total})3} / A [1 \pm (6 * e / b)] = \frac{44,599.95}{3.90 * 1} \left[ 1 \pm \frac{6 * 0.40}{3.90} \right]$$

$$\begin{array}{l} P_{\text{máx}} = 18,473.35 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2 \\ P_{\text{mín}} = 4,398.42 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

Se concluye que las dimensiones dadas en la figura 35, si chequean.

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

SECCIÓN: **Aproches**

UNIDAD: m<sup>3</sup>

RENDIMIENTO: 5.00 m<sup>3</sup>/día

**Maquinaria y equipo**

Cantidad	Descripción	Unidad	Precio	Sub-total	Total
0.35	Compactadora plancha	día	Q90.00	Q31.50	
2.5	Traslado de selecto	m3/km	Q3.73	Q9.33	
TOTAL					Q40.83

**Materiales**

Cantidad	Descripción	Unidad	Precio	Sub-total	Total
6.7	Material selecto	unidad	Q49.00	Q328.30	
0.03	Cemento	saco	Q55.00	Q1.65	
TOTAL					Q329.95

**Mano de obra**

Cantidad	Descripción	Unidad	Precio	Sub-total	Total
0.015	Residente	día	Q475.00	Q7.13	
0.015	Encargado de obra	día	Q160.00	Q2.40	
0.015	Puentero	día	Q140.00	Q2.10	
0.3	Operador de compactador	día	Q60.00	Q18.00	
0.63	Ayudante	día	Q50.00	Q31.50	
TOTAL					Q61.13

**Herramientas**

Cantidad	Descripción	Unidad	Precio	Sub-total	Total
0.03	Piocha	%	Q50.00	Q1.50	
0.03	Pala	%	Q60.00	Q1.80	
0.03	Carretilla de mano	%	Q300.00	Q9.00	
					Q12.30

**MATERIALES**

Cantidad	Descripción	Unidad	Precio	Sub-Total
130.15	Material selecto	Unidad	Q49.00	Q6,377.35
	Mano de obra			Q1,833.75
	Maquinaria y equipo, fletes			Q1,224.75
	Herramienta			Q369.00
TOTAL				Q9,804.85

Costo directo		Q9,804.85
Costo Indirecto	18.00%	Q1,764.87
IVA	12.00%	Q1,176.29
TOTAL		Q12,746.01

<b>TOTAL POR:</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>Q132.22</b>
-------------------	----------------------	----------------

### 3.7 Presupuesto general

**Tabla XXIII. Presupuesto general.**

Puente Vehicular de 1 vía Aldea Chajbul

Longitud 18.00 m.

San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>CANTIDAD</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>PRECIO</i>	<i>PRECIO TOTAL</i>
Trazo y nivelación	1	Global	Q5,500.00	Q5,500.00
Demolición de estructura existente	432	m <sup>3</sup>	Q18.26	Q7,888.32
Estribos de mampostería	122.96	m <sup>3</sup>	Q1,954.25	Q240,294.58
Vigas de apoyo	9.76	ml	Q1,689.90	Q16,493.42
Anclaje de vigas	6	unidad	Q3,230.20	Q19,381.20
Junta de construcción	9.6	ml	Q1,160.80	Q11,143.68
Vigas de carga	54	ml	Q2,969.12	Q160,332.48
Diafragmas	10.5	ml	Q2,168.05	Q22,764.53
Losa	88.3	m <sup>2</sup>	Q1,574.08	Q138,991.26
Acera, postes + tubos	36	ml	Q708.15	Q25,493.40
Aproches	96.4	m <sup>3</sup>	Q132.22	Q12,746.01
Fletes	1	Global	Q10,000.00	Q10,000.00
<b>Sub total ejecución</b>				<b>Q671,028.88</b>
<b>Costos indirectos</b>	1	15%	Q100,654.33	<b>Q100,654.33</b>
<b>Total</b>				<b>Q771,683.21</b>
<b>Costo por metro cuadrado</b>				<b>Q7,015.30</b>

### 3.8 Cronograma de preinversión y ejecución

**Tabla XXIV. Cronograma de preinversión y ejecución.**

Puente Vehicular de 1 vía Aldea Chajbul

Longitud 18.00 m.

San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

ACTIVIDADES	MESES DE EJECUCIÓN					
	1	2	3	4	5	6
Trazo y nivelación	■					
Demolición de estructura existente	■	■				
Excavación estructura		■	■			
Levantado de muro de mampostería		■	■	■		
Relleno estructural de estribos		■	■	■		
Formaleta		■	■	■	■	
Armado de viga de carga		■	■	■		
Fundición de viga de carga (cortina)		■	■	■		
Armado de vigas principales y losa			■	■	■	
Fundición de vigas principales y losa			■	■	■	
Drenajes				■	■	
Armado y fundición de mochetas y tubo de baranda					■	■
Acabados				■		■
Supervisión técnica	■	■	■	■	■	■

Inversión mensual	Q77,168.32	Q77,168.32	Q115,752.48	Q115,752.48	Q154,336.64	Q231,504.96
Inversión acumulada	Q77,168.32	Q154,336.64	Q270,089.12	Q385,841.61	Q540,178.25	Q771,683.21
Porcentaje	10.00%	10.00%	15.00%	15.00%	20.00%	30.00%

## CONCLUSIONES

1. De acuerdo a las especificaciones de la Dirección General de Caminos y condiciones del terreno el tipo de carretera que mejor se adaptó es el F, ya que la pendiente mayor es de 14.95%, y un promedio de tránsito bajo, así como también en la optimización de un movimiento de tierras mayor.
2. Es importante la realización de los estudios preliminares en el proyecto del puente, pues de otra manera no es posible determinar las condiciones críticas que puedan manifestarse en el lugar de construcción de dicha estructura.
3. La construcción de la carretera de terracería y puente vehicular en las comunidades de Chioya, Chicunk y Chajbul, constituyen una vía de comunicación a través de la cual se propiciará el desarrollo social y económico de éstas.
4. El desarrollo de mitigación de los impactos ambientales, generados por la construcción de carreteras y puentes, es parte integrante de la ejecución y del mantenimiento de los mismos; es necesario capacitar a las personas de los diferentes comités, a fin de administrar de una manera adecuada la obra y su entorno.



## RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica, durante la ejecución de los proyectos, tanto en el tramo carretero a comunidad Chicunk, como el puente vehicular de la aldea Chajbul, para cumplir con las especificaciones contenidas en los planos, por personal de la Oficina de Planificación Municipal.
2. Contribuir al plan de mantenimiento de carreteras y puentes, así como aportar los recursos económicos necesarios para la realización de los mismos.
3. Ejecutar un plan de mantenimiento, en el cual se deben organizar cuadrillas para el mantenimiento de carretera y puente, ya que de esto depende la vida útil de cada proyecto, organizar un comité de carretera por parte de la comunidad.
4. Se sugiere dar mantenimiento a las obras de drenaje, tanto transversal como longitudinal (limpieza), al inicio y final de cada invierno.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Cujcuy Colaj, Gerson Urías. Diseño del puente vehicular de concreto en la comunidad Sajcap, municipio de San Martín Jilotepeque. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002.
2. Dirección General de Caminos. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes. Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda, Gobierno de Guatemala. Guatemala 2001.
3. Gómez Rivera, Alfonso Haroldo. Diseño de dos puentes vehiculares para las aldeas Agua Caliente y Tonolagic y apertura de carretera al caserío Pajquiej del municipio de San Andrés Sajcabajá, departamento de Quiché. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004.
4. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de Puentes. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997.
5. Ordoñez Alvarado, Leonel Fernando. Consideraciones Generales acerca de la Localización y Diseño de Subestructuras de Puentes. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1974.
6. Pérez Méndez, Augusto René. Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989.



# APÉNDICE





Puntos tomados con GPS para la ubicación en mapa cartográfico de la Carretera de la comunidad Chioya a Chicunk del municipio de San Juan Chamelco, A. V.

H SOFTWARE NAME & VERSION  
 I GPSU 4.15 FREeware VERSION  
 S DateFormat=dd/mm/yyyy  
 S Units=M,M  
 S SymbolSet=2

H R DATUM  
 M E WGS 84 100 0.0000000E+00 0.0000000E+00 0 0 0

H COORDINATE SYSTEM  
 U UTM UPS

**COORDENADAS UTM**

F ID	Zne	Easting	Northing	Symbol	T Alt(m)	Comment
W 006	15P	791816	1704860	Waypoint	1673.0	INICIO CARRETERA
W 007	15P	791817	1704860	Waypoint	1674.7	ORILLA PUENTE
W 008	15P	792029	1704932	Waypoint	1678.3	ORILLA PUENTE 2
W 009	15P	792045	1704934	Waypoint	1676.1	CARRETERA
W 010	15P	792250	1704905	Waypoint	1678.3	CARRETERA
W 011	15P	792534	1704775	Waypoint	1726.4	CARRETERA
W 012	15P	792821	1704557	Waypoint	1782.8	CARRETERA
W 013	15P	793251	1704440	Waypoint	1822.3	CARRETERA
W 014	15P	793309	1704459	Waypoint	1823.5	ERMITA CENTRO COMUNIDAD
W 015	15P	793501	1704447	Waypoint	1820.1	FINAL CARRETERA

**COODENADAS GEOGRAFICAS**

F ID	Latitude	Longitude	Symbol	T Alt(m)	Comment
W 006	N 15°24.2449'	W090°16.8798'	Waypoint	1673.0	INICIO CARRETERA
W 007	N 15°24.2449'	W090°16.8792'	Waypoint	1674.7	ORILLA
W 008	N 15°24.2824'	W090°16.7603'	Waypoint	1678.3	ORILLA
W 009	N 15°24.2834'	W090°16.7513'	Waypoint	1676.1	CARRETERA
W 010	N 15°24.2663'	W090°16.6370'	Waypoint	1678.3	CARRETERA
W 011	N 15°24.1939'	W090°16.4793'	Waypoint	1726.4	CARRETERA
W 012	N 15°24.0738'	W090°16.3206'	Waypoint	1782.8	CARRETERA
W 013	N 15°24.0075'	W090°16.0812'	Waypoint	1822.3	CARRETERA
W 014	N 15°24.0174'	W090°16.0487'	Waypoint	1823.5	ERMITA CENTRO COMUNIDAD
W 015	N 15°24.0096'	W090°15.9416'	Waypoint	1820.1	FINAL CARRETERA

**Figura 38. Fotografías que muestran que la tubería colocada no se da a basto para el paso del río.**



**Figura 39. La corriente se filtra debajo de la tubería por lo que para invierno se rebalsa el camino según información de los comunitarios.**



# **APÉNDICE 1**

**PLANOS DEL PROYECTO DISEÑO DE LA CARRETERA QUE UNE LAS  
ALDEAS CHIOYA Y CHICUNK, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO,  
ALTA VERAPAZ.**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EPS  
INGENIERIA

PROYECTO:  
DISEÑO DE CARRETERA CHIOYA - CHICUNK  
E.P. San Carlos, Alta Verapaz

DISEÑO:  
ERIK GONZALO YALBAT CHODDOL

CALCULO:  
ERIK GONZALO YALBAT CHODDOL

DIBUJO:  
ERIK GONZALO YALBAT CHODDOL

PLANO DE:  
PLANTA GENERAL

REVISOR:  
Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Véliz

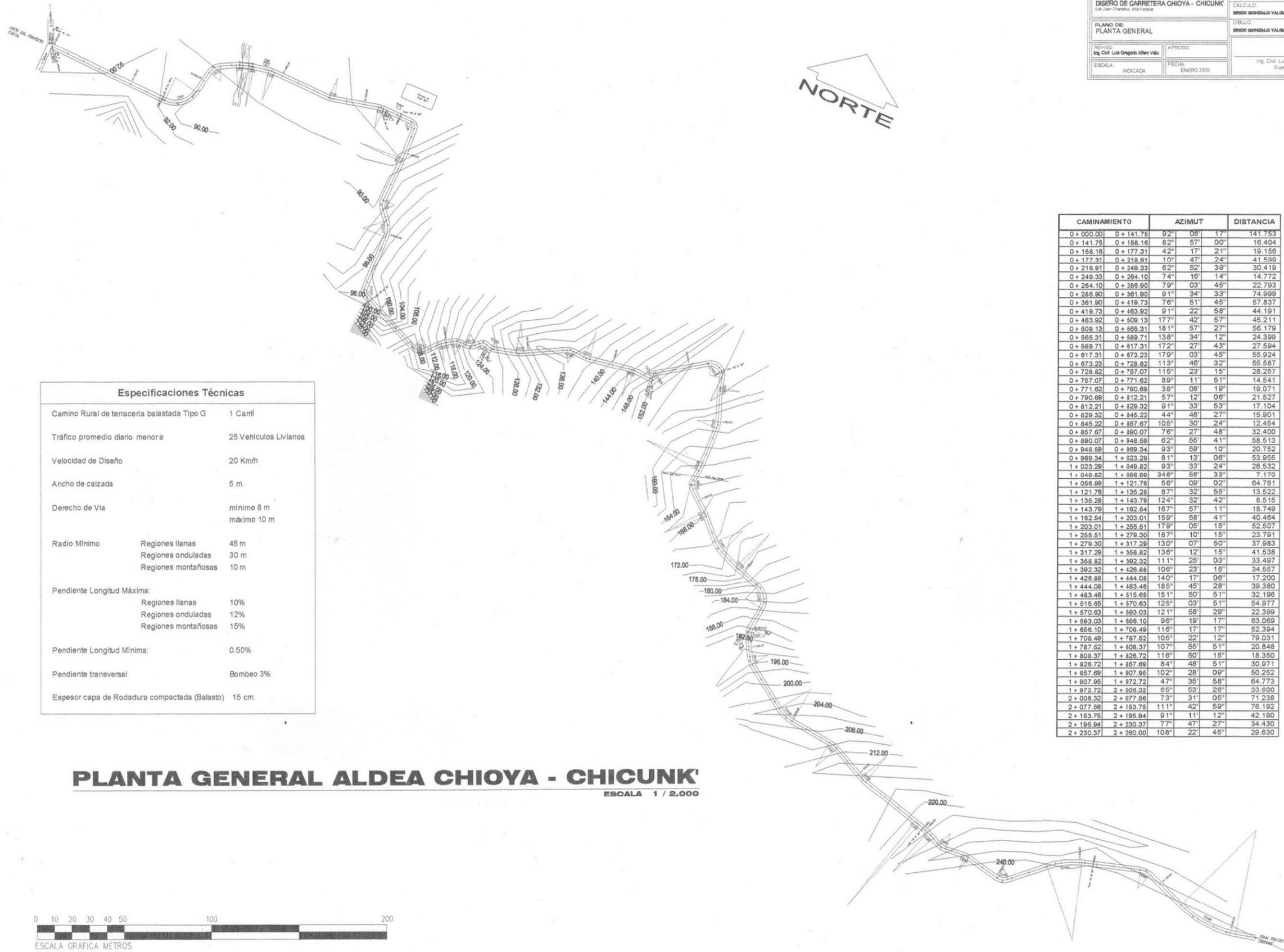
APROBADO:

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
ENERO 2008

Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Véliz  
Supervisor de EPS

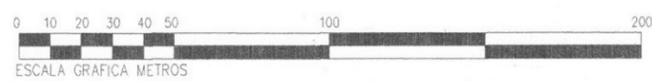
1  
8



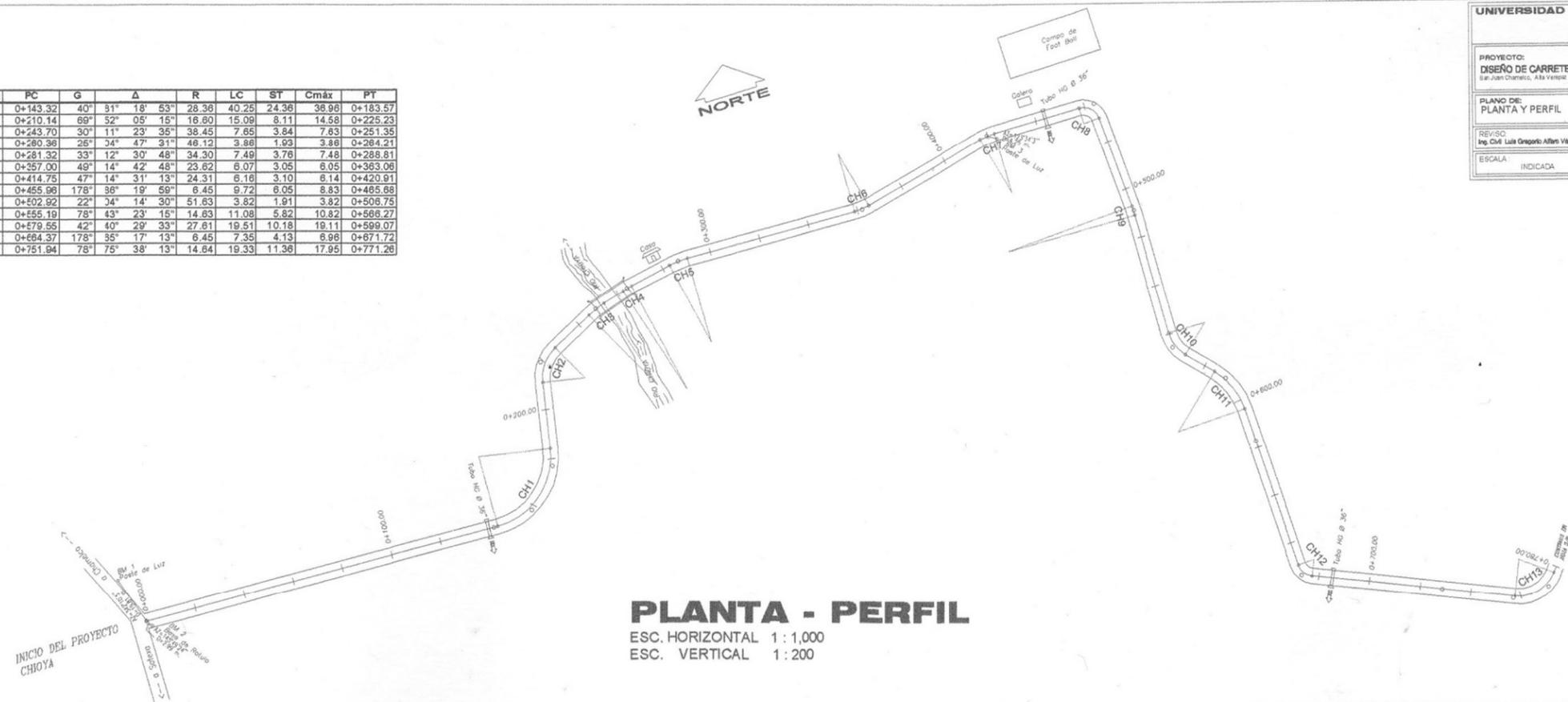
Especificaciones Técnicas	
Camino Rural de terracería balastada Tipo G	1 Carril
Tráfico promedio diario menor a	25 Vehículos Livianos
Velocidad de Diseño	20 Km/h
Ancho de calzada	5 m.
Derecho de Vía	mínimo 8 m máximo 10 m
Radio Mínimo	Regiones llanas 45 m Regiones onduladas 30 m Regiones montañosas 10 m
Pendiente Longitud Máxima:	Regiones llanas 10% Regiones onduladas 12% Regiones montañosas 15%
Pendiente Longitud Mínima:	0.50%
Pendiente transversal	Bombeo 3%
Espesor capa de Rodadura compactada (Balasto)	15 cm.

