



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

**“DISEÑO DEL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL
TRAMO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES PARA
LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE
GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA”.**

Erick Antonio García Cuéllar
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, abril de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO DEL MEJORAMIENTO CARRETERO Y DOS PUENTES
VEHICULARES HACIA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL
BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE
ESCUINTLA”**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ERICK ANTONIO GARCÍA CUÉLLAR
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. María Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Julio Luna Aroche
EXAMINADOR	Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
EXAMINADOR	Ing. Selvin Enrique Estrada Barrera
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 DEL MEJORAMIENTO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES HACIA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, el 13 de julio de 2004.


Erick Antonio García Cuéllar



Guatemala, 16 de noviembre de 2006
Ref. EPS. C. 609.11.06

Ing. Angel Roberto Sic Garcia
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Sic Garcia.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **ERICK ANTONIO GARCÍA CUELLAR**, procedí a revisar el informe final de la práctica de EPS, cuyo título es **"DISEÑO DEL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL TRAMO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA"**.

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 **Guanagazapa**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"D y Enseñad a Todos"

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



JMC/jm



Guatemala, 16 de noviembre de 2006
Ref. EPS. C. 609.11.06

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Escobar Álvarez,

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL TRAMO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **ERICK ANTONIO GARCÍA CUELLAR**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del asesor y supervisor, en mi calidad de director apruebo su contenido; solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Angel Roberto Sic García
Director Unidad de EPS



ARSG/jm



Guatemala, 5 de marzo de 2007

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

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL TRAMO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Erick Antonio García Cuéllar, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Ángel Roberto Sic García, al trabajo de graduación del estudiante Erick Antonio García Cuéllar, titulado DISEÑO DEL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL TRAMO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.




Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez

Guatemala, abril 2007.

/bbdeb.



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 DEL MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL TRAMO CARRETERO Y DOS PUENTES VEHICULARES PARA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, MUNICIPIO DE GUANAGAZAPA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, presentado por el estudiante universitario **Erick Antonio García Cuélla**, procede a la autorización de impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, abril de 2007

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

- DIOS** Por haberme permitido vivir y finalizar mis estudios universitarios.
- FACULTAD DE INGENIERÍA:** Por permitirme forjarme en sus aulas.
- CARITAS ESCUINTLA:** Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de poder aplicar mis conocimientos a las necesidades de la comunidad en estudio.
- MI ASESOR** Ing. Juan Merck, por darme su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.
- CATEDRÁTICO** Ing. Mario Corzo, por ser una persona comprometida con la enseñanza universitaria, en especial en el área de Estructuras, además de ser un amigo muy apreciado.
- MIS AMIGOS** Por su apoyo incondicional.

DEDICATORIA A:

DIOS: Por haberme dado la oportunidad de lograr culminar mis estudios, que en lo personal, fue un esfuerzo continuo.

MI FAMILIA: Aleyda y Jorgito; por que el amor que ellos me tienen, es la fuerza de mi existencia.

MIS PADRES: José A. García L. e Irma Cuéllar de García, por el sacrificio, entrega y dedicación.

MI HERMANA: Por ser en los momentos más agrios de mi vida, mi fiel amiga.

MI ABUELA: María R. García Romero Vda. De Cuéllar (Q.E.P.D), por el amor y apoyo que siempre me dio.

MIS SOBRINOS Por el amor y cariño que me han demostrado.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1	Monografía de la comunidad San Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla	1
1.1.1	Aspectos generales	1
1.1.2	Ubicación geográfica	1
1.1.3	Situación demográfica	2
1.1.4	Aspectos económicos y actividades productivas	2
1.1.5	Actividad agropecuaria y uso de la tierra	2
1.1.6	Comercios y servicios	2
1.1.7	Industrias y artesanías	3

1.1.8	Infraestructura económica y servicios de apoyo	3
1.1.9	Comunicaciones	3
1.1.10	Turismo	3
1.1.11	Educación	4
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	4
1.2.1	Descripción de las necesidades	4
1.2.2	Priorización de las necesidades	5
2	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1	Diseño del mejoramiento carretero hacia la comunidad de San Vicente el Baúl, municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla	7
2.1.1	Descripción del proyecto	7
2.1.2	Levantamiento topográfico	7
2.1.2.1	Planimetría	7
2.1.2.2	Altimetría	8
2.1.2.3	Secciones transversales	8
2.1.3	Cálculo topográfico	8

2.1.3.1	Planimétrico	8
2.1.3.2	Altimétrico	8
2.1.3.3	Secciones transversales	9
2.1.4	Dibujo	12
2.1.5	Diseño de localización	12
2.1.5.1	Cálculo de elementos de curvas horizontales	13
2.1.5.2	Curvas verticales	14
2.1.6	Movimiento de tierra	16
2.1.6.1	Cálculo de Subrasante	16
2.1.6.2	Corrección por curva vertical	17
2.1.6.3	Cálculo de áreas y secciones transversales método analítico	18
2.1.6.4	Cálculo de movimiento de tierras	18
2.1.7	Carpeta de rodadura	19
2.1.8	Banco de material de balasto	20
2.1.9	Drenajes	20
2.1.9.1	Localización de los drenajes	20
2.1.9.2	Cálculo de áreas de descarga por el método racional	21

2.1.10	Elaboración de planos	22
2.1.11	Elaboración del presupuesto	22
3.	DISEÑO DE PUENTES VEHICULARES HACIA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA	25
3.1	Levantamiento topográfico	25
3.2	Evaluación de la calidad del suelo	25
3.3	Cálculo del caudal máximo para diseño	26
3.3.1	Método sección pendiente	27
3.4	Diseño de puentes vehiculares	31
3.4.1	Datos y especificaciones	27
3.4.2	Diseño de la superestructura	32
3.4.2.1	Diseño de losa	33
3.4.2.1.1	Cálculo del peralte	33
3.4.2.1.2	Cálculo de momentos	33
3.4.2.1.3	Cálculo del refuerzo	37
3.4.2.2	Diseño de vigas principales	42
3.4.2.2.1	Cálculo de peralte y base	42
3.4.2.2.2	Cálculo de momentos	43

3.4.2.2.3	Cálculo de refuerzo	50
3.4.2.2.4	Diseño a corte	52
3.4.2.2.4.1	Cálculo del refuerzo	53
3.4.2.3	Diseño del diafragma	55
3.4.3	Diseño de subestructura	58
3.4.3.1	Diseño de la cortina	59
3.4.3.2	Diseño del estribo	68
3.4.3.3	Plano de los puentes	89
3.4.3.4	Elaboración del presupuesto	90
CONCLUSIONES		93
RECOMENDACIONES		95
BIBLIOGRAFÍA		97
ANEXOS		99