CAMINAMIENTO	AZIMUT	DISTANCIA	
0 + 000.00	0 + 141.75	92° 08' 17"	141.753
0 + 141.75	0 + 158.16	82° 57' 00"	16.404
0 + 158.16	0 + 177.31	42° 17' 21"	19.156
0 + 177.31	0 + 218.91	10° 47' 24"	41.599
0 + 218.91	0 + 249.33	62° 52' 39"	30.419
0 + 249.33	0 + 264.10	74° 16' 14"	14.772
0 + 264.10	0 + 286.90	79° 03' 45"	22.793
0 + 286.90	0 + 361.90	91° 34' 33"	74.999
0 + 361.90	0 + 419.73	76° 51' 45"	57.837
0 + 419.73	0 + 463.92	91° 22' 58"	44.191
0 + 463.92	0 + 509.13	177° 42' 57"	45.211
0 + 509.13	0 + 565.31	181° 57' 27"	56.179
0 + 565.31	0 + 589.71	138° 34' 12"	24.399
0 + 589.71	0 + 817.31	172° 27' 43"	27.594
0 + 817.31	0 + 873.23	179° 03' 45"	55.924
0 + 873.23	0 + 728.82	113° 48' 32"	55.587
0 + 728.82	0 + 767.07	115° 23' 15"	28.257
0 + 767.07	0 + 771.62	89° 11' 51"	14.541
0 + 771.62	0 + 790.99	38° 08' 19"	19.071
0 + 790.99	0 + 812.21	57° 12' 06"	21.527
0 + 812.21	0 + 829.32	91° 33' 53"	17.104
0 + 829.32	0 + 845.22	44° 48' 27"	15.901
0 + 845.22	0 + 857.67	105° 30' 24"	12.454
0 + 857.67	0 + 890.07	76° 27' 48"	32.400
0 + 890.07	0 + 848.69	62° 55' 41"	58.513
0 + 848.69	0 + 869.34	93° 59' 10"	20.752
0 + 869.34	1 + 023.29	81° 13' 06"	53.955
1 + 023.29	1 + 049.82	93° 33' 24"	26.532
1 + 049.82	1 + 069.99	346° 56' 33"	7.170
1 + 069.99	1 + 121.76	56° 09' 02"	64.761
1 + 121.76	1 + 135.28	87° 32' 56"	13.522
1 + 135.28	1 + 143.79	124° 32' 42"	8.515
1 + 143.79	1 + 162.64	167° 57' 11"	18.749
1 + 162.64	1 + 203.01	159° 58' 41"	40.484
1 + 203.01	1 + 255.51	179° 05' 15"	52.507
1 + 255.51	1 + 279.30	187° 10' 15"	23.791
1 + 279.30	1 + 317.29	130° 07' 50"	37.983
1 + 317.29	1 + 358.82	136° 12' 15"	41.538
1 + 358.82	1 + 392.32	111° 25' 03"	33.497
1 + 392.32	1 + 426.88	108° 23' 15"	34.557
1 + 426.88	1 + 444.08	140° 17' 06"	17.200
1 + 444.08	1 + 483.48	185° 45' 28"	39.380
1 + 483.48	1 + 515.65	151° 50' 51"	32.196
1 + 515.65	1 + 570.63	125° 03' 51"	54.977
1 + 570.63	1 + 593.03	121° 58' 29"	22.399
1 + 593.03	1 + 856.10	96° 19' 17"	83.069
1 + 856.10	1 + 708.49	116° 17' 17"	52.394
1 + 708.49	1 + 787.52	105° 22' 12"	79.031
1 + 787.52	1 + 808.37	107° 55' 51"	20.848
1 + 808.37	1 + 826.72	116° 50' 15"	18.350
1 + 826.72	1 + 857.69	84° 48' 51"	30.971
1 + 857.69	1 + 907.95	102° 28' 09"	50.252
1 + 907.95	1 + 972.72	47° 35' 58"	64.773
1 + 972.72	2 + 009.32	65° 53' 26"	33.600
2 + 009.32	2 + 077.66	73° 31' 05"	71.238
2 + 077.66	2 + 153.75	111° 42' 59"	76.192
2 + 153.75	2 + 195.94	91° 11' 12"	42.190
2 + 195.94	2 + 230.37	77° 47' 27"	34.430
2 + 230.37	2 + 260.00	108° 22' 45"	29.630

**PLANTA GENERAL ALDEA CHIOYA - CHICUNK'**  
ESCALA 1 / 2,000



Curva	PC	G	Δ	R	LC	ST	Cmáx	PT
1	0+143.32	40°	81° 18' 53"	28.38	40.26	24.36	38.98	0+183.57
2	0+210.14	69°	52° 05' 15"	18.80	15.09	8.11	14.58	0+225.23
3	0+243.70	30°	11° 23' 35"	38.45	7.85	3.84	7.63	0+251.35
4	0+280.38	25°	34° 47' 31"	46.12	3.86	1.93	3.88	0+284.21
5	0+281.32	33°	12° 30' 48"	34.30	7.49	3.76	7.48	0+288.81
6	0+257.00	49°	14° 42' 48"	23.62	6.07	3.05	6.05	0+363.06
7	0+414.75	47°	14° 31' 13"	24.31	6.16	3.10	6.14	0+420.91
8	0+455.96	178°	36° 19' 58"	6.45	9.72	6.05	8.83	0+465.88
9	0+502.92	22°	34° 14' 30"	51.63	3.82	1.91	3.82	0+506.75
10	0+555.19	78°	43° 23' 15"	14.63	11.08	5.82	10.82	0+566.27
11	0+579.55	42°	40° 29' 33"	27.61	19.51	10.18	19.11	0+599.07
12	0+684.37	178°	35° 17' 13"	6.45	7.35	4.13	6.96	0+671.72
13	0+751.94	78°	75° 38' 13"	14.84	19.33	11.36	17.95	0+771.26

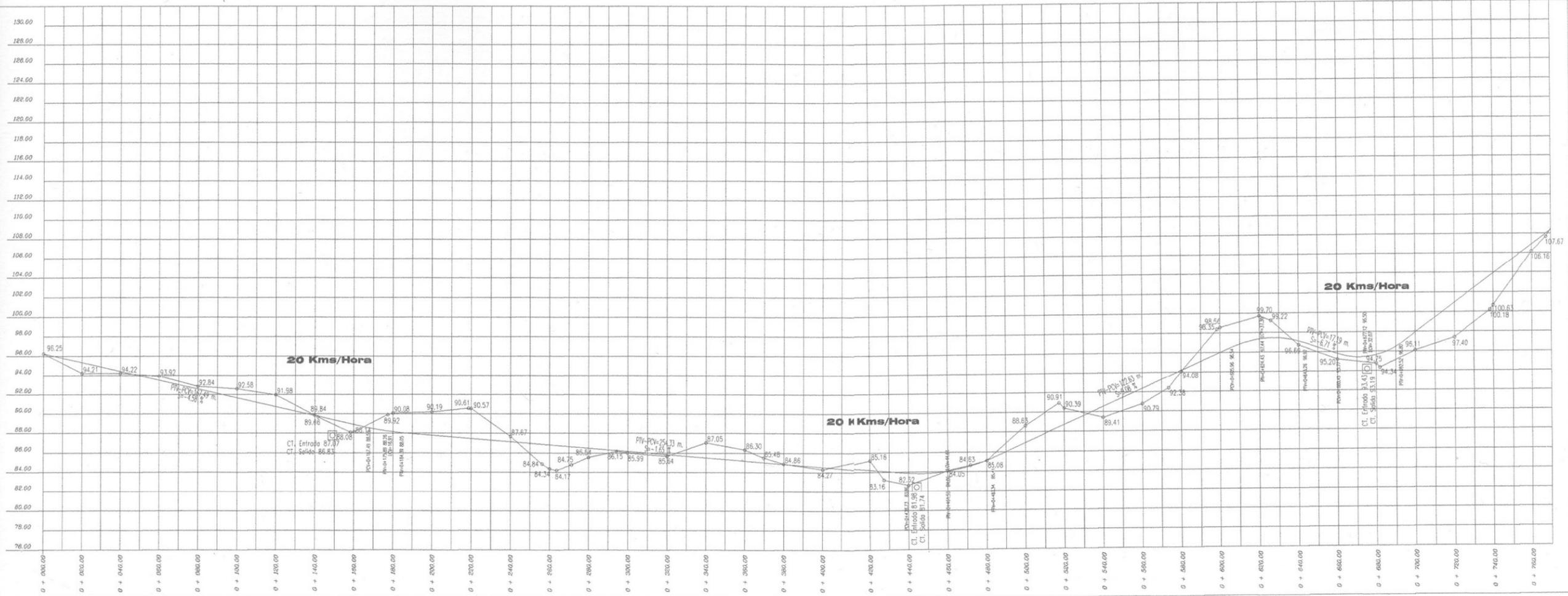


**PLANTA - PERFIL**

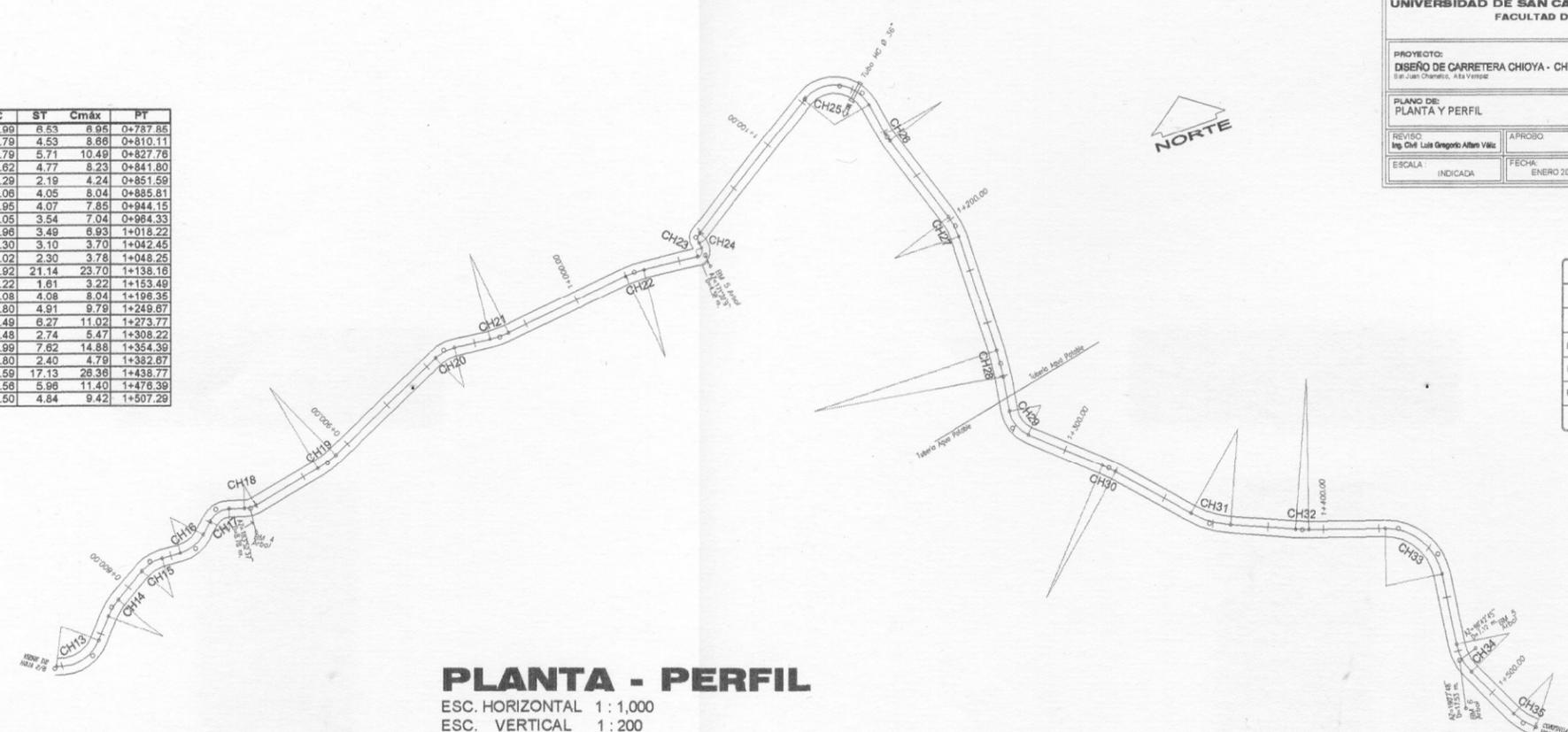
ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000  
ESC. VERTICAL 1 : 200

NOMENCLATURA

	TUBERIA EN PLANTA (en abreviatura)
CH4	NUMERO DE CURVA HORIZONTAL
PC=0+143.58	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PVI=0+120.00	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
PTV=0+173.88	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA EN PERFIL
	PUENTE EN PLANTA (en abreviatura)



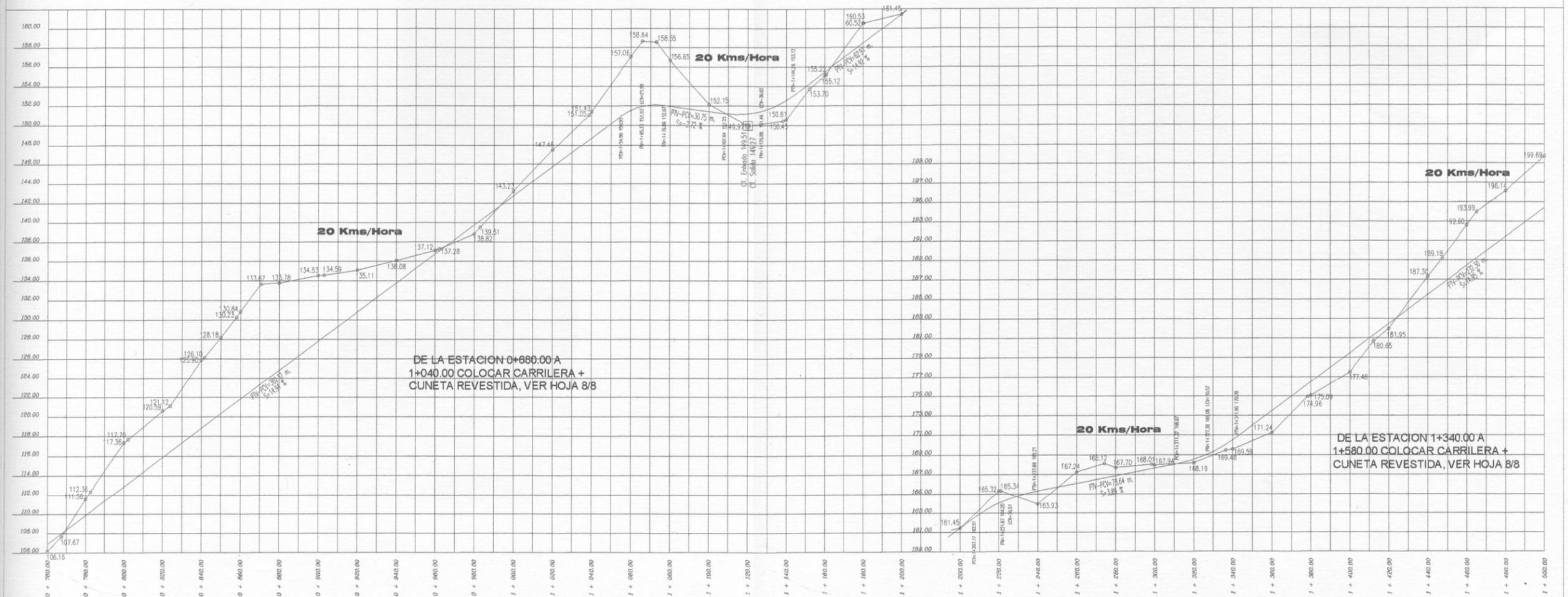
Curva	PC	G	Δ	R	LC	ST	Cmáx	PT
14	0+780.87	55°	10° 03' 47"	21.00	6.99	6.53	8.95	0+787.86
15	0+801.32	78°	34' 21' 47"	14.65	8.79	4.53	8.66	0+810.11
16	0+816.97	87°	46' 45' 26"	13.22	10.79	5.71	10.48	0+827.76
17	0+833.18	147°	60' 41' 57"	8.14	8.62	4.77	8.23	0+841.80
18	0+847.30	135°	29' 02' 36"	8.46	4.29	2.19	4.24	0+851.59
19	0+877.75	34°	13' 32' 07"	34.11	8.06	4.05	8.04	0+885.81
20	0+936.20	78°	31' 03' 29"	14.66	7.95	4.07	7.85	0+944.15
21	0+957.28	36°	12' 46' 04"	31.64	7.05	3.54	7.04	0+964.33
22	1+011.28	35°	12' 20' 18"	32.23	6.96	3.49	6.93	1+018.22
23	1+038.15	136°	106' 36' 51"	2.31	4.30	3.10	3.70	1+042.45
24	1+044.23	344°	69' 12' 29"	3.33	4.02	2.30	3.78	1+048.25
25	1+110.24	80°	111' 48' 09"	14.31	27.92	21.14	23.70	1+138.16
26	1+150.27	50°	07' 58' 30"	23.12	3.22	1.61	3.22	1+153.49
27	1+188.27	47°	19' 06' 34"	24.22	8.08	4.08	8.04	1+196.35
28	1+239.87	18°	08' 04' 80"	69.45	9.80	4.91	9.79	1+249.67
29	1+262.28	99°	57' 02' 25"	11.54	11.49	6.27	11.02	1+273.77
30	1+302.74	22°	06' 04' 25"	51.86	5.48	2.74	5.47	1+308.22
31	1+339.40	33°	24' 47' 12"	34.66	14.99	7.62	14.88	1+354.36
32	1+377.87	21°	05' 01' 48"	54.63	4.80	2.40	4.79	1+382.67
33	1+410.18	56°	79' 22' 13"	20.84	28.59	17.13	28.36	1+438.77
34	1+464.82	59°	33' 54' 37"	19.54	11.56	5.96	11.40	1+476.39
35	1+497.79	56°	26' 46' 59"	20.33	9.50	4.84	9.42	1+507.29