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Tipos de curvas verticales	15
2	Ejemplo de curva vertical	16
3	Diagrama de momentos	33
4	Sección de losa con distribución de acero de refuerzo en sentido transversal y longitudinal	40
5	Diagrama de cuerpo libre de un poste de barandal	41
6	Fuerzas que intervienen en el cálculo del factor de distribución	44
7	Diagrama de cuerpo libre con carga viva	45
8	Cargas afectadas por el factor de distribución	47
9	Distribución del acero en la viga principal	51
10	Diagrama de corte	53
11	Distribución del acero de refuerzo (estribo) en la viga principal	55
12	Armado del diafragma interior	57
13	Armado de diafragma exterior	58
14	Sección de cortina y viga de apoyo	59
15	Fuerza longitudinal producida por las llantas de un camión	61
16	Armado de la cortina	65
17	Sección de la viga de apoyo	66
18	Armado de cortina y viga de apoyo	68
19	Estribo de entrada y salida del puente sobre el río platanares	69

20	Planta perfil de la carretera de la estación 0+000 a la estación 0+760	101
21	Planta perfil de la carretera de la estación 0+760 a la estación 1+500	102
22	Planta perfil de la carretera de la estación 1+480 a la estación 1+982.73	103
23	Plano de secciones transversales de la estación 0+760 a la estación 0+750	104
24	Plano de secciones transversales de la estación 0+800 a la estación 1+460	105
25	Plano de secciones transversales de la estación 1+480 a la estación 1+982.73	106
26	Plano de secciones típica y detalles	107
27	Plano de planta, elevación y secciones acotadas sobre el río platanares	108
28	Plano de armado de losa, vigas principales, diafragmas y postes del puente sobre el río Platanares	109
29	Plano de planta y elevación de estribo, sección de cortina y viga de apoyo, del puente sobre el río Platanares	110
30	Planta perfil del puente sobre el río Platanares	111
31	Plano de planta, elevación y secciones acotadas sobre el río Asuchillo	112
32	Plano de armado de losa, vigas principales, diafragmas y postes del puente sobre el río Asuchillo	113
33	Plano de planta y elevación de estribo, sección de cortina y viga de apoyo, del puente sobre el río Asuchillo	114
34	Planta perfil del puente sobre el río Asuchillo	115

TABLAS

I	Cálculos de la libreta topográfica de la línea central	09
II	Libreta de perfil calculada	10
III	Secciones transversales calculadas	11
IV	Valores de K para diferentes tipos de velocidad de diseño	15
V	Segmento de resultados del cálculo de una curva vertical	18
VI	Presupuesto del camino hacia la comunidad San Vicente El Baúl	23
VII	Equipo	28
VIII	Momentos producidos por la carga muerta, viva e impacto	50
IX	Corte producido por carga muerta, viva e impacto	52
X	Momentos de volteo para los estribos de entrada y salida del puente sobre el río Platanares	70
XI	Momento estabilizante	70
XII	Momento de volteo del muro con sismo	75
XIII	Momento de volteo para el estribo de entrada sobre el río Asuchillo	77
XIV	Cálculo del momento estabilizante para el estribo sobre el río Asuchillo	78
XV	Momentos de volteo del estribo de entrada sobre el río Asuchillo	82
XVI	Momentos de volteo del estribo de salida sobre el río Asuchillo	84
XVII	Cálculo del momento estabilizante para el estribo de salida sobre el río asuchillo	84
XVIII	Momentos de volteo con sismo del estribo de salida sobre el río Asuchillo	88
XIX	Presupuesto puente vehicular sobre el río Platanares	91
XX	Presupuesto puente vehicular sobre el río Asuchillo	92
XXI	Tablas de volúmenes	116

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
L_s	Longitud de espiral.
G	Grado de curvatura.
R	Radio de una curva horizontal.
L_c	Longitud de curva de una curva horizontal.
S_T	Sub tangente de una curva horizontal.
C_M	Cuerda máxima de una curva horizontal.
E	External de una curva horizontal.
M	Ordenada media de una curva horizontal.
Δ	Deflexión (ángulo) izquierda o derecha.
L	Longitud mínima de curva vertical.
OM	Corrección máxima para cada curva vertical.
ΔP	Diferencia algebraica de pendientes.
A_1, A_2	Áreas de las secciones transversales.
d	Distancia entre secciones transversales.
d_P	Distancia de paso.
V_C	Volumen de corte.
V_R	Volumen de relleno.
Coef	Coeficiente de contracción e hinchamiento.
Q	Caudal en m^3/s .
i	Intensidad de lluvia.

t	Tiempo de concentración.
V	Velocidad en m/s.
R	Radio hidráulico.
n	Coefficiente de rugosidad.
r	Recubrimiento de la capa de concreto hasta el acero de refuerzo.
L_d	Longitud de desarrollo del acero de refuerzo.
CM	Carga muerta de un elemento estructural.
CV	Carga Viva de un elemento estructural.
W_c	Peso del concreto (volumétrico).
M_{CM}	Momento producido por la carga muerta, en una losa de puente.
M_{CV}	Momento producido por la carga viva, en una losa de puente.
S	Separación entre las vigas que soportarán la losa de puente.
P	Peso de las ruedas traseras (eje) de un vehículo tipo dada en libras.
I	Carga de impacto.
M_U	Momento último que resiste un elemento estructural.
M	Momento cualquiera; que se desea utilizar en la ecuación de momento flexionante.
ø	Coefficiente de reducción de resistencia del concreto.
d	Peralte efectivo.
A_s	Área de acero de refuerzo.
A_{Smin}	Área de acero de refuerzo mínimo.

A_{Smax}	Área de acero de refuerzo máximo.
F_c	Esfuerzo de cedencia del concreto.
F_Y	Esfuerzo de cedencia del acero.
b	Base de la sección de concreto en estudio.
A_{St}	Área de acero de refuerzo por temperatura.
t_v	Peralte de viga.
F.D.	Factor de distribución.
V_c	Corte actuante último.
e_c	Espesor de la cortina y de la viga de apoyo.
e_b	Ancho de la viga de apoyo.
LF	Fuerza longitudinal.

GLOSARIO

Aforo:	Es el promedio de llenado de un recipiente con un volumen constante, sus dimensiones están dadas por litros sobre segundo.
Bombeo:	Pendiente dada a las tangentes del alineamiento horizontal, hacia uno y otro lado del eje para evitar la acumulación del agua sobre la superficie de rodamiento.
Caudal:	Es la cantidad de agua que circula por un conducto de unidad de tiempo.
Carga muerta:	Es el peso de la estructura y otros elementos que no pueden trasladarse de posición.
Carga viva:	Es el peso de las cargas no permanentes o sea que pueden cambiar de posición.
Compactación del suelo:	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia su capacidad para soportar cargas.
Concreto:	Es la mezcla de arena, grava y cemento, que es amasada con agua.

Cortina:	Elemento que constituye la viga de apoyo y resiste las presiones horizontales del relleno estructural o de los enfoques.
Cuneta:	Es la zanja que está a cada lado del camino o carretera, en la cual el agua pluvial circula, debido a la acción de la gravedad.
Curva circular simple:	Es un arco de curva circular de radio constante que une a dos tangentes.
Diafragma:	Es el conjunto de vigas que están colocadas entre las vigas principales.
Especificaciones:	Normas que rigen el diseño geométrico de las carreteras.
Estribo:	Es el muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.
Grado máximo de curvatura:	De acuerdo con el tipo de carretera se fija un grado máximo de curva a usarse. Este debe llenar las condiciones de seguridad para el tránsito de la velocidad de diseño.
Planimetría:	Es la parte de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.

Sección típica:	Es la representación gráfica transversal acotada, que muestra las partes componentes de la carretera.
Subestructura:	Conjunto de elementos que componen el puente en su parte inferior, entiéndase viga de apoyo, cortina, estribos, aletones y obras de protección.
Subrasante:	Es la línea de terreno modificado para darle al terreno natural las pendientes específicas en los planos de diseño del camino.
Superestructura:	Es el conjunto de elementos que componen el puente en su parte superior, entiéndase vigas principales, losa de rodadura, acera, diafragmas, postes y pasamanos.
Talud:	Es la 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.
Terracería:	Prisma de corte o terraplén, en el cual se construyen las partes de la carretera mostradas en la sección típica.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene en forma detallada, el procedimiento con el cual se desarrollaron los proyectos: Diseño del mejoramiento y rehabilitación del tramo carretero y dos puentes vehiculares para la comunidad San Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla.

En la fase de investigación se realizó la monográfica del lugar, la que muestra un cuadro general de las condiciones físicas, económicas y sociales de la población, así como un diagnóstico de las necesidades básicas e infraestructura.

La fase de servicio técnico profesional, incluye los diseños de los proyectos, basados en criterios técnicos, cálculos, planos y presupuestos correspondientes.

OBJETIVOS

Generales

- 1 Diseñar la rehabilitación y mejoramiento del tramo carretero de 1.93273 kilómetros y de dos puentes hacia la comunidad de San Vicente El Baúl, municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla.
- 2 Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la comunidad San Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla.
- 3 Capacitar a los miembros del COCODE de San Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla, sobre el mantenimiento de la carretera y de los puentes.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación, contiene el diseño de dos proyectos para la comunidad de San Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla.

En la comunidad de San Vicente El Baúl, existe un camino en malas condiciones de 1.932 kilómetros. Tiene su inicio sobre la carretera que conduce hacia el municipio de Guanagazapa y es de terracería. Atraviesa dos ríos y es susceptible en esos puntos a crecidas, imposibilitando el tránsito tanto de personas, como de cualquier vehículo motorizado, por lo que se propone el diseño del mejoramiento del tramo carretero, para que les genere comercio, transporte y ante todo les reactive la economía.

Así también se propone el diseño de dos puentes vehiculares, de concreto reforzado.

En la primera parte, se presenta la investigación monográfica de la comunidad de San Vicente El Baúl, la cual contiene la situación geográfica, social y económica, así como un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura

La segunda parte, contiene el diseño del mejoramiento y rehabilitación del tramo carretero y dos puentes vehiculares, Adjuntando los diferentes criterios, normas y cálculos, que dan por resultado la elaboración de los planos y presupuesto de cada uno de los diseños.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la comunidad San Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla

1.1.1. Aspectos generales

El nombre de la comunidad lo adoptaron de lo que era antiguamente la finca San Vicente El Baúl, que estaba localizada en ese lugar. La comunidad está integrada por repatriados, que retornaron a nuestro país, luego de la firma de los acuerdos de paz, firme y duradera. Para que estas personas se reintegraran, social, económica y políticamente; el Estado de Guatemala les proporcionó, tierras y herramientas para que las hagan producir y vivan en ellas. La mayoría de sus integrantes son originarias de: Huehuetenango y Quiché.

Como ellos mismo afirman, desde que el gobierno les dio las tierras, se olvidaron de ellos; todo lo que han logrado es por esfuerzo mutuo y el apoyo de otras instituciones. Para que todas las acciones que ellos hagan tengan validez jurídica, se organizaron en Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODE), a través del cual, canalizan todos sus proyectos.

1.1.2. Ubicación geográfica

Colinda al norte con Hacienda Las Vegas, Guanagazapa, Escuintla; al este con Haciendas La Selva y Sabana Grande, Guanagazapa, Escuintla; Al

sur con Hacienda El Amatillo, Guanagazapa, Escuintla; al oeste con Hacienda Las Vegas y Amatillo, Guanagazapa, Escuintla. Se puede ingresar por dos lugares: 1). Por la ruta departamental 14 (RD-14), localizada sobre la Ruta Centroamericana dos (CA-2) y 2) Camino de terracería sobre la Ruta Centroamericana dos (CA-2), localizada en el kilómetro 77.5

1.1.3. Situación demográfica

Existen actualmente 80 viviendas, con un total de 480 personas entre adultos, jóvenes y niños. Hay aproximadamente 72 niños en edad escolar, de éstos son 35 niños y 37 niñas. Hay 408 personas adultas, de las cuales el 45% (184) trabaja en las fincas aledañas, 40% (163) en el área y 15% (61) son adultos mayores. Todas las viviendas son de block , con techo de lámina y piso de cemento.

1.1.4. Aspectos económicos y actividades productivas

Básicamente se dedican al cultivo del maíz, frijol y legumbres.

1.1.5. Actividad agropecuaria y uso de la tierra

No poseen ganado y el uso de la tierra es básicamente para siembra y vivienda..

1.1.6. Comercio y servicios

Los únicos comercios que existen son dos tiendas al menudeo; para adquirir otra clase de productos, se tienen que dirigir hacia el municipio de Guanagazapa o el departamento de Escuintla.

Posee un puesto de salud, centro comunal, tres edificios escolares de nivel preprimario y primario, agua potable; y algunas casas tienen sistema de luz solar. También teléfonos comunales, no tienen luz eléctrica.

1.1.7. Industria y artesanías

No posee ninguna clase de industria y artesanía.

1.1.8. Infraestructura económica y servicios de apoyo

Todas las actividades económicas, se llevan a cabo en la cabecera departamental cuando el monto a tratar es muy alto. No poseen agencias bancarias. Solamente el puesto de salud existe como servicio de apoyo en el municipio; ya que en la comunidad existe la infraestructura pero no hay personal asignado, y los que atienden eventualmente, son instituciones que organizan jornadas médicas. Las viviendas son de block con techo de lámina y piso de cemento; y además funciona una iglesia católica.