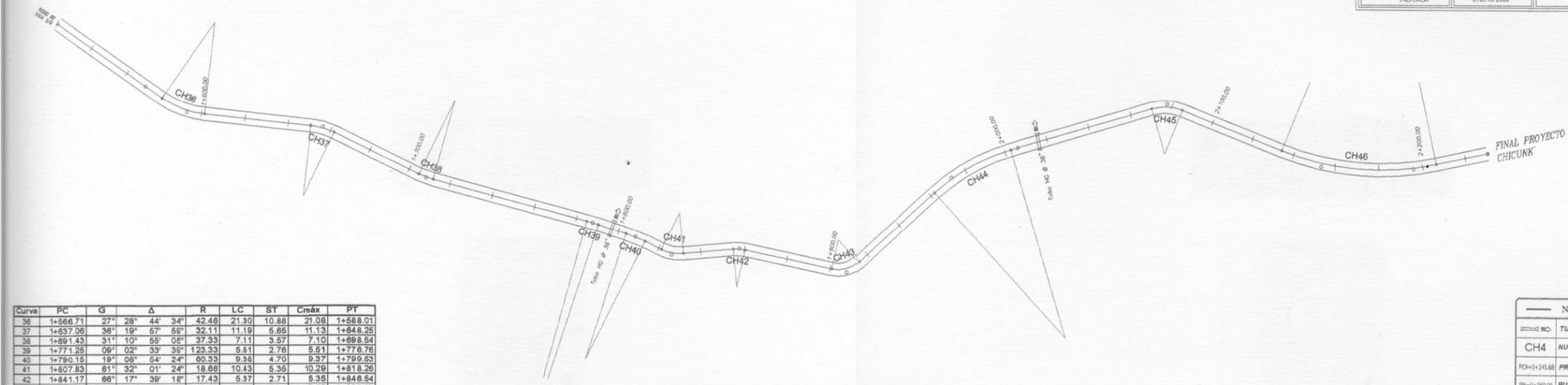


**PLANTA - PERFIL**  
ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000  
ESC. VERTICAL 1 : 200

NOMENCLATURA

	TUBERIA EN PLANTA
CH4	NUMERO DE CURVA HORIZONTAL
PCv=0+245.68	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PIV=0+250.00	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
PTV=0+273.88	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA EN PERFIL





Curva	PC	G	Δ	R	LC	ST	Cmáx	PT
36	1+566.71	27° 28' 44" 34"	42.48	21.30	10.88	21.08	1+588.01	
37	1+637.06	36° 19' 57" 56"	32.11	11.19	6.85	11.13	1+648.26	
38	1+691.43	31° 10' 55" 05"	37.33	7.11	3.57	7.10	1+698.54	
39	1+771.25	09° 02' 33" 36"	123.33	5.61	2.76	5.61	1+776.76	
40	1+790.15	19° 08' 54" 24"	80.33	9.38	4.70	9.37	1+799.53	
41	1+807.83	61° 32' 01" 24"	18.66	10.43	5.35	10.29	1+818.26	
42	1+841.17	66° 17' 39" 18"	17.43	5.37	2.71	5.35	1+846.54	
43	1+886.99	84° 54' 52" 11"	13.88	13.08	7.09	12.59	1+900.07	
44	1+947.28	13° 25' 56" 07"	89.84	40.84	20.87	40.29	1+987.92	
45	2+055.20	54° 38' 11" 64"	21.40	14.27	7.41	14.00	2+089.47	
46	2+118.89	09° 33' 55" 32"	121.64	71.97	37.07	70.92	2+190.68	

**PLANTA - PERFIL**  
ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000  
ESC. VERTICAL 1 : 200

NOMENCLATURA

CH4 NUMERO DE CURVA HORIZONTAL

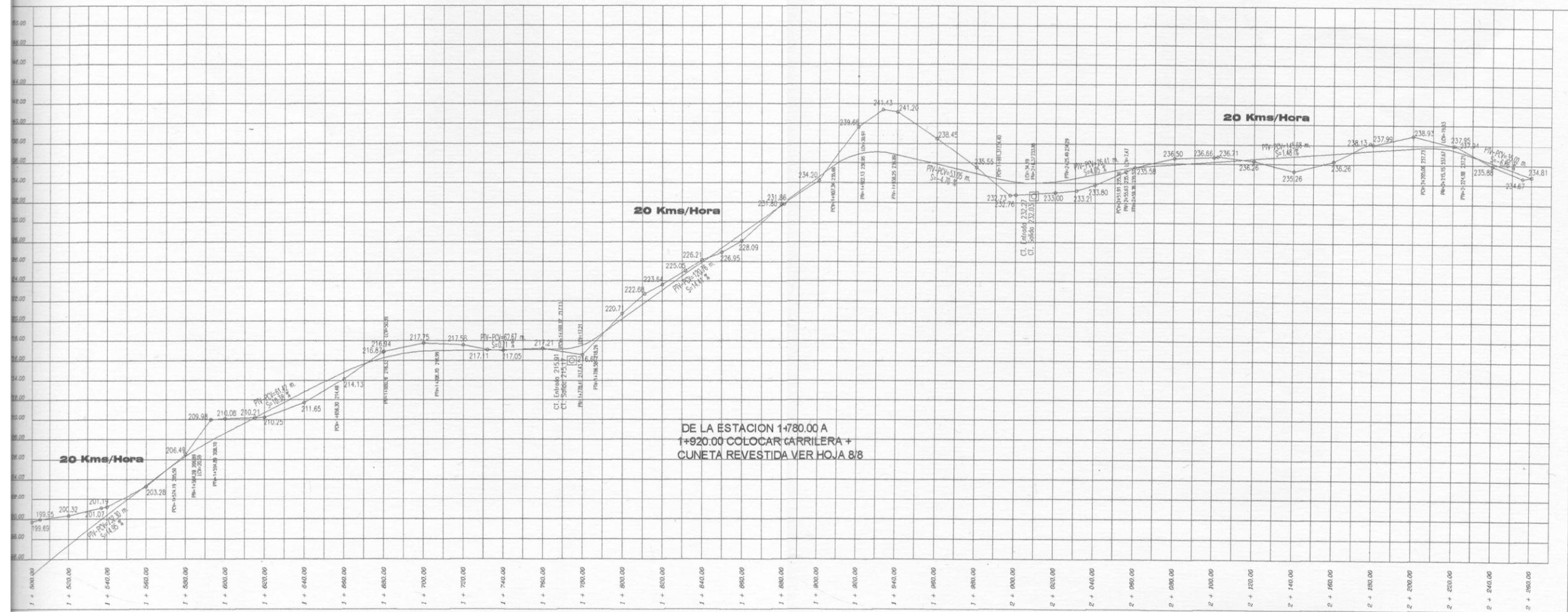
PC=0+245.68 PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL

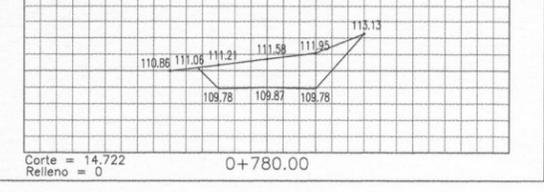
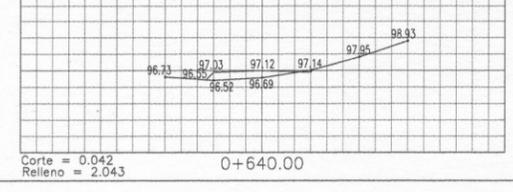
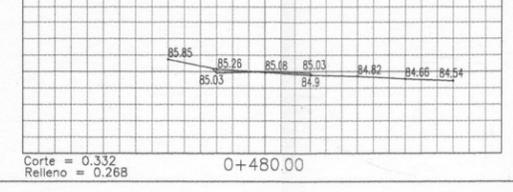
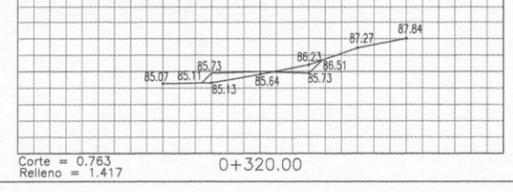
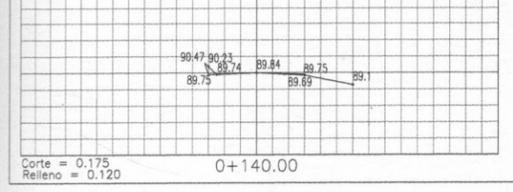
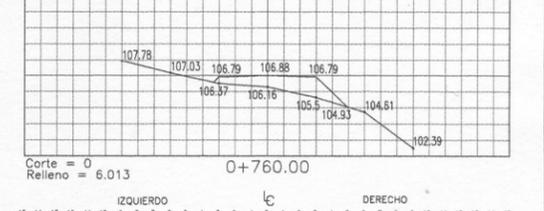
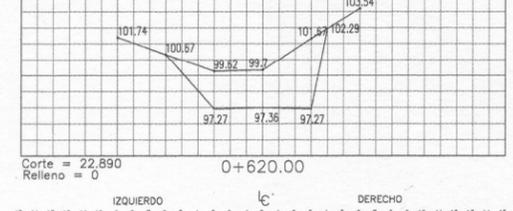
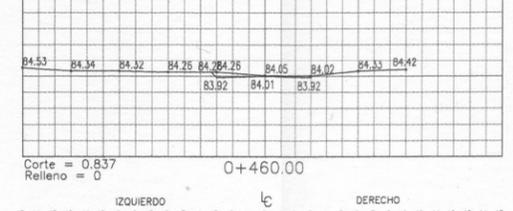
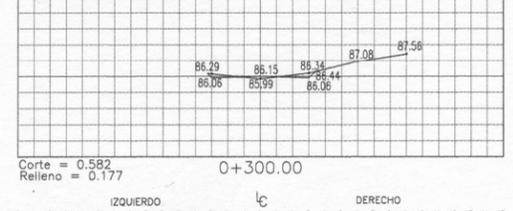
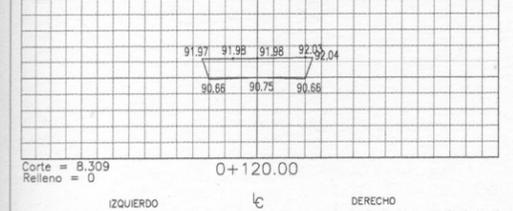
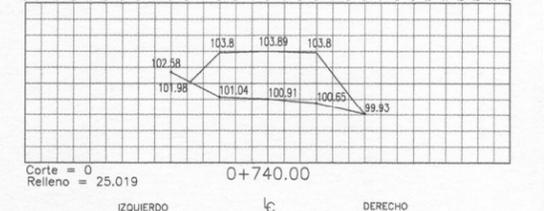
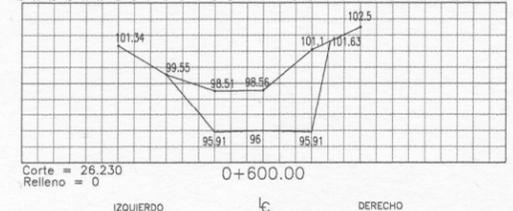
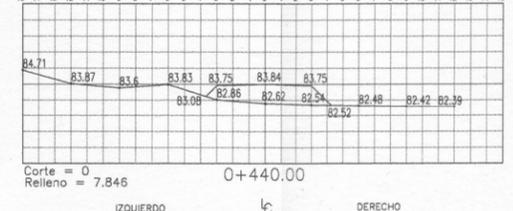
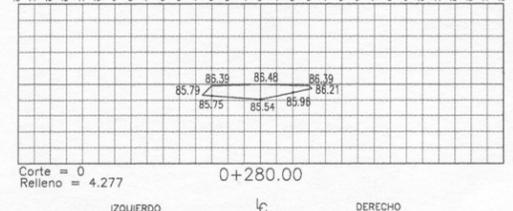
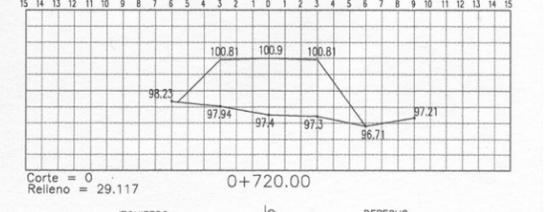
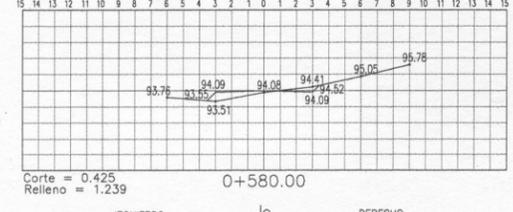
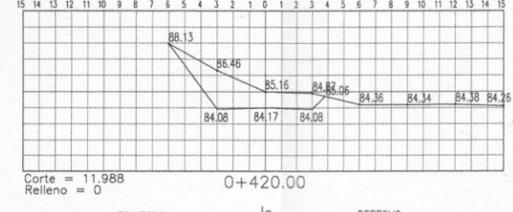
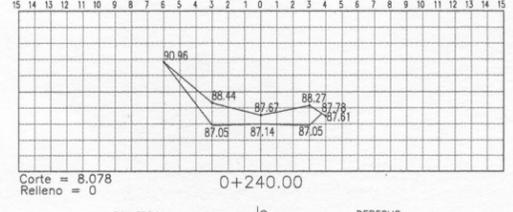
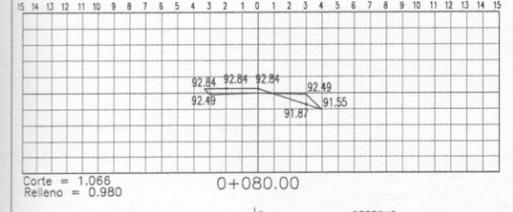
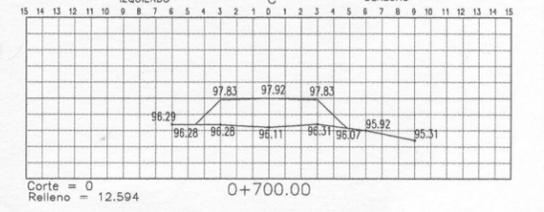
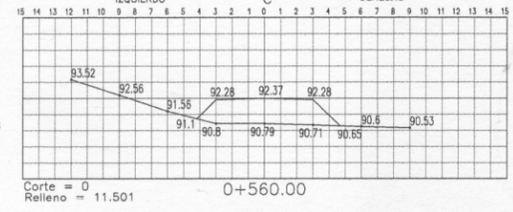
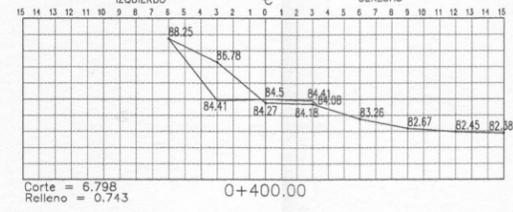
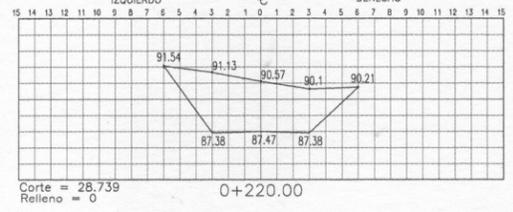
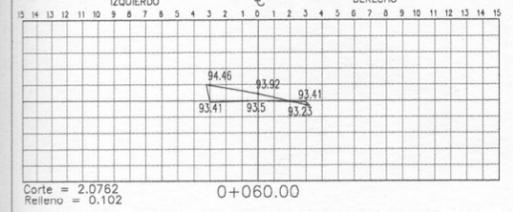
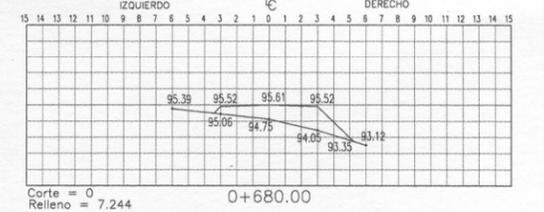
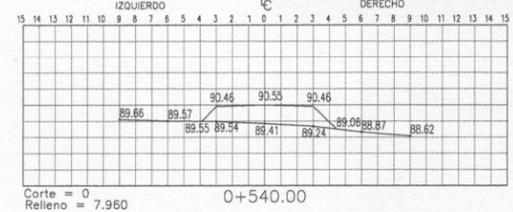
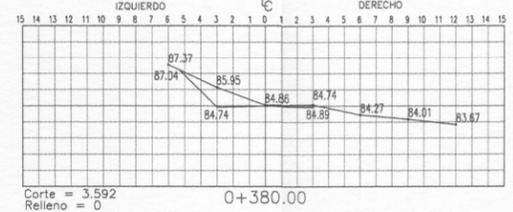
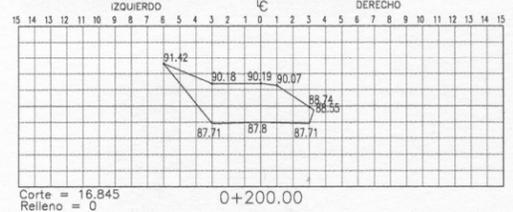
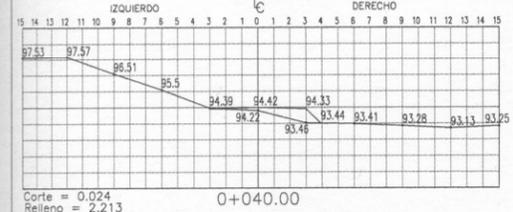
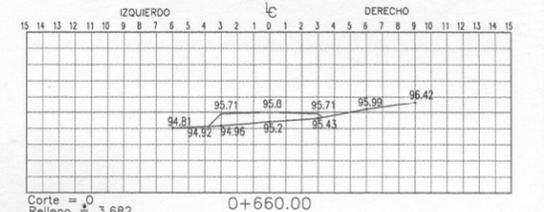
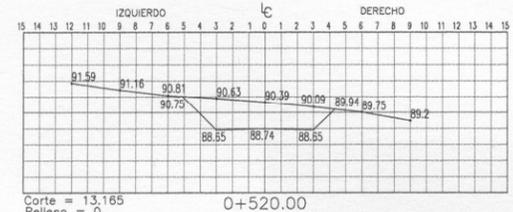
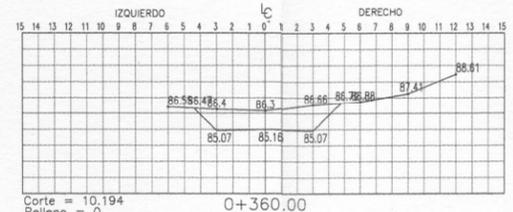
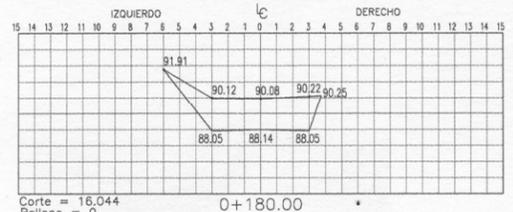
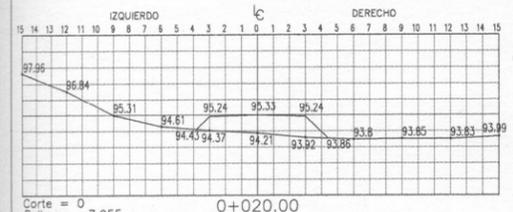
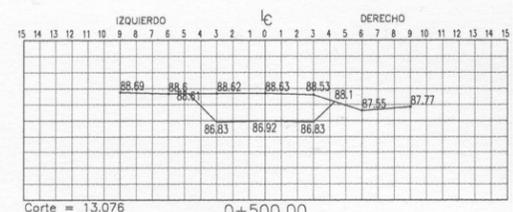
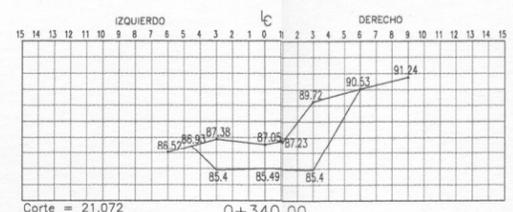
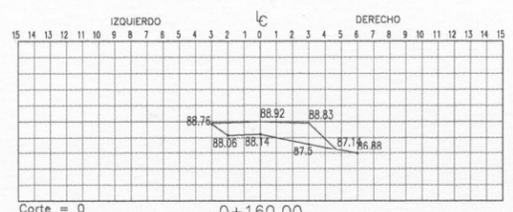
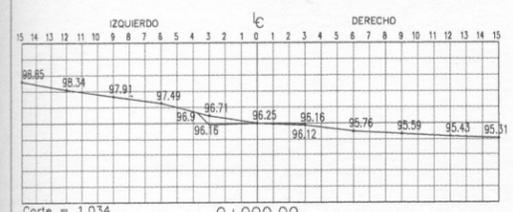
PIV=0+260.00 PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL

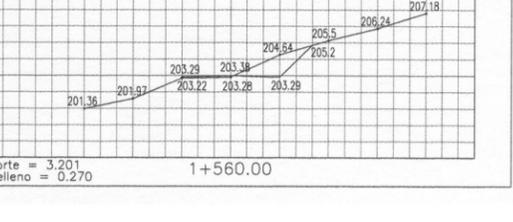
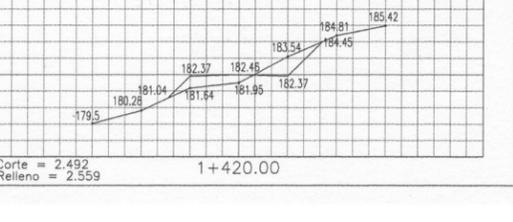
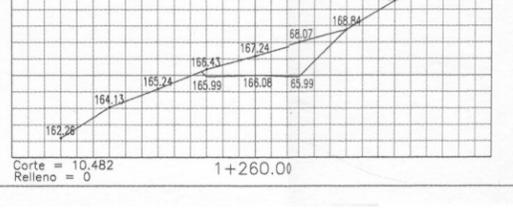
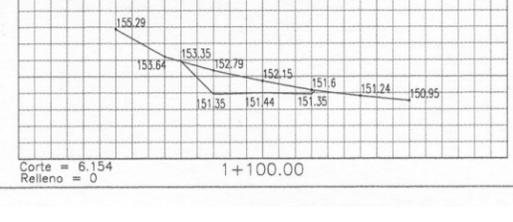
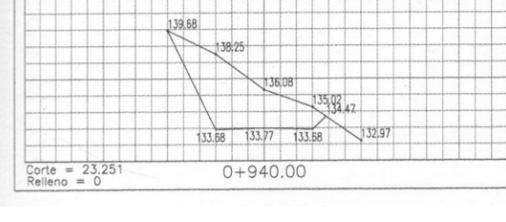
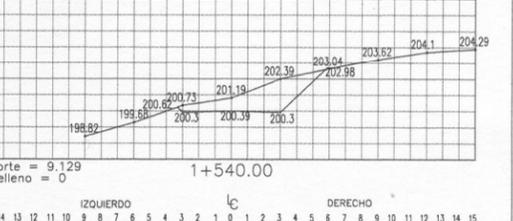
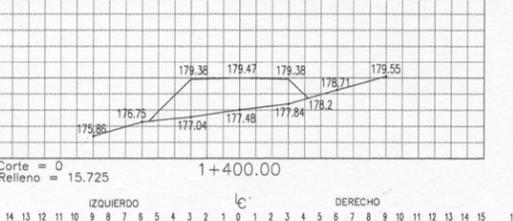
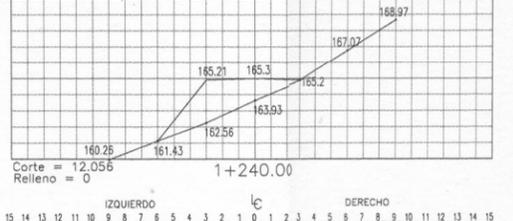
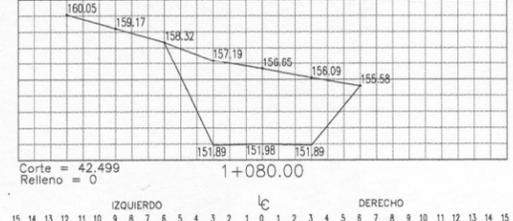
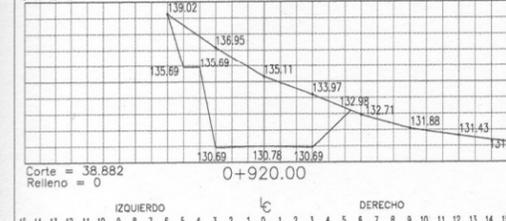
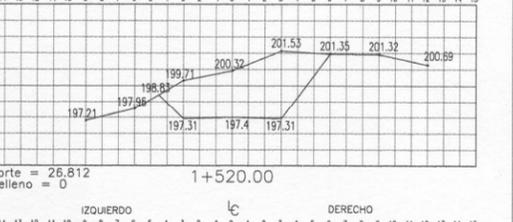
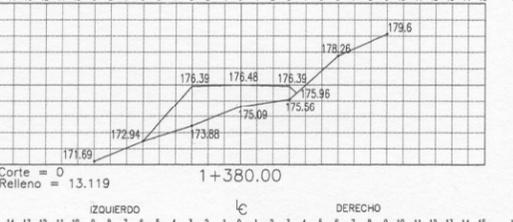
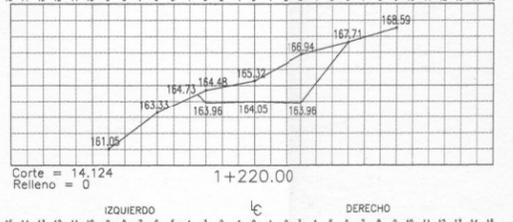
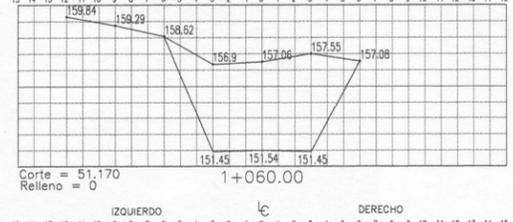
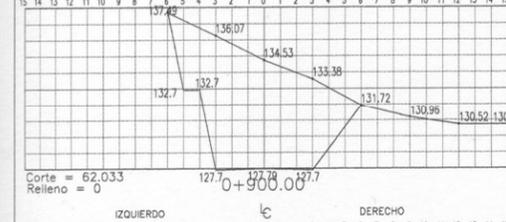
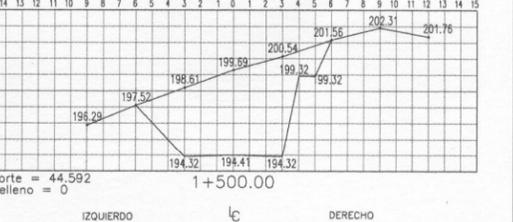
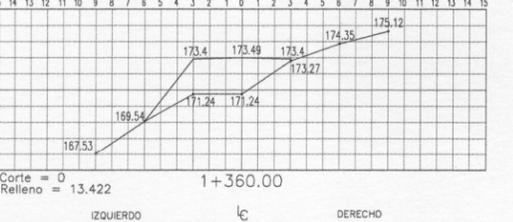
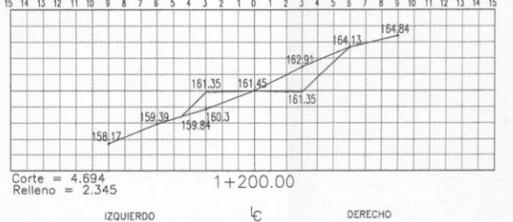
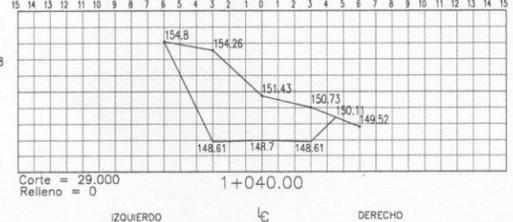
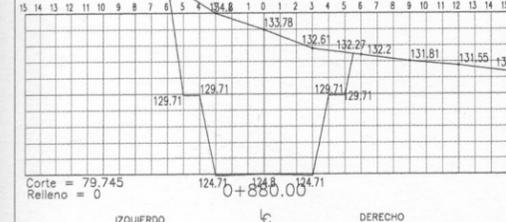
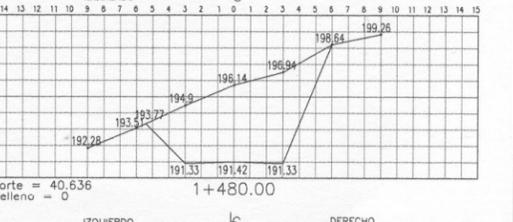
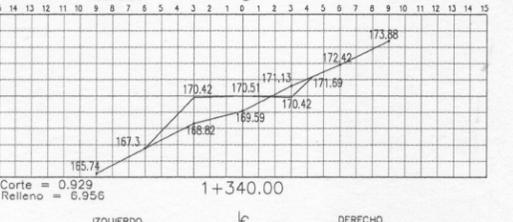
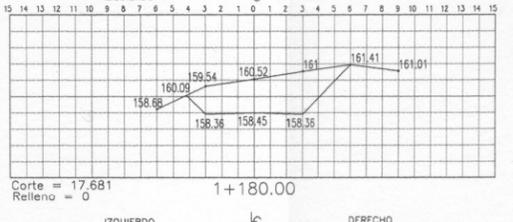
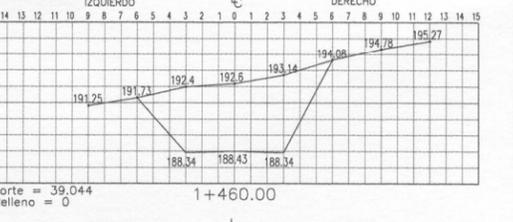
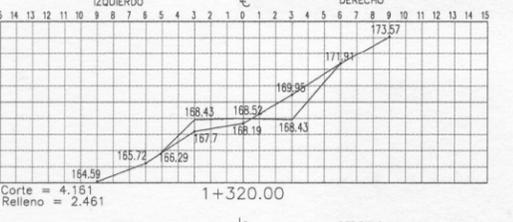
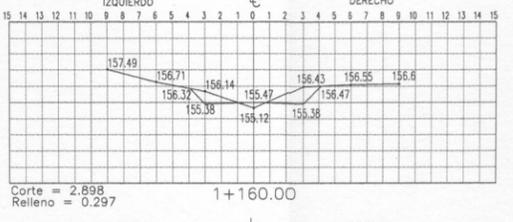
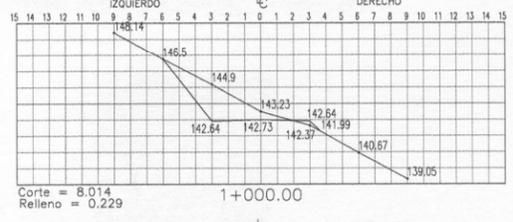
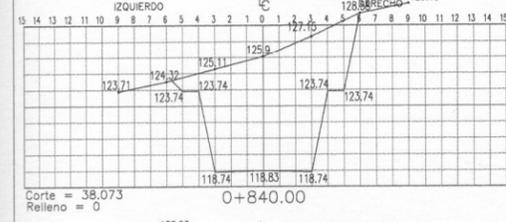
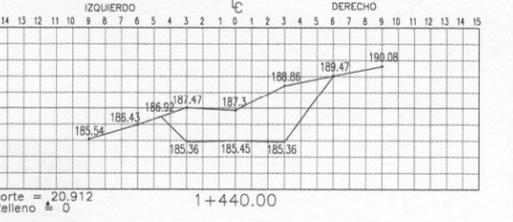
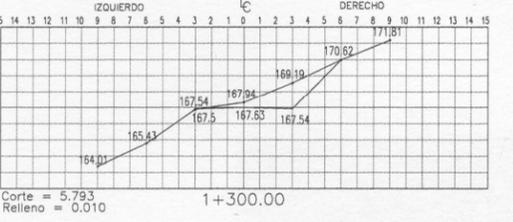
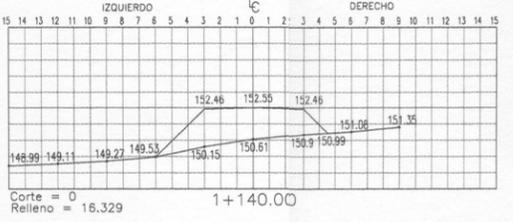
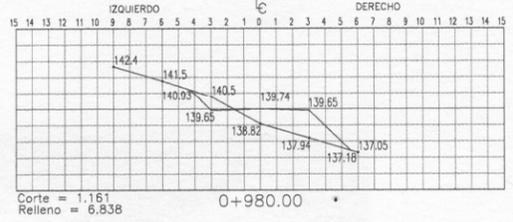
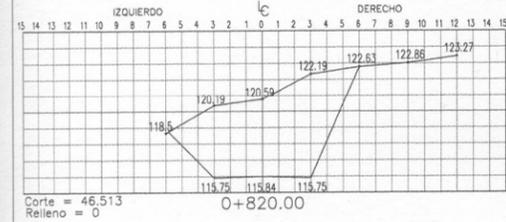
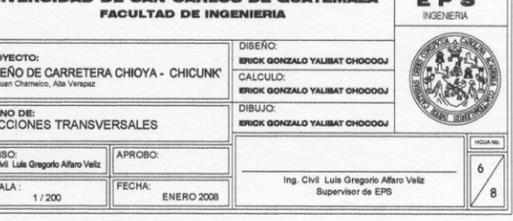
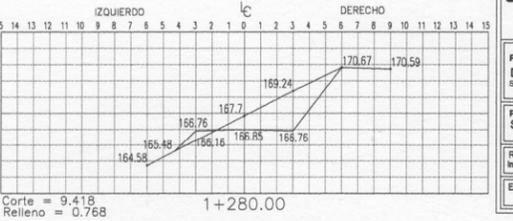
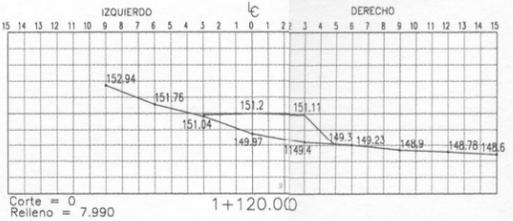
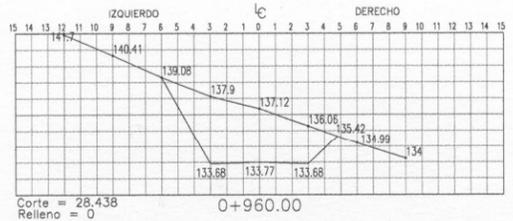
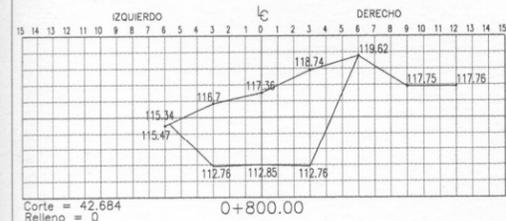
PVI=0+273.88 PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL

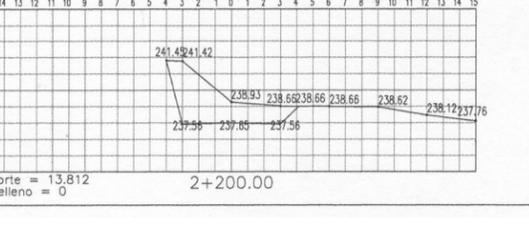
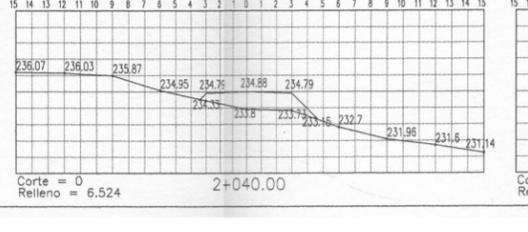
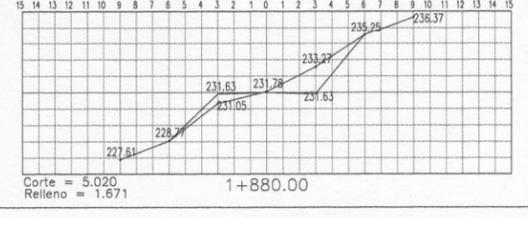
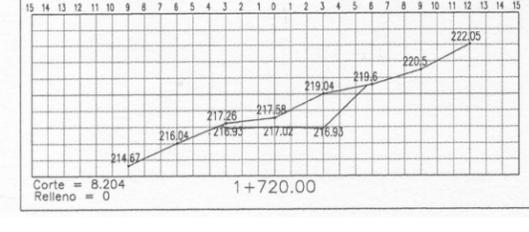
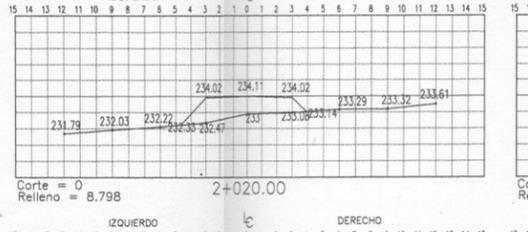
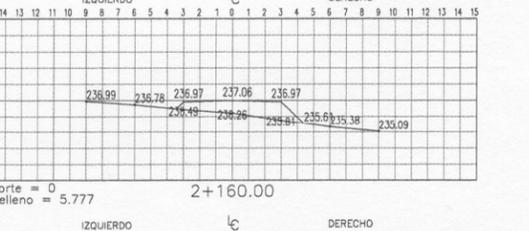
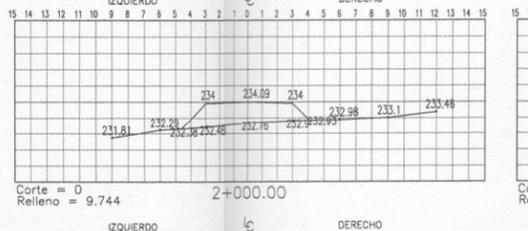
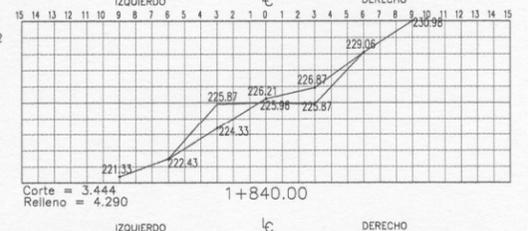
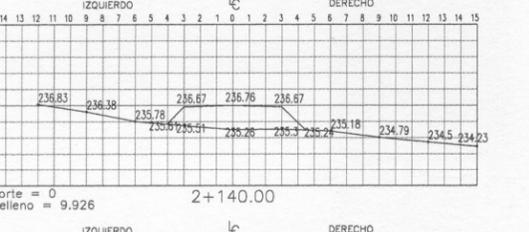
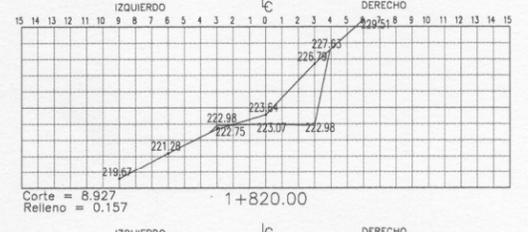
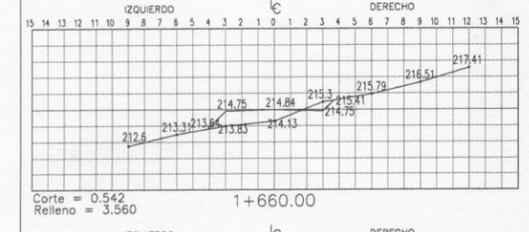
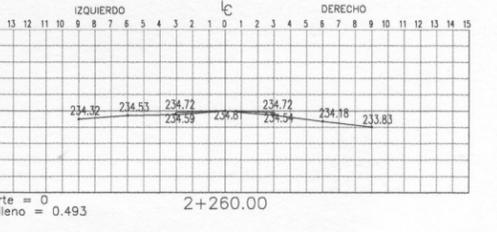
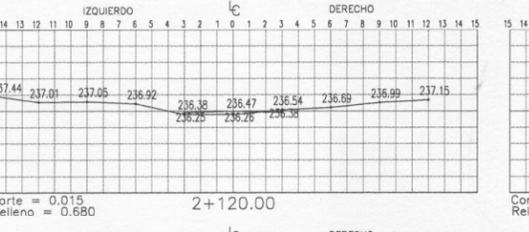
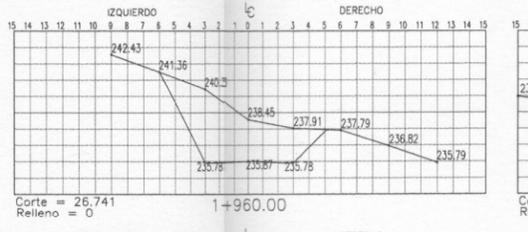
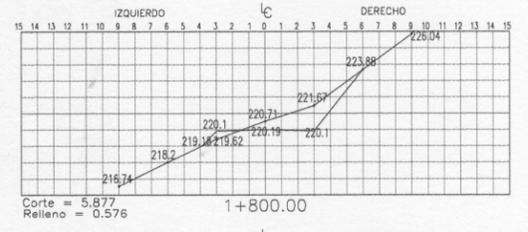
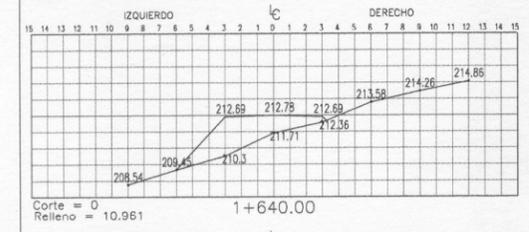
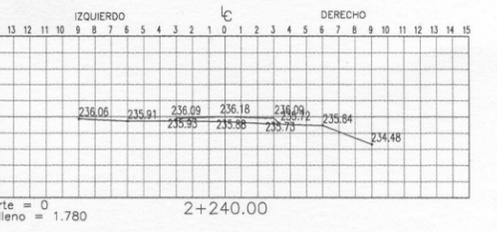
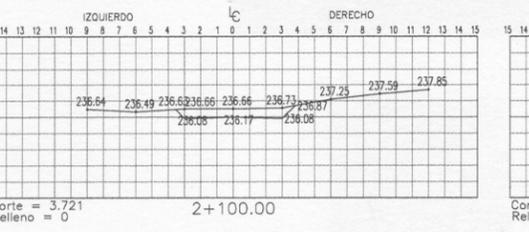
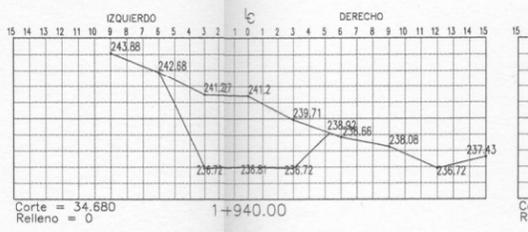
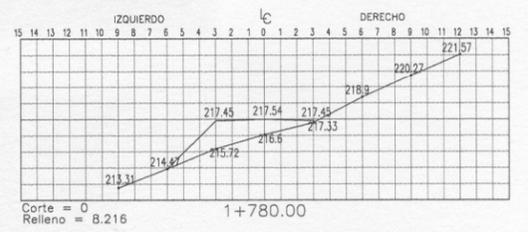
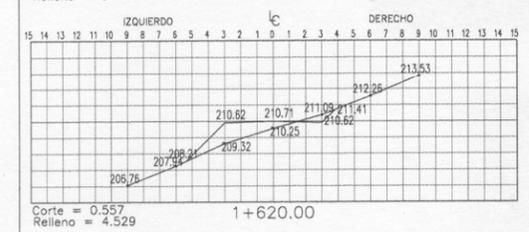
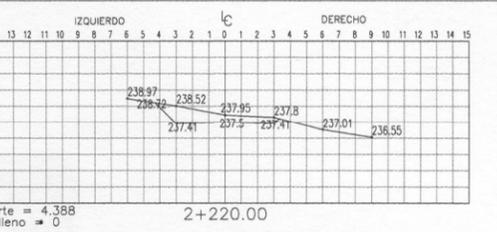
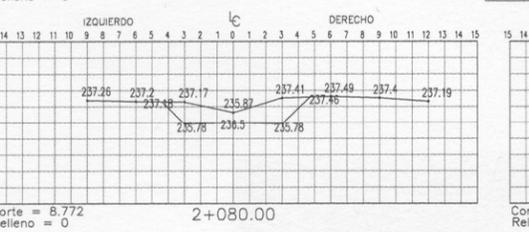
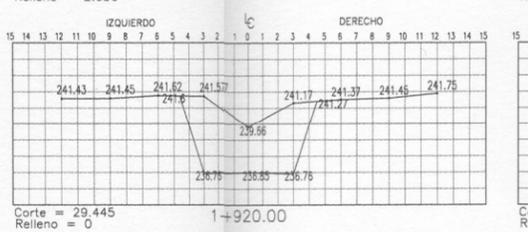
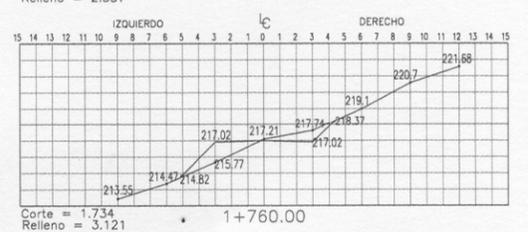
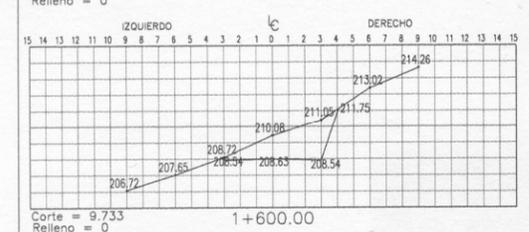
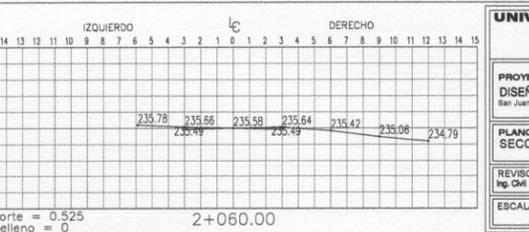
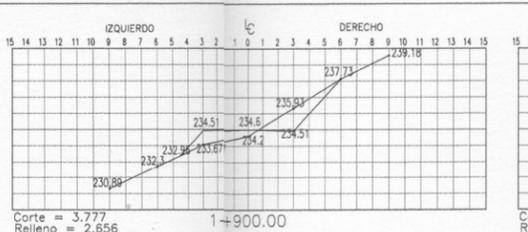
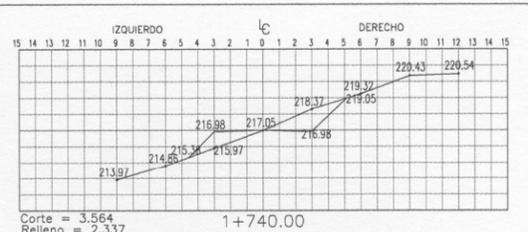
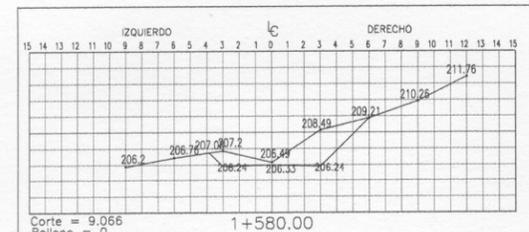
TUBERIA EN PLANTA

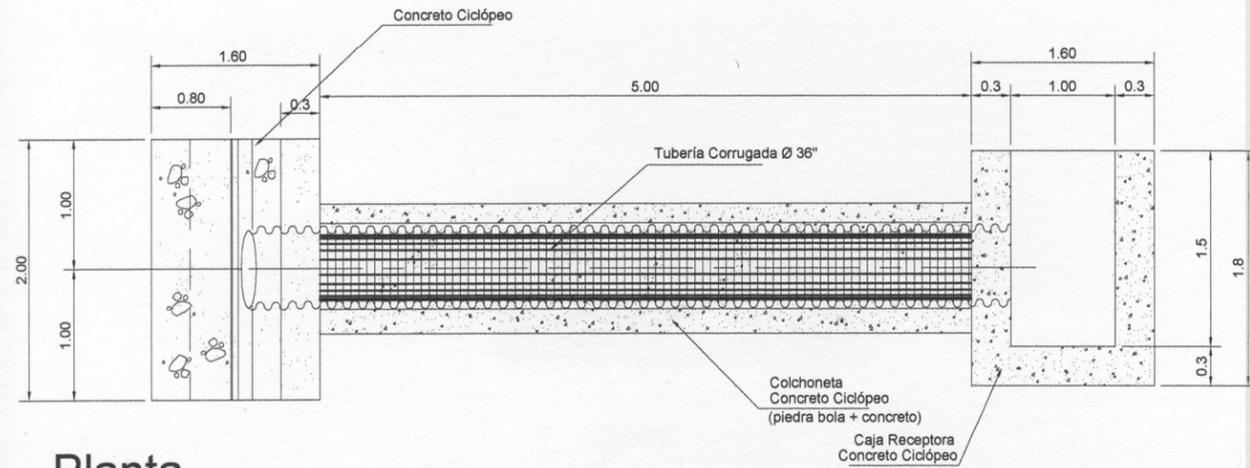
TUBERIA EN PERFIL







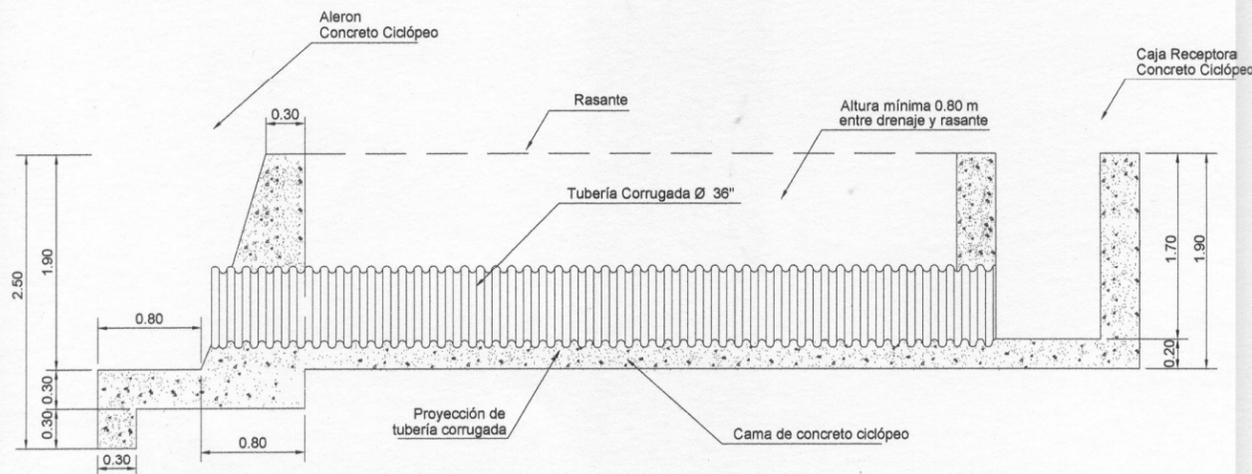




### Planta

NOTA: El cabezal en relleno deberá usar aletones (ver detalle 1).

Escala 1/25

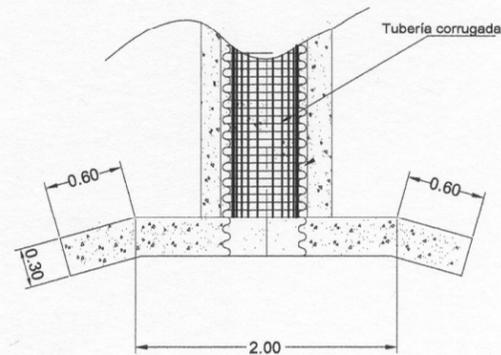


### Sección longitudinal

Escala 1/25

#### INDICACIONES:

- Antes de colocar la tubería debe hacer una colchoneta de concreto ciclópeo (piedra bola + concreto) para crear una base rígida.
- Entre la tubería y la rasante debe haber no menos de 0.80 m (evitar que quede expuesta la tubería)
- La tubería corrugada debe tener una pendiente del 4% mínimo para poder drenar el agua.
- Según la dirección de la corriente de agua debe tener esviaje para canalizar el agua
- La proporción a utilizarse para el CONCRETO CICLOPEO es la siguiente:  
 $1m^3 = 1 m^3$  de piedra bola  
 $0.33 m^3$  de concreto tipo "c"  
 Concreto tipo "c" = 6 sacos de cemento portland  
 $0.51 m^3$  de arena de río o amarilla  
 $0.85m^3$  de piedrín
- Cuando rellene la zanja ya colocada la tubería corrugada debe ir compactado por capas de 0.15 m. c/u como mínimo.



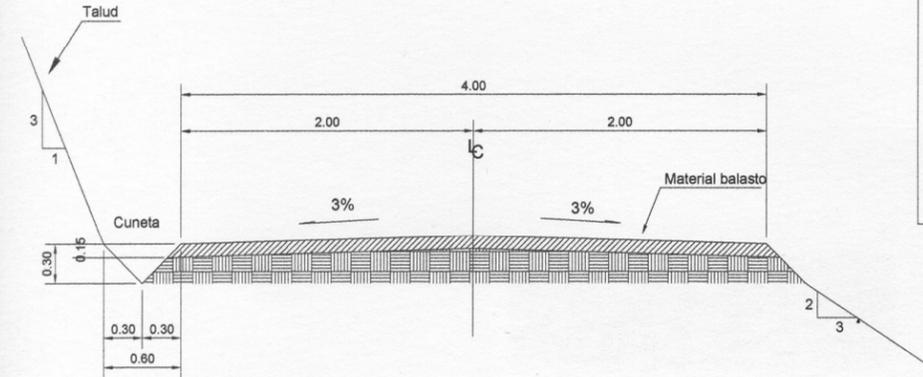
### Detalle 1 aletones

Escala 1/25

#### BASES DE DISEÑO:

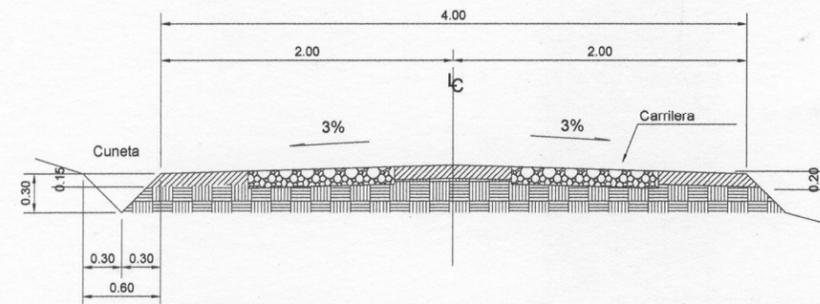
- Superficie de rodadura de 4.00 m.
- Bombeo de 3%
- Cunetas de 0.60 de ancho y 0.30 de profundidad.
- Pendiente máxima 14.94 %
- Radio mínimo de Curvatura horizontal 47 m para terreno plano y 18 m de terreno montañoso.
- Tránsito no mayor de 25 vehículos/día
- Velocidad de diseño 20 kms/hora
- Espesor de balasto 0.15 m.