1.1.9. Comunicaciones

No hay teléfonos de línea, solamente dos teléfonos comunales del tipo celular.

1.1.10. Turismo

No existen sitios turísticos.

1.1.11. Educación

Posee dos escuelas de nivel primario, y una de nivel preprimario, la educación básica se imparte en la cabecera departamental.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

De acuerdo al diagnóstico practicado, y las entrevistas sostenidas con los miembros de la directiva del COCODE, se determinó que las necesidades mas urgentes son las siguientes:

1. Ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable.
2. Alcantarillado sanitario.
3. Luz eléctrica y sistema de alumbrado público.
4. Sistema de miniriego.
5. Mejoramiento del camino existente.
6. Puentes vehiculares.

1.2.1. Descripción de las necesidades

- 1 Ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable. Actualmente poseen un sistema de agua potable, sin ningún tratamiento, la cual la traen desde un nacimiento y la distribuyen por medio de cinco (5) chorros públicos o llenacántaros, ubicados cada 300 metros uno del otro. Este sistema es insuficiente y no cubre a toda la población.
- 2 Alcantarillado sanitarios. Las viviendas poseen letrinas -pozos ciegos-, y con el fin de mejorar su calidad de vida, es necesario un sistema de evacuación de las aguas negras.

- 3 Luz eléctrica y sistema de alumbrado público. No hay energía eléctrica; sólo unas cuantas viviendas poseen paneles solares (2 familias).
- 4 Sistema de miniriego. Con el propósito de mejorar la situación económica y de producción, se requiere de un sistema de miniriego para diversificar los cultivos.
- 5 Mejoramiento del camino existente. La carretera que comunica a la comunidad es de terracería, la que se encuentra en malas condiciones y en época de invierno no se puede transitar en ella.
- 6 Puentes vehiculares. Para darle continuidad al camino de terracería hay que construir dos puentes vehiculares.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Las necesidades más inmediatas en orden de prioridad son las siguientes:

- 1 Rehabilitación y mejoramiento del tramo carretero hacia la comunidad de San –Vicente El Baúl, Guanagazapa, Escuintla.
- 2 Puentes vehiculares.
- 3 Ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable.
- 4 Luz eléctrica y sistema de alumbrado público.
- 5 Sistema de miniriego.
- 6 Alcantarillado sanitario.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del mejoramiento carretero hacia la comunidad de San Vicente El Baúl, municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño del mejoramiento y rehabilitación del camino de terracería que conduce hacia la comunidad San Vicente El Baúl, del Municipio de Guanagazapa, departamento de Escuintla; el cual tiene una longitud de 1.93273 kilómetros, con una sección típica G, con las siguientes características: ancho de calzada de 5.50 metros, ancho de terracería de corte de 7.50 metros, ancho de terracería de relleno de 6.50 metros. Con un bombeo del 3% y 0.15 metros de carpeta de rodadura.

2.1.2. Levantamiento topográfico

2.1.2.1. Planimetría

Se estableció un norte arbitrario en el punto de salida, el método de levantamiento fue el de deflexiones simples; con estacionamientos a cada 20 metros, con este levantamiento se localizó la línea central de la carretera. Se utilizó el equipo siguiente:

Teodolito marca Wild T 16
Estadal

Cinta de 30 metros
Estacas y almadana

2.1.2.2. Altimetría

El método utilizado fue el de nivelación simple con estacionamientos a cada veinte metros, el equipo utilizado fue:

- △ Nivel marca Sokkia
- △ Estadal

2.1.2.3. Secciones transversales

Se midieron a cada 20 metros con un ancho de 10 metros (5 por lado) con sus respectivas lecturas de nivel.

2.1.3. Cálculo topográfico

2.1.3.1. Planimétrico

El cálculo consistió en determinar las coordenadas totales de cada estación, para el efecto se aplicó el software SOFTDESK 8 de AUTOCAD R 14. Ver tabla número I

2.1.3.2. Altimétrico

En este caso se determinaron las cotas de cada una de las estaciones localizada en la planimetría. Estos cálculos se realizaron con la ayuda de una hoja electrónica, los datos calculados se presentan en la tabla número II.

2.1.3.3. Secciones transversales

Haciendo uso de una hoja electrónica, y con la información del perfil de la línea central, se calcularon las cotas de cada sección transversal, ver tabla número III.

Tabla I Cálculos de la libreta topográfica de la línea central.

ESTACIÓN	PUNTO OBSERVADO	DISTANCIA	AZIMUT			Az	Δ	xp	yp	XT	YT
			GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS						
0	1	83.40	202	21	0.00	202.35		-31.71	-77.13	-31.71	-77.13
1	2	61.71	212	58	0.00	212.97	10.62	-33.58	-51.77	-65.29	-128.91
2	3	297.64	170	45	0.00	170.75	-42.22	47.84	-293.77	-17.45	-422.68
3	4	107.43	140	3	0.00	140.05	-30.70	68.98	-82.36	51.53	-505.03
4	5	78.89	162	31	0.00	162.52	22.47	23.70	-75.25	75.23	-580.28
5	6	55.64	174	2	18.00	174.04	11.52	5.78	-55.34	81.01	-635.62
6	7	69.04	160	13	12.00	160.22	-13.82	23.36	-64.97	104.38	-700.59
7	8	67.07	216	38	54.00	216.65	56.43	-40.03	-53.81	64.34	-754.40
8	9	84.62	215	19	24.00	215.32	-1.32	-48.93	-69.04	15.42	-823.44
9	10	107.41	203	5	12.00	203.09	-12.24	-42.12	-98.81	-26.70	-922.25
10	11	41.25	152	39	30.00	152.66	-50.43	18.95	-36.64	-7.76	-958.89
11	12	44.30	163	36	30.00	163.61	10.95	12.50	-42.50	4.75	-1001.39
12	13	43.61	194	47	48.00	194.80	31.19	-11.14	-42.16	-6.39	-1043.55
13	14	86.78	168	21	6.00	168.35	-26.45	17.52	-84.99	11.13	-1128.54
14	15	124.42	208	23	30.00	208.39	40.04	-59.16	-109.45	-48.03	-1238.00
15	16	119.71	117	51	18.00	117.86	-90.54	105.84	-55.93	57.81	-1293.93
16	17	88.84	133	31	48.00	133.53	15.68	64.41	-61.19	122.22	-1355.12
17	18	33.43	116	14	18.00	116.24	-17.29	29.99	-14.78	152.20	-1369.90
18	19	33.60	182	23	42.00	182.40	66.16	-1.40	-33.57	150.80	-1403.47
19	20	74.07	206	37	12.00	206.62	24.23	-33.19	-66.22	117.61	-1469.69
20	21	91.22	154	31	0.00	154.52	-52.10	39.25	-82.35	156.86	-1552.03
21	22	89.15	157	59	12.00	157.99	3.47	33.42	-82.65	190.27	-1634.68
22	23	69.80	163	22	0.00	163.37	5.38	19.98	-66.88	210.25	-1701.56

Tabla II Libreta de perfil calculada.