- TALUDES:  
 Corte: 1/3: 1 de 7 m. en adelante.  
 1/2: 1 de 3 a 7 m.  
 1: 1 de 0 a 3 m.  
 Relleno:  
 2:1 de 0 a 3 m.  
 1½ de 3 m en adelante.



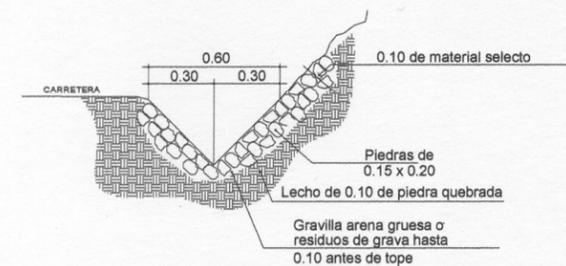
### Sección típica balasto

Esquema



### Sección típica de carrilera de piedra fraguada

Esquema



### Detalle de cuneta revestida

Sin escala

<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		<b>EPS</b> INGENIERIA
PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA CHIOYA - CHICUNK' San Juan Chamelco, Alta Verapaz	DISEÑO: ENRIK GONZALO YALIBAT CHOODOJ	
PLANO DE: DETALLES	CALCULO: ENRIK GONZALO YALIBAT CHOODOJ	
REVISOR: Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Véliz	APROBADO:	Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Véliz Supervisor de EPS
ESCALA: INDICADA	FECHA: ENERO 2008	
		8 8



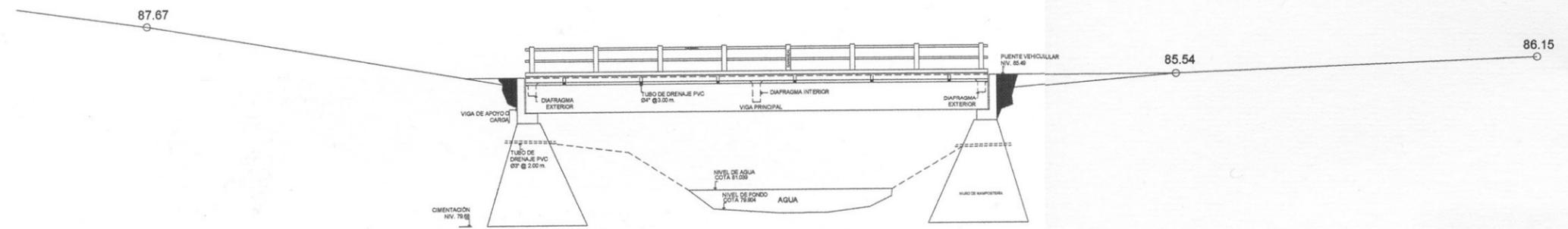






# **APÉNDICE 2**

**PLANOS DEL PROYECTO DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA  
ALDEAS CHAJBUL, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, A. V**



**PERFIL DEL PUENTE**

ESCALA 1:1000

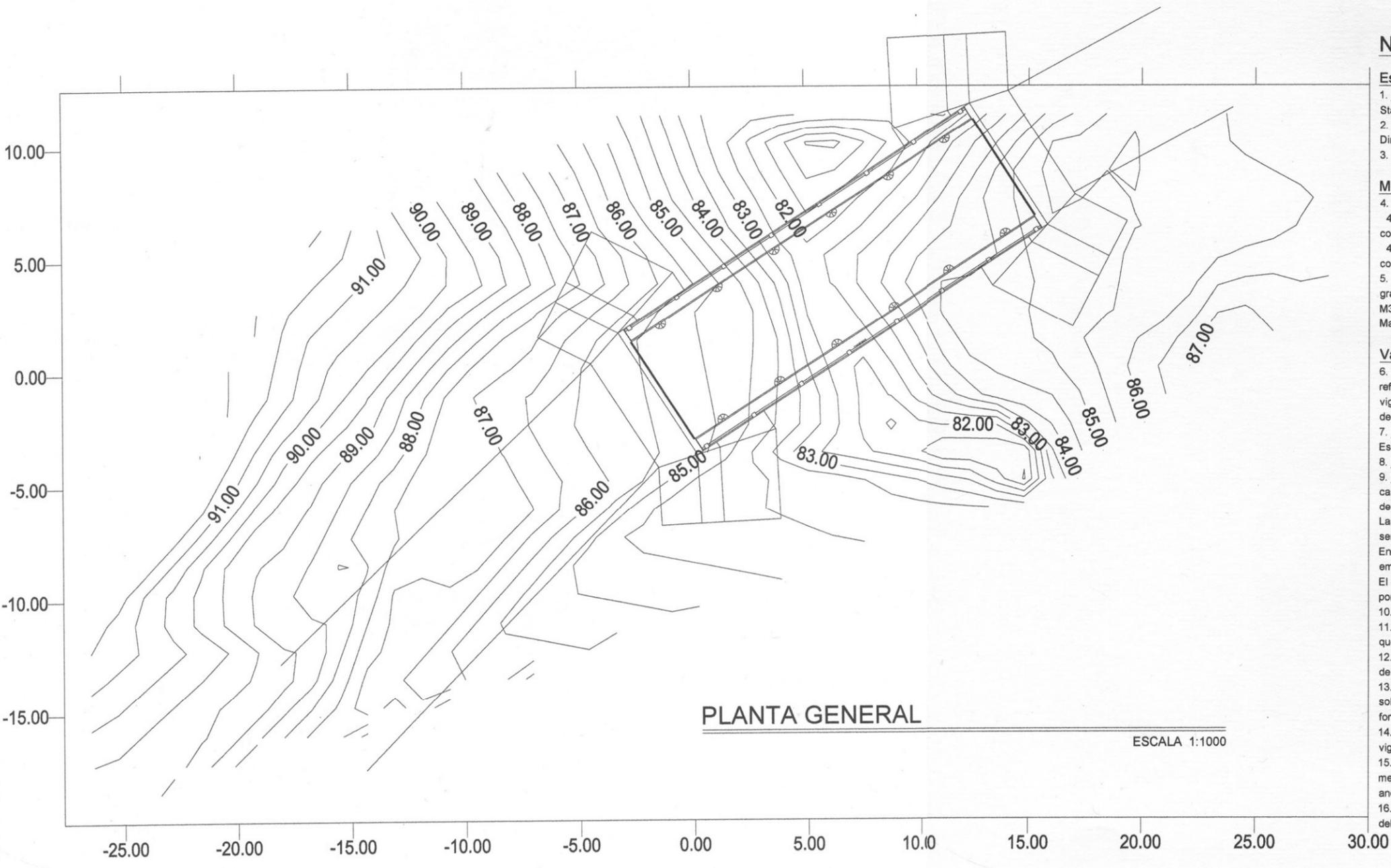
Descripción	
Luz total	18 m
Ancho rodadura	5.10 m
Ancho guardarueda	0.05 m
Ancho de andén	0.6 m
Ancho de postes	0.18m
Alto de postes	1.00 m
Sobre carga	HS 15-44
Peso concreto ciclópeo $W_{cc}$	2,700 kg/m <sup>3</sup>
Peso de capa de rodadura $W_a$	2,100 kg/m <sup>3</sup>
Peso concreto armado $W_c$	2,400 kg/m <sup>3</sup>
Peso del suelo $W_s$	1,478 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad de soporte del suelo $V_s$	20,000 kg/m <sup>2</sup>
Profundidad de cimentación	7.00 m
$f'c$ (4000 psi)	281 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ para vigas (60,000 psi)	4,200 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ para otro armado (40,000 psi)	2,810 kg/cm <sup>2</sup>

**NOTAS GENERALES**

- Especificaciones**
- Diseño: "Standard Specifications For Highway Bridges" de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.).
  - Construcción: "Especificaciones para construcción de Puentes y Carreteras" de la Dirección General de Caminos (Especificaciones de la D.G.C.) Edición de mayo de 1,975.
  - Carga viva: HS15-44 (A.A.S.H.T.O.)

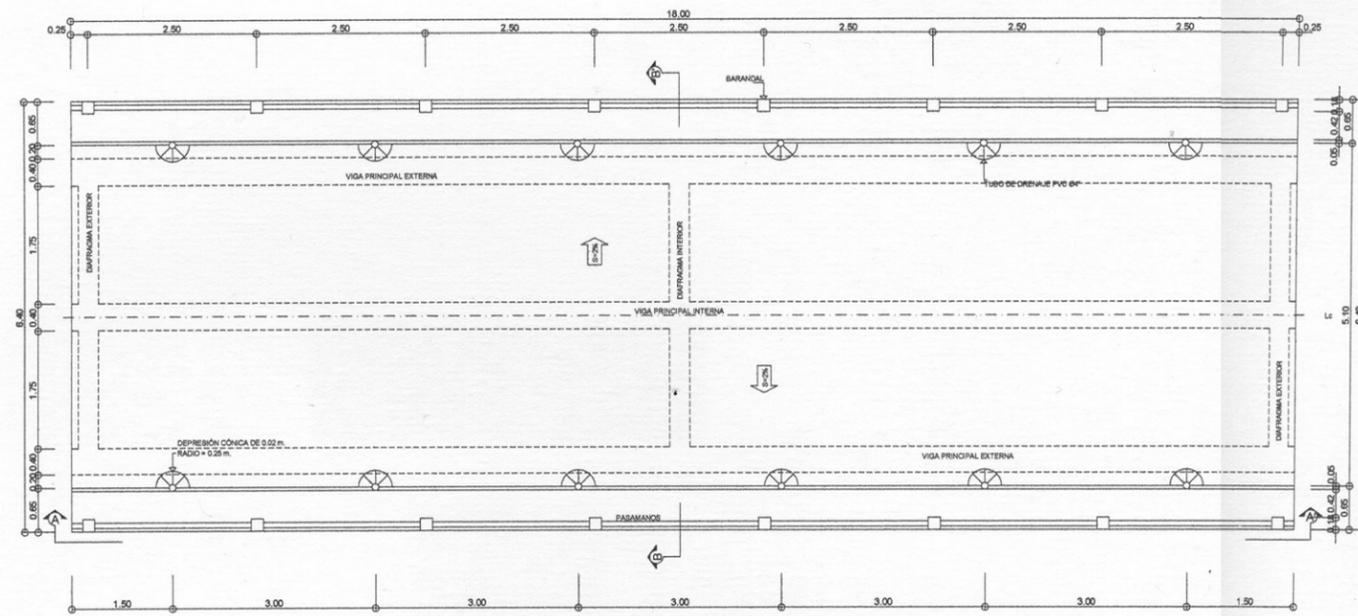
- Materiales**
- Concretos: (Sección 504 y 507 Especificaciones de la D.G.C.)
    - Concreto Clase 3,000:** Se usará concreto clase 3,000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup> (3,000 lbs/plg<sup>2</sup>) a los 28 días.
    - Concreto Ciclópeo:** Se usará concreto clase 2,500 con esfuerzo de ruptura a compresión de 175 kg/cm<sup>2</sup> (2,500 lbs/plg<sup>2</sup>) a los 28 días.
  - Acero de refuerzo: (Sección 509 Especificaciones D.G.C.) Se usará acero de refuerzo de grado estructural 40 en forma de barras corrugadas de acuerdo a las Especificaciones M31-54 de la A.A.S.H.T.O. y A3050-50T de A.S.T.M. (American Society of Testing and Materials).

- Varios**
- Salvo que se indique otra cosa, se usará el siguiente recubrimiento en las barras de refuerzo: Para losas, 5 cm. en la superficie de rodadura y 2.5 cm. en las demás cosas; para vigas y diafragmas 5 cm., el recubrimiento se medirá entre rostro de la barra y la superficie del concreto.
  - Las formaletas y el acabado del concreto se harán según la sección 505 Especificaciones de la D.G.C.
  - Los ganchos se doblarán según sección 509 Especificaciones de la D.G.C.
  - Los traslapes (Sección 509 Especificaciones D.G.C.) Serán de 24 diámetros, salvo en caso de vigas que tengan más de 30 cm. de concreto bajo las barras, en cuyo caso deberán usarse 35 diámetros o lo que indique los planos. Las barras de refuerzo No.8 de la cama inferior de las vigas se unirán a tope y el traslape será proporcionado por una barra adicional No.8 de 145 cm. En un mismo punto y para un mismo manajo de barras, sólo se permite hacer un empalme, escalonando los demás a una distancia mínima de 145 cm. El contratista deberá proporcionar un plano detallado de traslapes para que sea aprobado por el delegado residente.
  - Las dimensiones están dadas en metros.
  - Todas las aristas expuestas deberá ser biseladas aproximadamente 1 plg., a menos que se indique otra cosa.
  - Se usarán juntas de construcción solo donde lo indique los planos, o lo indique el delegado residente.
  - Deberá hacerse junta en el estribo de entrada y en el de salida. La plancha deberá soldarse al angular del estribo después de haber terminado la fundición y removido la formaleta.
  - La acera y el barandal deberán fundirse después de permitir la libre deflexión de las vigas.
  - El acero estructural de los apoyos deberá pintarse en todas las superficies con no menos de dos capas de pintura anticorrosiva; con excepción de la parte de los pernos de anclaje que esta dentro del concreto.
  - Modificaciones: Cualquier modificación que quiera hacerse a los presentes planos, deberá consultarse previamente al Ing. Supervisor del proyecto, responsable del diseño.



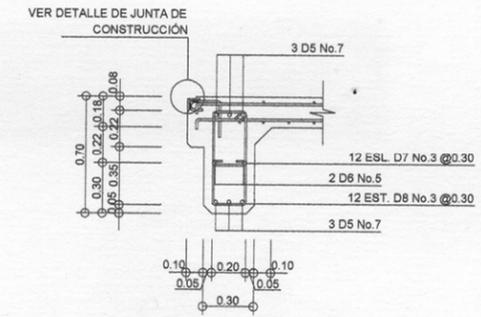
**PLANTA GENERAL**

ESCALA 1:1000



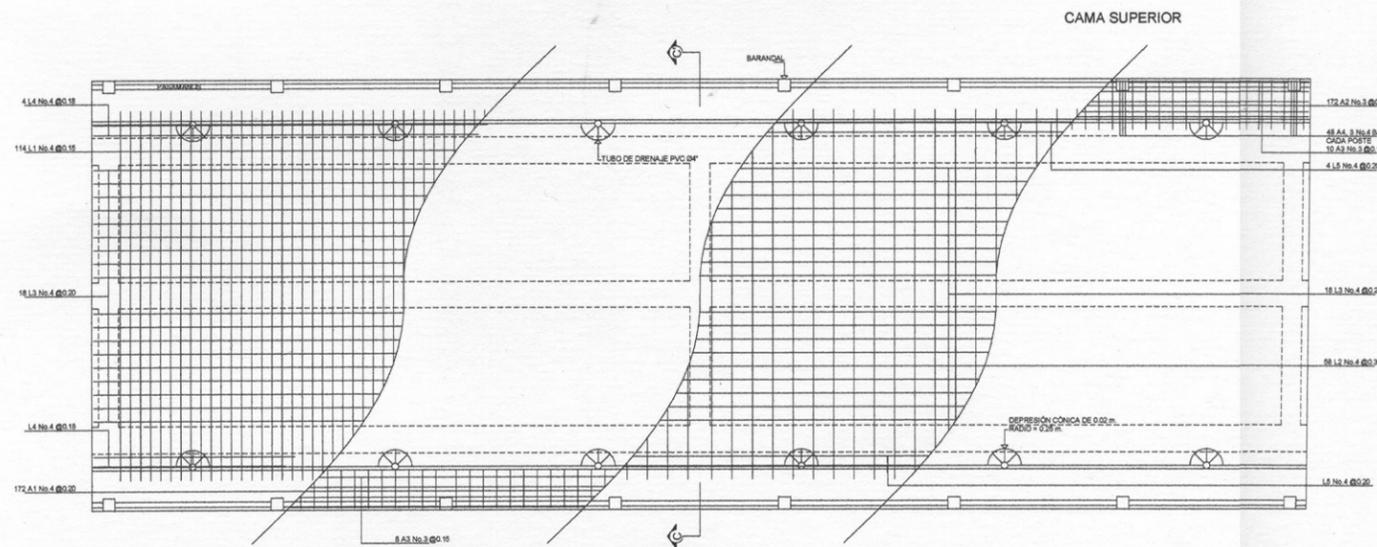
PLANTA ACOTADA

ESCALA 1:50



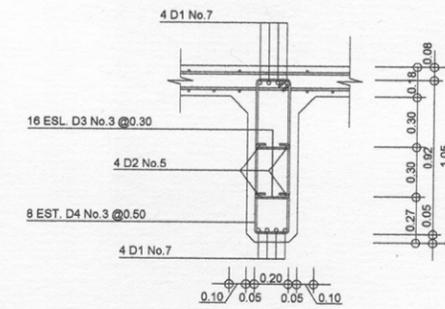
DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1:20



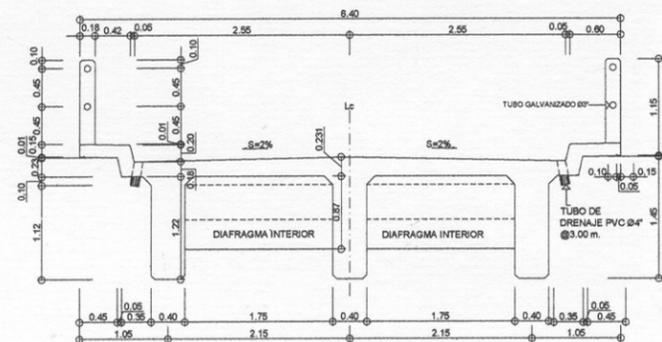
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:50



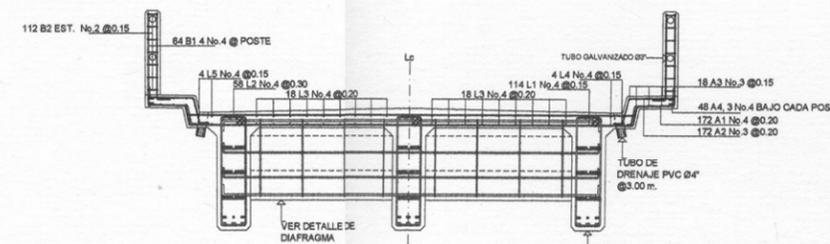
DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:20



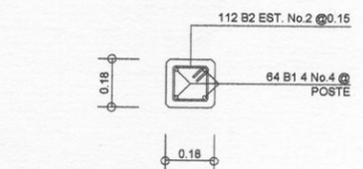
SECCIÓN B-B' (GEOMETRÍA)

ESCALA 1:40



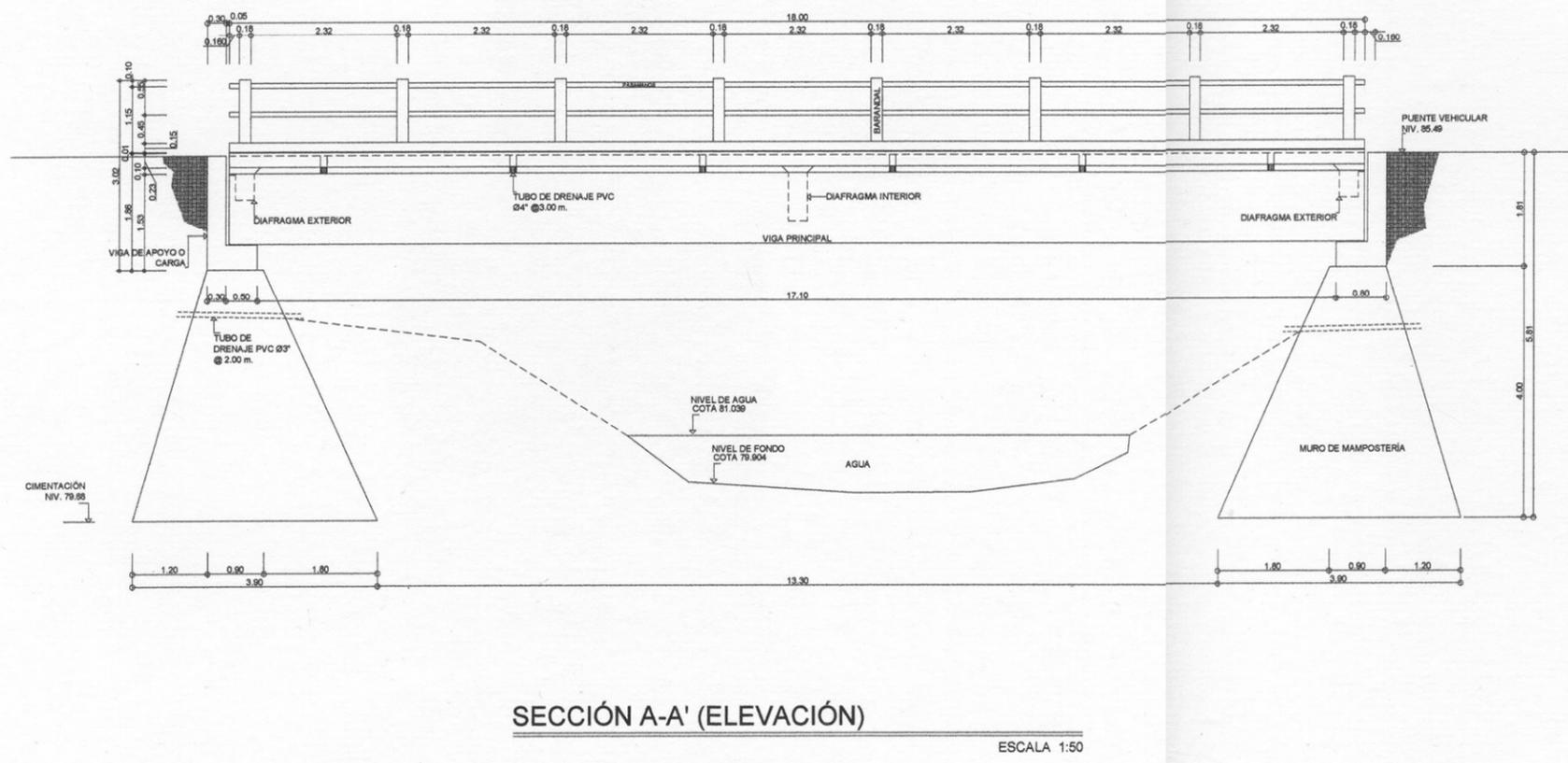
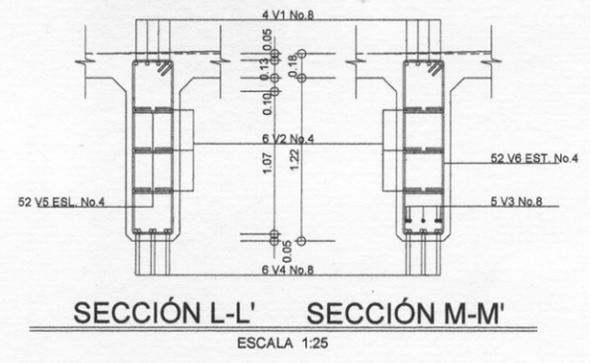
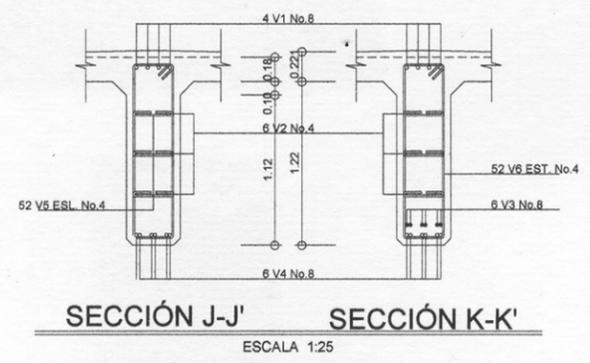
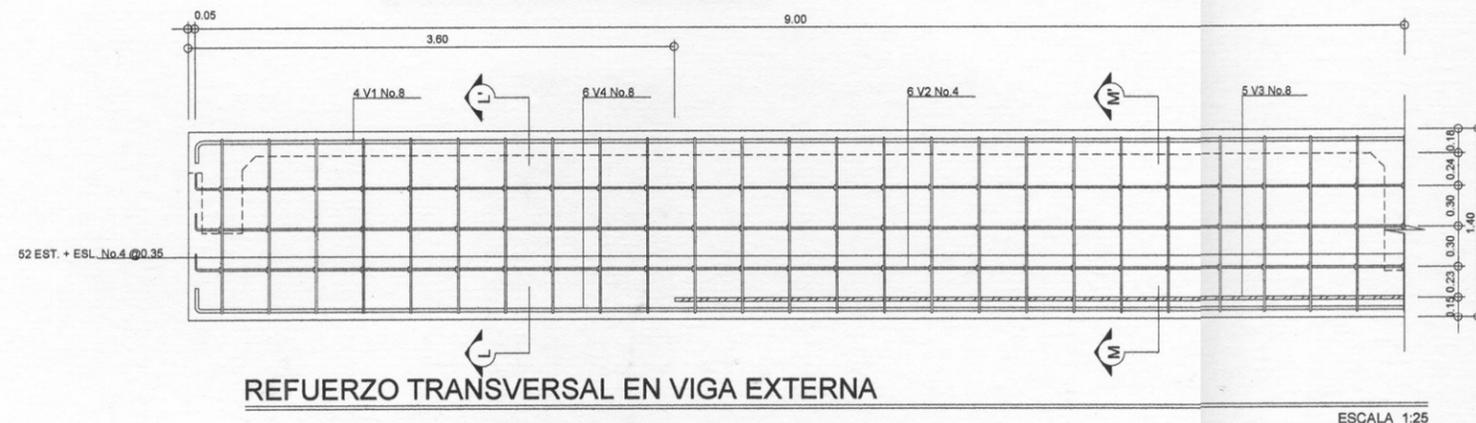
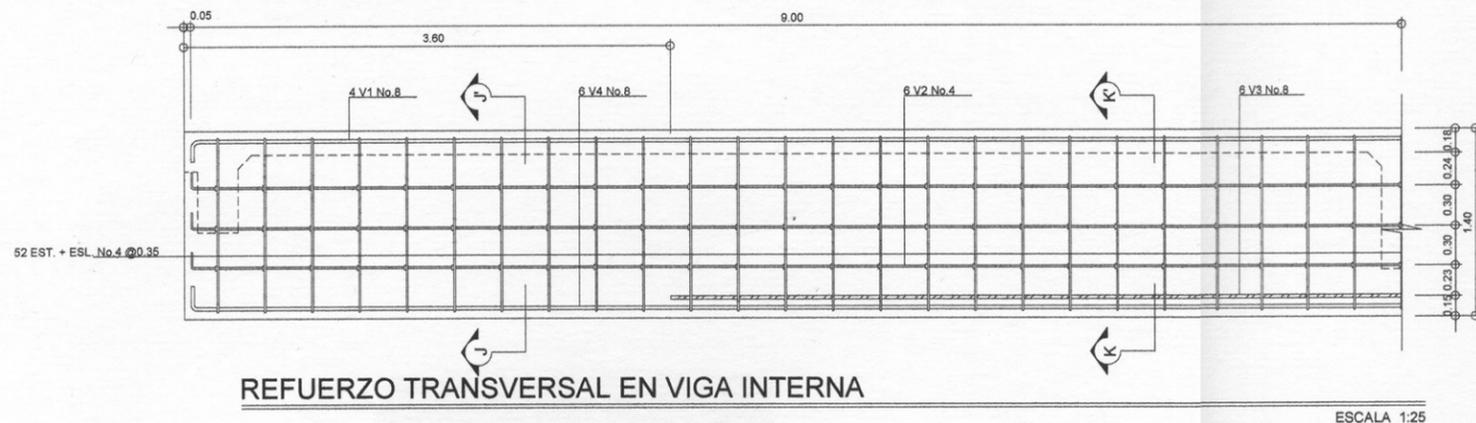
SECCIÓN C-C' (REFUERZO)

ESCALA 1:40



MOCHETA

ESCALA 1:12.5



NOTA: Para el esfuerzo de vigas, se deberá utilizar un esfuerzo máximo del concreto de 281 kg/cm<sup>2</sup> (4,000PSI) y un esfuerzo de fluencia del acero de 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (60,000 PSI).













# **ANEXO**



### Cálculo de Movimiento de tierras

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Coeficiente Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
0 + 000.00	96.247	96.247	1.034	0.053	10.34	80.08	0.35	926.64
0 + 020.00	94.207	95.331	-	7.955	0.24	101.68	0.35	825.12
0 + 040.00	94.223	94.416	0.024	2.213	27.86	23.15	0.35	820.08
0 + 060.00	93.922	93.500	2.762	0.102	38.28	10.82	0.35	834.14
0 + 080.00	92.837	92.584	1.066	0.980	63.9	9.8	0.35	865.87
0 + 100.00	92.584	91.668	5.324	-	136.33	0	0.35	954.49
0 + 120.00	91.982	90.973	8.309	-	94.84	1.2	0.35	1,014.93
0 + 140.00	89.837	89.837	1.175	0.120	11.75	64.63	0.35	957.94
0 + 160.00	88.141	88.921	-	6.343	160.44	63.43	0.35	998.80
0 + 180.00	90.076	88.143	16.044	-	324.89	0	0.35	1,209.98
0 + 200.00	90.191	87.979	16.445	-	451.84	0	0.35	1,503.67
0 + 220.00	90.570	87.467	28.739	-	368.17	0	0.35	1,742.98
0 + 240.00	87.670	87.137	8.078	-	80.78	42.77	0.35	1,752.72
0 + 280.00	85.542	86.476	-	4.277	5.82	44.54	0.35	1,711.96
0 + 300.00	85.989	86.146	0.582	0.177	13.45	15.94	0.35	1,704.76
0 + 320.00	85.639	85.816	0.763	1.417	218.35	14.17	0.35	1,832.52
0 + 340.00	87.047	85.486	21.072	-	312.66	0	0.35	2,035.75
0 + 360.00	86.304	85.156	10.194	-	137.86	0	0.35	2,125.36
0 + 380.00	84.863	84.826	3.592	-	103.9	7.43	0.35	2,185.47
0 + 400.00	84.269	84.496	6.798	0.743	187.86	7.43	0.35	2,300.14
0 + 420.00	85.155	84.165	11.988	-	119.88	78.46	0.35	2,299.61
0 + 440.00	82.619	83.837	-	7.846	8.37	78.46	0.35	2,226.59
0 + 460.00	84.051	84.010	0.837	-	11.69	2.68	0.35	2,231.51

0 + 480.00	85.079	85.119	0.332	0.268	134.08	2.68	0.35	2,315.98
0 + 500.00	88.628	86.919	13.076	-	262.41	0	0.35	2,486.54
0 + 520.00	90.394	88.740	13.165	-	131.65	79.6	0.35	2,492.52
0 + 540.00	89.408	90.551	-	7.960	0	194.61	0.35	2,297.91
0 + 560.00	90.787	92.367	-	11.501	4.25	127.4	0.35	2,173.27
0 + 580.00	94.075	94.184	0.425	1.239	266.55	12.39	0.35	2,334.14
0 + 600.00	98.556	96.000	26.230	-	491.2	0	0.35	2,653.42
0 + 620.00	99.699	97.356	22.890	-	229.32	20.93	0.35	2,781.54
0 + 640.00	96.691	97.120	0.042	2.093	0.42	57.75	0.35	2,724.07
0 + 660.00	95.202	95.802	-	3.682	0	109.26	0.35	2,614.81
0 + 680.00	94.749	95.614	-	7.244	0	198.38	0.35	2,416.43
0 + 700.00	96.109	97.920	-	12.594	0	417.11	0.35	1,999.32
0 + 720.00	97.404	100.900	-	29.117	0	541.36	0.35	1,457.96
0 + 740.00	100.633	100.905	-	25.019	0	310.32	0.35	1,147.64
0 + 760.00	106.163	106.163	-	6.013	147.22	60.13	0.35	1,183.20
0 + 780.00	111.580	109.867	14.722	-	574.06	0	0.35	1,556.34
0 + 800.00	117.362	112.854	42.684	-	891.97	0	0.35	2,136.12
0 + 820.00	120.593	115.840	46.513	-	845.86	0	0.35	2,685.93
0 + 840.00	125.895	118.829	38.073	-	1280.36	0	0.35	3,518.16
0 + 860.00	130.836	121.820	89.963	-	1697.08	0	0.35	4,621.26
0 + 880.00	133.782	124.804	79.745	-	1417.78	0	0.35	5,542.82
0 + 900.00	134.531	127.790	62.033	-	1009.15	0	0.35	6,198.77
0 + 920.00	135.106	134.000	38.882	-	624.33	0	0.35	6,604.58
0 + 940.00	136.082	133.766	23.551	-	519.89	0	0.35	6,942.51
0 + 960.00	137.120	133.770	28.438	-	295.99	68.38	0.35	7,066.53

0 + 980.00	138.822	138.822	1.161	6.838	91.75	70.67	0.35	7,055.49
1 + 000.00	143.227	142.730	8.014	0.229	234.86	2.29	0.35	7,205.86
1 + 020.00	147.456	145.720	15.472	-	453.72	0	0.35	7,500.78
1 + 040.00	151.425	148.700	29.900	-	810.7	0	0.35	8,027.74
1 + 060.00	157.057	151.170	51.170	-	936.69	0	0.35	8,636.58
1 + 080.00	156.654	151.980	42.499	-	486.53	0	0.35	8,952.83
1 + 100.00	152.154	151.440	6.154	-	61.54	79.9	0.35	8,912.93
1 + 120.00	149.966	151.200	-	7.990	0	243.19	0.35	8,669.74
1 + 140.00	150.610	152.550	-	16.329	28.98	166.26	0.35	8,522.32
1 + 160.00	155.121	155.470	2.898	0.297	205.79	2.97	0.35	8,653.11
1 + 180.00	160.515	158.450	17.681	-	223.75	23.45	0.35	8,775.10
1 + 200.00	161.454	161.437	4.694	2.345	188.18	23.45	0.35	8,873.96
1 + 220.00	165.320	164.050	14.124	-	261.8	0	0.35	9,044.13
1 + 240.00	163.933	165.300	12.056	-	225.38	0	0.35	9,190.63
1 + 260.00	167.237	166.080	10.482	-	199	7.68	0.35	9,312.30
1 + 280.00	167.696	166.850	9.418	0.768	152.11	7.78	0.35	9,403.39
1 + 300.00	167.938	167.630	5.793	0.010	99.54	24.71	0.35	9,443.38
1 + 320.00	168.190	168.520	4.161	2.461	50.9	94.17	0.35	9,382.30
1 + 340.00	169.587	170.510	0.929	6.956	9.29	203.78	0.35	9,184.56
1 + 360.00	171.235	173.490	-	13.422	0	265.41	0.35	8,919.15
1 + 380.00	175.089	176.480	-	13.119	0	288.44	0.35	8,630.71
1 + 400.00	177.481	179.470	-	15.725	24.92	182.84	0.35	8,464.07
1 + 420.00	181.951	182.460	2.492	2.559	234.04	25.59	0.35	8,590.60
1 + 440.00	187.302	185.450	20.912	-	599.56	0	0.35	8,980.32
1 + 460.00	192.603	188.430	39.044	-	796.8	0	0.35	9,498.24