Estación	Elevación	Estación	Elevación	Estación	Elevación	Estación	Elevación	Estación	Elevación
0+000	99.890	0+400	83.050	0+800	79.690	1+200	72.560	1+600	68.350
0+020	99.310	0+420	82.900	0+820	79.320	1+220	72.360	1+620	69.440
0+040	98.830	0+440	82.750	0+840	78.470	1+240	71.860	1+640	71.070
0+060	98.530	0+460	82.500	0+860	77.040	1+260	70.940	1+660	72.770
0+080	98.260	0+480	82.330	0+880	76.450	1+280	70.240	1+680	74.090
0+100	98.430	0+500	82.100	0+900	75.850	1+300	69.960	1+700	75.210
0+120	98.050	0+520	81.900	0+920	75.230	1+320	69.500	1+720	75.800
0+140	95.790	0+540	81.790	0+940	74.630	1+340	68.580	1+740	75.520
0+160	92.890	0+560	81.690	0+960	74.290	1+360	67.940	1+760	75.190
0+180	89.850	0+580	81.590	0+980	74.020	1+380	70.020	1+780	74.980
0+200	87.960	0+600	81.540	1+000	73.700	1+400	70.100	1+800	74.820
0+220	86.700	0+620	81.430	1+020	72.720	1+420	70.130	1+820	74.900
0+240	85.920	0+640	81.420	1+040	73.850	1+440	70.150	1+840	75.030
0+260	85.310	0+660	81.380	1+060	73.960	1+460	70.170	1+860	75.230
0+280	84.900	0+680	81.220	1+080	73.760	1+480	70.040	1+880	75.660
0+300	84.430	0+700	81.060	1+100	73.880	1+500	70.240	1+900	76.140
0+320	84.270	0+720	81.000	1+120	73.650	1+520	70.590	1+920	76.840
0+340	84.010	0+740	80.840	1+140	73.250	1+540	70.260	1+932.733	77.395
0+360	83.430	0+760	80.500	1+160	73.030	1+560	69.100	$Elev_2 = \frac{(Est_2 - Est_1)}{100} \times p + Elev_1$	
0+380	83.240	0+780	80.040	1+180	72.830	1+580	68.220		

Tabla III Secciones transversales calculadas

00+000.00	99.89			00+180.00	89.85			00+380.00	83.2		
	DIST.	NIVEL	COTA		DIST.	NIVEL	COTA		DIST.	NIVEL	COTA
99.89	-5.00	0.144	100.034	89.85	-5.00	-0.261	89.589	83.24	-5.00	-0.261	82.979
99.89	-3.12	0.133	100.023	89.85	-1.84	-0.115	89.735	83.24	-1.84	-0.962	82.278
99.89	-1.17	0.184	100.074	89.85	0.00	0.000	89.850	83.24	0.00	0.000	83.240
99.89	0.00	0.000	99.890	89.85	5.00	-0.301	89.549	83.24	5.00	-0.301	82.939
99.89	1.21	-13.30	86.590	00+200.00	87.96			00+400.00	83.1		
99.89	2.48	-9.300	90.590		DIST.	NIVEL	COTA		DIST.	NIVEL	COTA
99.89	3.38	-7.900	91.990	87.96	-5.00	-0.261	87.699	83.05	-5.00	-0.261	82.789
99.89	5.00	-4.700	95.190	87.96	0.00	0.000	87.960	83.05	0.00	0.000	83.050
00+020.00	99.31			87.96	1.84	-0.111	87.849	83.05	1.84	-0.111	82.939
	DIST.	NIVEL	COTA	87.96	5.00	-0.301	87.659	83.05	5.00	-0.301	82.749
99.31	-5.00	-0.222	99.088	00+220.00	86.7			00+420.00	82.9		
99.31	0.00	0.000	99.310		DIST.	NIVEL	COTA		DIST.	NIVEL	COTA
99.31	1.34	-0.105	99.205	86.70	-5.00	-0.261	86.439	82.90	-5.00	-0.261	82.639
99.31	5.00	-0.392	98.918	86.70	-1.84	-0.096	86.604	82.90	-1.84	-0.096	82.804
00+040.00	98.83			86.70	0.00	0.000	86.700	82.90	0.00	0.000	82.900
	DIST.	NIVEL	COTA	86.70	5.00	-0.301	86.399	82.90	5.00	-0.313	82.587
98.83	-5.00	-0.223	98.607	00+240.00	85.92			00+440.00	82.8		
98.83	-1.34	-0.059	98.771		DIST.	NIVEL	COTA		DIST.	NIVEL	COTA
98.83	0.00	0.000	98.830	85.92	-5.00	0.261	86.181	82.75	-5.00	-0.214	82.536
98.83	5.00	-0.392	98.438	85.92	0.00	0.000	85.920	82.75	-2.70	-0.115	82.635
00+060.00	98.53			85.92	1.84	-0.111	85.809	82.75	0.00	0.000	82.750
	DIST.	NIVEL	COTA	85.92	5.00	-0.301	85.619	82.75	1.65	0.069	82.819
98.53	-5.00	0.223	98.753	00+260.00	85.31			82.75	5.00	-0.134	82.616
98.53	-1.34	0.060	98.590		DIST.	NIVEL	COTA	00+460.00	82.5		
98.53	0.00	0.000	98.530	85.31	-5.00	-0.261	85.049		DIST.	NIVEL	COTA
98.53	5.00	0.392	98.922	85.31	-1.84	-0.096	85.214	82.50	-5.00	-0.312	82.188

2.1.4. Dibujo

En lo concerniente al dibujo, se aplicó el programa para diseño de carreteras, *softdesk8* de *Autocad R14*. De tal manera que se obtuvo el dibujo de localización de la línea central, perfil y secciones transversales. Ver planos en la sección de anexos.

2.1.5. Diseño de localización

En el proceso de diseño se deben tomar en cuenta aquellos puntos que se tienen que salvar, por existir en ellos tomas de agua, bebederos, canales existentes, casas, ríos a salvar y cualquier otra situación que pueda afectar al diseño de la carretera. A éstos se les conoce como puntos obligados. Los puntos obligados considerados importantes son los siguientes.

1. Drenaje mayor: Construcción de dos puentes para darle continuidad al camino, localizado en las estaciones 1+006.62 y 1+026.62 (río Platanares), 1+346.41 y 1+366.41 (río Asuchillo).
2. Drenaje menor: existe drenaje natural que baja de la montaña y cruza el camino en la estaciones 0+080, 1+590 y 1+804.854 (punto más bajo).

La sección típica para este terreno es la tipo G, que tiene un ancho de calzada de 5.50 metros, ancho de terracería en: corte de 7.50 metros y en relleno de 6.50 metros. Sobre la subrasante terminada se coloca la carpeta de rodadura. En este caso se colocará balasto, con un espesor mínimo de 15 centímetros.

2.1.5.1. Cálculo de elementos de curvas horizontales

Para el cálculo de los elementos de las curvas horizontales, se midió en campo la sub tangente y la deflexión. Para tal caso se utilizaron las ecuaciones siguientes:

Radio	Longitud de curva (Lc)	Sub-tangente (St)
$R = \frac{1145.9156}{G}$	$Lc = \frac{20 * \Delta}{G}$	$St = R * Tg\Delta/2$
Cuerda máxima (Cm)	External	Ordenada media
$Cm = 2 * R * SEN\Delta/2$	$E = R * SEC\Delta/2$	$M = R * (1 - COS\Delta/2)$

Ejemplo:

Se tiene la deflexión $\Delta_1 = 10^{\circ}37'0''$ y la external $E_1 = 0.56$ m

$$R = \frac{E}{\frac{Sec(\Delta/2) - 1}{Cos(\Delta/2)}} = \frac{E * Cos(\Delta/2)}{1 - Cos(\Delta/2)} = \frac{0.56 * Cos((10^{\circ}37')/2)}{1 - Cos((10^{\circ}37')/2)} = 130.01m$$

$$G = \frac{1145.9156}{R} = \frac{1145.9156}{130.01} = 8.81^{\circ}$$

$$S_t = R * Tan(\Delta/2) = 130.01 * Tan((10^{\circ}37')/2) = 12.08m$$

$$L_c = \frac{20 * \Delta}{G} = \frac{20 * 10^{\circ}37'}{8.81^{\circ}} = 24.09m$$

$$C_m = 2 * R * Seno(\Delta/2) = 2 * 130.01 * Sen(10^{\circ}37'/2) = 24.06m$$

$$M = R * (1 - \text{Cos}(\Delta/2)) = 130.01 * (1 - \cos(10^\circ 37' / 2)) = 0.56$$

El programa que se utilizó necesita que se ingresen los datos de campo siguientes: subtangente y deflexión; obteniendo los resultados siguientes: radio, longitud de curva, grado de curva, cuerda máxima, externa y ordenada media.

2.1.5.2. Curvas verticales

La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de una pendiente a otra, pudiendo ser éstas circulares, parabólicas simples y cúbicas. Normalmente la que se utiliza es la parabólica simple.

La longitud mínima de la curva vertical está en función de la diferencia algebraica de pendientes y la velocidad de diseño, para dejar la mejor visibilidad posible; llamándosele a ésta, visibilidad de parada. Para calcular estas curvas se utiliza la siguiente expresión:

$$L = k * A$$

Donde

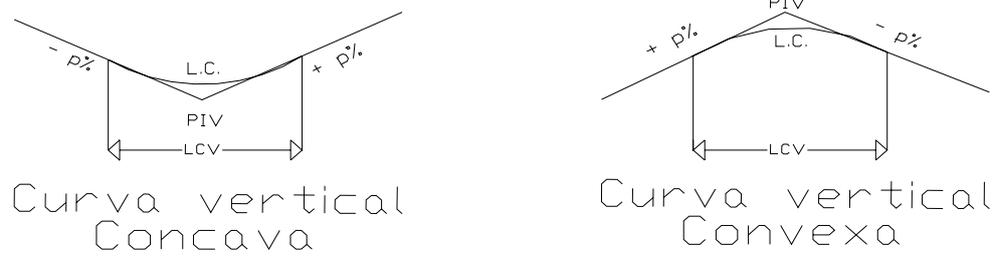
L = Longitud mínima de curva vertical (cóncava o convexa para la visibilidad)

K = Constante que depende de la velocidad de diseño

A = diferencia algebraica de pendientes

Las curvas verticales son cóncavas si la pendiente de la rasante va de negativa a positiva, o convexas si va de positiva a negativa.

Figura 1. Tipos de curvas verticales



Estos datos se calculan conjuntamente con la rasante, y el programa solicita la información siguiente: pendiente de entrada, pendiente de salida, velocidad de diseño para ese tramo y el valor de k, el cual se da en la siguiente tabulación.

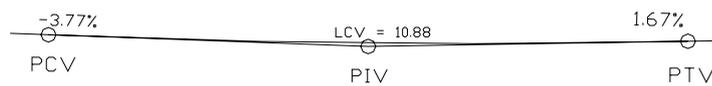
Tabla IV. Valores tabulados de K para curvas verticales

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

Ejemplo:

Se tienen las siguientes pendientes: entrada -3.77%, salida +1.67%, velocidad 20 Km/h. La curva vertical es cóncava; teniendo la velocidad de diseño y el tipo de curva, se busca el valor de K en la tabla V, que es igual a 2 y la diferencia de pendientes es $\Delta P = 5.44$ metros. Procesando la información, el valor de la longitud de curva vertical (LCV) es igual a $(2) \cdot (5.44\text{m}) = 10.88$ m.

Figura 2. Ejemplo de curva vertical



2.1.6. Movimiento de tierra

2.1.6.1. Cálculo de subrasante

Son las operaciones que se realizan en una hoja electrónica, para determinar la elevación de cada estación, con el fin de proceder a realizar el replanteo en el campo. Previamente se diseñó la subrasante, sobre el perfil del terreno donde se consideró la sección típica, pendiente y velocidad de diseño. Al finalizar el diseño de la subrasante y el cálculo de los puntos de intersección vertical (PIV), se efectuaron los cálculos de las curvas verticales, calculando su ordenada media, el punto de inicio de curva vertical (PVC) y el punto de finalización de curva vertical (PVT). El cálculo de la subrasante debe tener las siguientes columnas: Estación, velocidad, subrasante, subrasante corregida, anchos y cotas de subrasante.

2.1.6.2. Corrección por curva vertical a subrasante

Para efectuar correctamente el cálculo de la subrasante, se debe realizar las correcciones por curvas verticales, y los datos obtenidos se anotan en la casilla correspondiente de la hoja electrónica. La corrección de la curva vertical a subrasante se efectúa por medio de las siguientes fórmulas que están basadas en las propiedades de la parábola.

$$OM = \frac{P_2 - P_1}{800} * LCV$$

$$D = (Est(PI) - Est(i)) - \frac{LCV}{2}$$

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

Donde:

OM = corrección máxima para cada curva vertical (ordenada máxima)

P2 = Pendiente de salida (con su signo)

P1 = Pendiente de entrada (con su signo)

Y = corrección para un punto cualquiera.