1 + 480.00	196.140	191.420	40.636	-	852.28	0	0.35	10,052.22
1 + 500.00	199.691	194.410	44.592	-	714.04	0	0.35	10,516.34
1 + 520.00	200.322	197.400	26.812	-	359.41	0	0.35	10,749.96
1 + 540.00	201.194	200.390	9.129	-	123.3	2.7	0.35	10,827.40
1 + 560.00	203.283	203.280	3.201	0.270	122.67	2.7	0.35	10,904.44
1 + 580.00	206.490	206.330	9.066	-	187.99	0	0.35	11,026.63
1 + 600.00	210.081	208.630	9.733	-	102.9	45.29	0.35	11,048.23
1 + 620.00	210.249	210.710	0.557	4.529	5.57	154.9	0.35	10,896.95
1 + 640.00	211.706	212.780	-	10.961	5.42	145.21	0.35	10,755.26
1 + 660.00	214.134	214.840	0.542	3.560	84.13	35.6	0.35	10,774.35
1 + 680.00	216.936	216.290	7.871	-	160.11	0.52	0.35	10,877.90
1 + 700.00	217.753	216.940	8.140	0.052	163.44	0.52	0.35	10,983.61
1 + 720.00	217.579	217.020	8.204	-	117.68	23.37	0.35	11,036.74
1 + 740.00	217.046	217.050	3.564	2.337	52.98	54.58	0.35	11,016.59
1 + 760.00	217.205	217.101	1.734	3.121	17.34	113.37	0.35	10,914.49
1 + 780.00	216.597	217.540	-	8.216	58.77	87.92	0.35	10,864.77
1 + 800.00	220.711	220.190	5.877	0.576	148.04	7.33	0.35	10,953.67
1 + 820.00	223.642	223.090	8.927	0.157	123.71	44.47	0.35	10,989.61
1 + 840.00	226.207	225.960	3.444	4.290	55.98	71.22	0.35	10,954.78
1 + 860.00	228.089	228.840	2.154	2.832	71.74	45.03	0.35	10,956.38
1 + 880.00	231.799	231.720	5.020	1.671	87.97	43.27	0.35	10,970.29
1 + 900.00	234.204	234.600	3.777	2.656	332.22	26.56	0.35	11,159.67
1 + 920.00	239.657	236.850	29.445	-	641.25	0	0.35	11,576.49
1 + 940.00	241.195	236.810	34.680	-	614.21	0	0.35	11,975.72

1 + 960.00	238.454	35.870	26.741	-	329.73	0	0.35	12,190.05
1 + 980.00	235.545	234.493	6.232	-	62.32	97.44	0.35	12,133.12
2 + 000.00	232.764	234.090	-	9.744	0	185.42	0.35	11,947.70
2 + 020.00	232.999	234.110	-	8.798	0	153.22	0.35	11,794.48
2 + 040.00	233.796	234.880	-	6.524	5.25	65.24	0.35	11,732.65
2 + 060.00	235.580	235.580	0.525	-	92.97	0	0.35	11,793.08
2 + 080.00	236.499	236.500	8.772	-	124.93	0	0.35	11,874.28
2 + 100.00	236.655	236.170	3.721	-	37.36	6.8	0.35	11,891.77
2 + 120.00	236.258	236.470	0.015	0.680	0.15	13.6	0.35	11,878.26
2 + 140.00	235.263	236.760	-	0.680	0	12.577	0.35	11,865.69
2 + 160.00	236.261	237.060	-	0.578	57.48	5.777	0.35	11,897.27
2 + 180.00	237.985	237.360	5.748	-	195.6	0	0.35	12,024.41
2 + 200.00	238.927	237.650	13.812	-	182	0	0.35	12,142.71
2 + 220.00	237.945	237.500	4.388	-	43.88	17.8	0.35	12,153.43
2 + 240.00	235.876	236.180	-	1.780	0	22.73	0.35	12,130.70
2 + 260.00	234.809	234.810	-	0.493				
<b>Total de 2+260.00</b>					<b>26,423.72</b>	<b>6,044.71</b>		



# Hoja de estudio de suelos



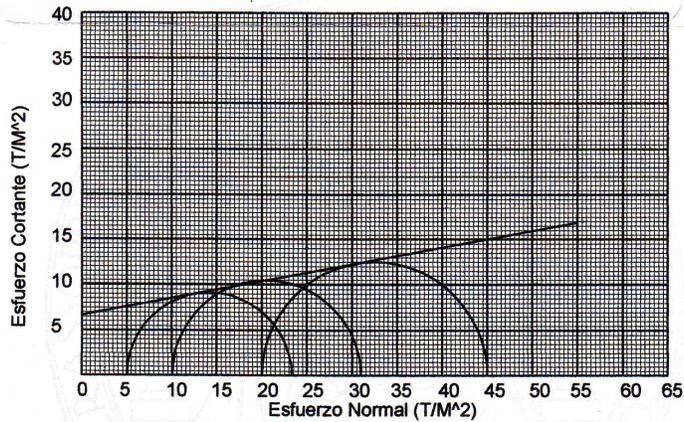
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



## ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 277 S.S. O.T.No.: 19,300

INTERESADO: Erick Yalibat Chocooj  
 PROYECTO: Trabajo de Graduación EPS  
 UBICACION: San Juan Chamelco, Alta Verapaz FECHA: 10 de octubre de 2005  
 Pozo No.: x Profundidad: x



**PARAMETROS DE CORTE:**  $\phi = 10,52^\circ$ ,  $C_u = 6,65 \text{ T/M}^2$   
**TIPO DE ENSAYO:** No consolidado y no drenado.  
**DESCRIPCION DEL SUELO:** Arcilla con presencia de grava color café claro.  
**DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA:** 2.5" X 5.0"  
**OBSERVACIONES:** Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL $\sigma_3$ (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m <sup>2</sup> )	18,30	20,96	25,05
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m <sup>2</sup> )			
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	7,0	9,5	12,5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1,63	1,63	1,63
HUMEDAD (%H)	29,9	29,9	29,9

Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Cesar Alfonso Garcia Guerra  
DIRECTOR CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC  
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
 Teléfono directo 476-3992. Planta 443-9500 Ext. 1502. FAX: 476-3993  
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



embargo, en los puentes cortos, las fuerzas dependen en gran parte del tamaño, peso y posición de cada vehículo.

La probabilidad de que se produzcan las cargas críticas en varios carriles es mucho menor que la que existe de que se produzca dicha carga crítica en un solo carril. Por tanto, es razonable reducir la carga viva total en un puente que tenga más de dos carriles.

Es evidente que los proyectistas de puentes no pueden investigar los esfuerzos que resultan de todas las condiciones de carga posibles. Reconociendo que la posibilidad de la presencia simultánea de varios camiones pesados en los puentes cortos es muy pequeña, en los reglamentos de diseño para carreteras se han determinado cargas estándar que simulan los efectos de los vehículos pesados. Durante varios años en el último siglo, los puentes para carreteras se diseñaron para tomar el peso de gente apiñada de 80 a 100 lb/pie<sup>2</sup> (para claros muy largos) y 120 lb/pie<sup>2</sup> para puentes cortos (Wadell [1916]).

En la figura 3.3 se muestran las cargas recomendadas por las especificaciones de la AASHO para puentes de carreteras (AASHO [1969]). Los dos tipos de vehículos estándar que se usan en puentes de claros cortos son el camión sencillo H y el semirremolque HS. El primer número indica el peso total del camión en toneladas, y el segundo número (44) significa el año de adopción de la carga (1944). Uno de estos vehículos se coloca en el claro. Además de cada una de estas cargas de camión, los puentes deben revisarse para una carga uniforme por carril, combinada con una sola carga concentrada; esta carga representa una hilera de camiones y varía de 320 lb/pie por carril con una fuerza concentrada de 9,000 lb, correspondiente a la carga H 10-44, hasta una de 640 lb/pie por carril con una fuerza concentrada de 18,000 lb combinada con la carga HS-20-24. Las cargas concentradas que se usan para la determinación de los momentos; los valores más altos se usan para determinar los esfuerzos equivalentes. Estas cargas equivalentes por carril producen esfuerzos y flechas máximos en los puentes de claros grandes (claros mayores de 120 a 140 pies, dependiendo del tipo de esfuerzo o deflexión). En carreteras en las que circulan camiones pesados, la carga mínima recomendada es la HS-15-44. La especificación de diseño para el diseño de puentes pueden contener sobrecargas de diseño específicas para los puentes de carreteras en las que circulen vehículos sencillos excepcionalmente pesados bajo condiciones controladas.

Las cargas que especifica la AASHO están proyectadas para producir aproximadamente las mismas fuerzas de corte y momentos máximos que las cargas más pesadas permitidas legalmente en las carreteras.

A veces se colocan letreros en los puentes de los caminos secundarios indicando las cargas máximas permisibles (el lector debe observar y comparar estos límites cuando viaje). Estos límites se basan generalmente en la evaluación de la capacidad de seguridad de la estructura, y ya que los puentes pueden deteriorarse, varias dependencias oficiales y locales determinan perío-

## Hoja de cargas vivas en los puentes

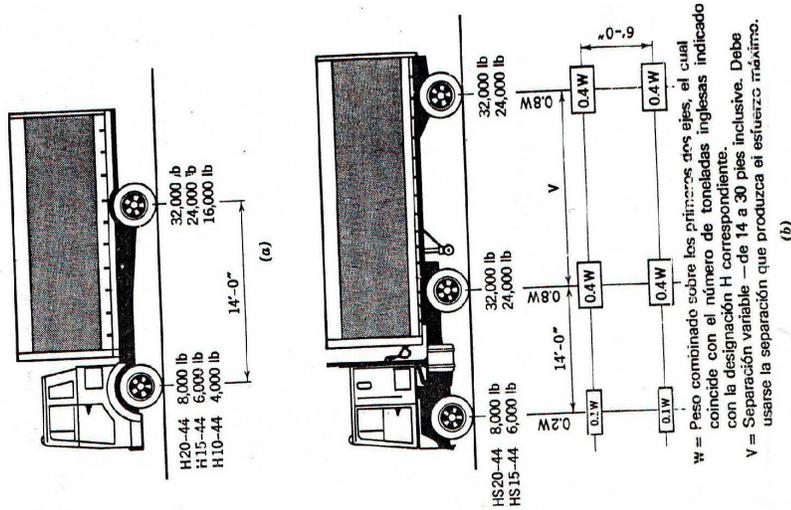
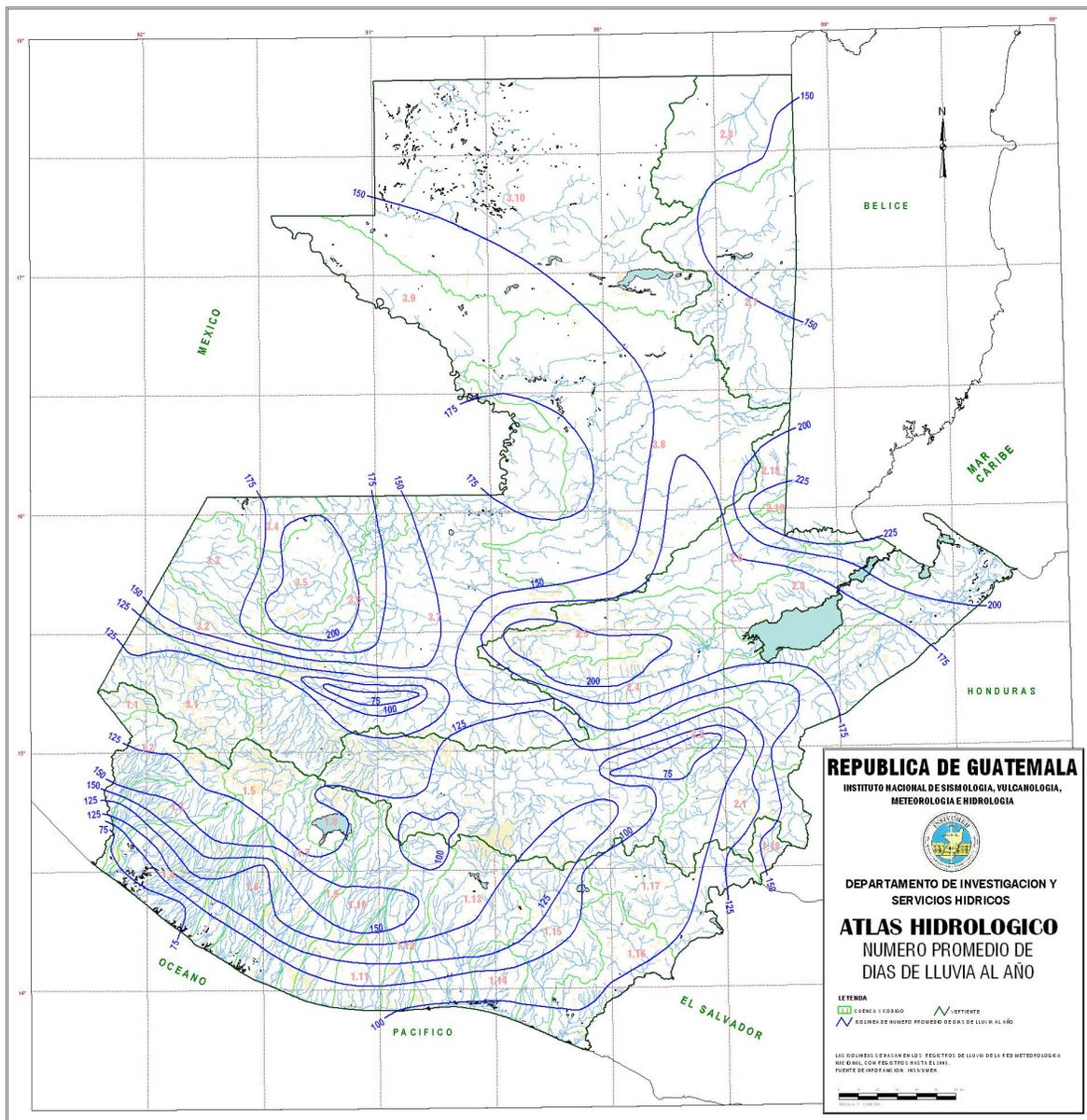


Figura 3.3. Cargas estándar de camión para carreteras. (a) Camión estándar H (b) Camión estándar HS.

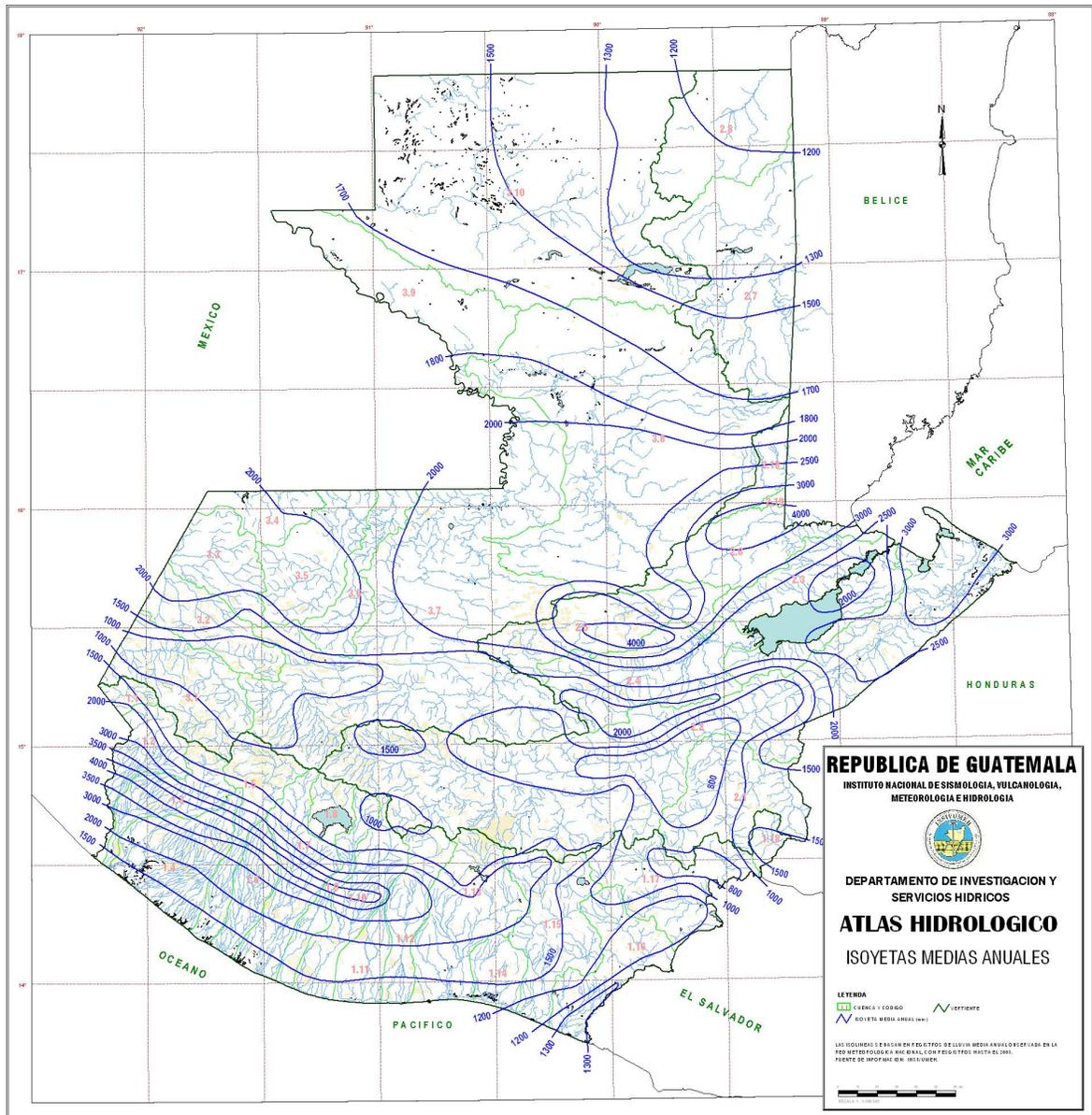
dicamente su capacidad. La capacidad de reserva de la mayor parte de los puentes y el espíritu conservador para el proyecto queda demostrado por el hecho de que puede verse que cruzan los puentes camiones mucho más pesados que los permitidos en los anuncios colocados en ellos.

Cuando un vehículo pasa por un puente, se provocan vibraciones debido a las irregularidades de la superficie, al movimiento de la carga y al efecto de la interacción de la masa elástica del vehículo con el puente. El resultado es que

Mapa que representa número promedio de días de lluvia al año.



Mapa que representa precipitación anual promedio.



Mapa que representa lluvia máxima diaria.