En el programa utilizado se realiza todo esto de forma automática, pero para tener una mejor visualización de este tema, se realiza el siguiente ejemplo. Se tiene una pendiente de entrada de -1.21 % en la estación 1+220 y una pendiente de salida de -5.34% en la estación 1+272, una longitud de curva de 52 m.

$$OM = \left(\frac{-5.34 - (-1.21)}{800} \right) * (52)$$

$$OM = -0.26845$$

$$D = (1 + 245.019 - 1 + 220) - \frac{52}{2}$$

$$D = -0.981 - \text{metros}$$

$$Y = \frac{-0.26845}{\left[\frac{(52)^2}{2} \right]} \times (-0.981)^2$$

$$Y = -0.000191 \quad - \text{ metros}$$

Tabla V. Segmento de resultados del cálculo de la curva vertical.

ESTACIÓN	D	Y	OM	LCV2	Cota	Rasante
1+220.00	-0.98	-0.000191			72.99	72.989809
1+240.00	-20.98	-0.087			72.75	72.663
1+245.02	-26.00	-0.134225	-0.26845	52	72.69	72.555775
1+260.00	-40.98	-0.33			71.89	71.56
1+270.00	-50.98	-0.516			71.3	70.784
1+272.00	-52.98	-0.557			70.84	70.283

2.1.6.3. Cálculo de áreas y secciones transversales método analítico

Consiste en la obtención de las coordenadas totales de la estación de la línea central; conocidas las distancias de los diferentes puntos a los lados de la sección y su correspondiente elevación, se suma o resta estas coordenadas totales. Conocidas todas las coordenadas, se calcula el área por el método de determinantes. El volumen entre estaciones, es el promedio de las áreas multiplicadas por la distancia de paso (d_p); calculando la $d_p = (C \times d) / (C + R)$, donde C es el corte; R es el relleno y d es la distancia entre estaciones. En el *Software* utilizado para el diseño de carreteras, esto lo realiza de forma inmediata.

2.1.6.4. Cálculo de movimiento de tierras

Para obtener el cálculo de movimiento de tierras es necesario contar con la siguiente información:

- Áreas de las secciones transversales
- Volúmenes entre dos estaciones

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

Donde A_1 y A_2 se refieren a las áreas de las secciones transversales en estudio y d es la distancia entre secciones transversales.

➤ Cálculo de la distancia de paso

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

Donde C y R se refieren a los volúmenes de corte y de relleno.

➤ Cálculo de volúmenes de corte y relleno

$$V_c = \frac{(AC_1 + AC_2)^2}{2(AC_1 + AC_2 + AR_1 + AR_2)} * D \quad V_R = \frac{(AR_1 + AR_2)^2}{2(AC_1 + AC_2 + AR_1 + AR_2)} * D$$

Donde AC y AR son las áreas de corte y de relleno respectivamente.

El software utilizado genera ésta información de forma automática y se presenta de forma completa en la sección de anexos.

2.1.7. Carpeta de rodadura

El material utilizado en esta capa es el que conoce como balasto, el cual debe tener las siguientes características: peso unitario de 80 lb/pie cúbico (1282 Kg/metro cúbico), el tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa, y en ningún caso debe ser mayor de 10 centímetros. La porción del balasto retenida en el tamiz No. 4, debe estar comprendida entre el 70 y el 30% en peso, debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60, determinado por el método AASHTO T 96; la porción que pase el tamiz 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 T90; y la que pase el tamiz No. 200 no debe exceder de 25% en peso, determinado

por el método AASHTO T 11. Se debe compactar como mínimo al 90% de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180, la compactación se comprobará en el campo, cada 300 metros de longitud de cada capa, de preferencia mediante el método AASHTO T191.

2.1.8. Banco de material de balasto

El banco de material de balasto se localizó dentro de casco urbano de la comunidad de San Vicente El Baúl, el cuál presentó las características siguientes: agregado grueso con buena dureza, es una combinación adecuada de arcilla, limo y arena, el cuál se consideró como buen material para carpeta de rodadura.

2.1.9. Drenajes

Toda carretera debe contar con obras accesorias que tiendan a eliminar la acumulación del agua en su superficie, lo cual le proporcionará más vida útil. Se proporcionaran drenajes longitudinales (cunetas), transversales (tuberías) como obras de drenaje menor y dos puentes vehiculares como drenaje mayor.

2.1.9.1. Localización de drenajes

Las obras de drenaje mayor se localizan en las estaciones 1+006.62 y 1+026.62 que pasa sobre el río Platanares y en 1+346.41 a 1+366.41 que pasa sobre el río Asuchillo. La colocación de tubería, será necesaria en la estación 0+082.42, 1+589.90 y 1+804.854.

2.1.9.2. Cálculo de áreas de descarga por el método racional

Para el diseño hidráulico de las obras de drenaje es necesario contar con la siguiente información 1) caudal de diseño en m³/seg.; 2) área drenada de la cuenca en hectáreas; 3) intensidad de lluvia en MM/Hora. Este dato será proporcionado por el INSIVUMEH conjuntamente con los valores a y b. La fórmula a usar es la siguiente:

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

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

$$t = \left[\frac{0.886c * L^3}{H} \right]^{0.385} * 60$$

$$v = \frac{1}{N} R^{2/3} S^{1/2}$$

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

$$A = \frac{\pi D^2}{4} (\text{tub.circular})$$

$$R = \frac{D}{4} (\text{tub.circular})$$

coeficiente – rugosidad – N

concreto

0.013 ϕ > 24"

0.015 ϕ < 24"

Ejemplo:

Los datos obtenidos en el campo son: Área de la cuenca = 5.51 Ha, longitud de la tubería = 10 metros , diferencia de nivel: 1.2 metros, pendiente: 15%, coeficiente de escorrentía: 0.8 y un coeficiente de rugosidad: 0.015. Los datos obtenidos para el cálculo de la intensidad de lluvia son: a = 8537 y el de b = 48.56. Realizar los siguientes cálculos:

1) Tiempo de concentración (t):

$$t = \left(\frac{0.886 * L^3}{H} \right)^{0.385} * 60 = 0.018299 \text{ min}$$

2) Intensidad de lluvia

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

$$I = 175.73690$$

3) Caudal

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

$$Q = 2.1518 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4) Calcular el diámetro de la tubería (d)

$$d = \left[\frac{4^{\frac{5}{3}} \times Q \times n}{\pi \times S^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

$$d = 00.6097 \text{ metros} = 24.0071 \text{ pulgadas}$$

2.1.10. Elaboración de planos

Los planos elaborados son los siguientes:

1. Plano de planta perfil (3hojas).
2. Plano de secciones transversales (3 hojas).
3. Plano de detalles y sección típica.

2.1.11. Elaboración del presupuesto

Para la elaboración del presupuesto, se tomó en cuenta la disponibilidad de los materiales y maquinaria en el departamento; y la mano de obra no calificada, de la comunidad San Vicente El Baúl. Se calcularon por renglón, los imprevistos, indirectos y las utilidades; con los valores que están consignados en tabla correspondiente.

Tabla VI. Presupuesto de tramo carretero

PRESUPUESTO				
PROYECTO REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL TRAMO CARRETERO HACIA LA COMUNIDAD DE SAN VICENTE EL BAÚL, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA.				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1. MOVIMIENTO DE TIERRAS				
Limpia, chapeo y destronque	Ha	1.34	Q 2,486.92	Q 3,332.47
Excavación material no clasificado desperdicio (corte)	m ³	1,602.49	Q 24.84	Q 39,800.19
Excavación de material no clasificado para préstamo (relleno)	m ³	3,833.19	Q 40.65	Q 155,816.17
Excavación estructural para alcantarillas	m ³	55.15	Q 95.48	Q 5,265.41
Conformación de la Subrasante existente	Km.	1.93	Q 29,960.86	Q 57,906.25
Capa de balasto	m ³	1,594.50	Q 30.37	Q 48,427.08
Acarreo de balasto	m ³ - km	5,491.93	Q 50.06	Q 274,924.26
2. ESTRUCTURAS DE DRENAJE				
Alcantarillas de metal de 30"	ml	30.00	Q 1,006.23	Q 30,186.78
Cajas y cabezales para alcantarillas de concreto ciclópeo	m ³	24.48	Q 1,031.91	Q 25,261.16
TOTAL DE LA CARRETERA A SAN VICENTE GUANAGAZAPA				Q 640,919.77

El costo total incluye imprevistos (15%), costo indirectos (20%) y utilidades (20%)

3 DISEÑO DE PUENTES VEHICULARES HACIA LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA.

3.1. Levantamiento topográfico

3.1.1. Planimetría

Se localizó y alineó el puente con el eje central de la carretera y la sección del río, aplicando para el efecto el método de conservación de azimut.

3.1.2. Altimetría

Se realizó este levantamiento 50 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo, en el punto de localización de cada puente. Se obtuvo el perfil del eje central de los ríos y sus secciones transversales correspondientes a cada 10 metros de distancia, se aplicó el método de levantamiento de nivelación simple. Ver planos en la sección de anexos.

3.2. Evaluación de la calidad del suelo

La forma como se evaluó la calidad del suelo consistió básicamente en la determinación de la cota de cimentación de los estribos de los puentes realizando para ello excavaciones de pozos a cielo abierto de 1.50 metros de diámetro por 1.50 metros de profundidad. Como consecuencia de esta

exploración se encontró una capa de suelo firme (roca y arena de río) a una profundidad de 1.50 metros, el suelo está formado por una mezcla de arcilla y arena con grava.

3.3. Cálculo del caudal máximo para diseño

No existe registro alguno sobre las precipitaciones de la región; ya que no hay estación meteorológica cercana. Para este caso se propone utilizar el método sección pendiente, que aunque es un método empírico se obtienen resultados bastante aceptables. Este método surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos donde prácticamente no se tiene los números de datos suficientes para efectuar un cálculo confiable y con un buen margen de seguridad, sin poner en peligro vidas humanas ni aumentar excesivamente los costos de ingeniería civil.

Para la determinación de crecidas por este método, es necesario conocer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado; lográndose esto por uno o varios de los siguientes procedimientos:

1. Buscar señales que dejan las crecidas (árboles, piedras, en terrenos aledaños que estén a un nivel más alto que el que está en estudio).
2. Preguntar a los habitantes del lugar.
3. Buscar en archivos o crónicas locales.

El río Platanares tiene un nivel máximo de 1.00 mts, y la extraordinaria de 1.50 mts (MITCH) y para el río Asuchillo de 0.80 y la extraordinaria de 1.30 mts (MITCH); para el diseño se tomó la altura máxima de crecida de 1.50 mts en

promedio, se adicionará 2 mts para el arrastre que tenga el río en algún momento de precipitación.

3.3.1. Método sección pendiente

1. Determinar alturas de crecidas
2. De la sección de la corriente se obtiene el valor del área y el perímetro mojado.
3. Calcular la pendiente del río.

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente, en la misma forma como se hace en aforos, para obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V \times A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente, se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

De donde:

V= velocidad en m/seg.

R = radio hidráulico = área / perímetro mojado

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Cálculo de la pendiente

Para determinar la pendiente de cada uno de los ríos, se hizo uso del nivel de manguera en el sector más representativo cercano al puente, en una longitud de 5 metros.

Tabla VII. Equipo

1	Manguera transparente
1	Cinta métrica de 30 metros
1	Almádana
2	Estacas de madera

De los datos obtenidos en el campo son los siguientes:

- 1 Pendiente para determinar el caudal máximo para el diseño del puente sobre el río Platanares. Pendiente= 5 %
- 2 Pendiente para determinar el caudal máximo para el diseño del puente, sobre el río Asuchillo. Pendiente=4.11%

Cálculo del área de la sección de la corriente

El valor del área "A" de la sección de la corriente se obtiene a partir de la altura máxima.

- 1 Área de la sección transversal para el diseño del puente sobre el río Platanares. Área =34.2264 m²

- 2 Área de la sección transversal para el diseño del puente sobre el río Asuchillo. Área = 50.28 m²

Cálculo de los caudales máximos

Para el cálculo de los caudales, se hace uso de un coeficiente de escorrentía de 0.13, tomando en cuenta el tipo de terreno.

1. Cálculo del caudal máximo para el diseño del puente sobre el río Platanares.

Datos:

$$\text{Área} = 34.2264 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 27.0436 \text{ m.}$$

$$\text{Pendiente} = 5 \%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.13$$

Cálculos:

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

$$R = \frac{A}{P} = \frac{34.2264}{27.0436} = 1.265$$

$$V = \frac{1}{0.13} (1.265)^{\frac{2}{3}} (0.05)^{\frac{1}{2}} = 2.0119 \frac{m}{s}$$

$$Q = V * A = 2.0119 * 34.2264 = 68.86 \frac{m^3}{s}$$

El cálculo de la altura total del puente, medido desde el centro del río hasta la viga principal

$$Q = V * L * H$$

$$H = \frac{Q}{LH} = \frac{68.86}{2.0119 * 15.96} = 2.10m$$

2. Cálculo del caudal máximo para el diseño del puente sobre el río Asuchillo.

Datos:

$$\text{Área} = 50.28 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 42.432 \text{ m.}$$

$$\text{Pendiente} = 4.11 \%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.13$$

Cálculos:

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

$$R = \frac{A}{P} = \frac{50.28}{42.43} = 1.185$$

$$V = \frac{1}{0.13} (1.185)^{\frac{2}{3}} (0.0411)^{\frac{1}{2}} = 1.746 \frac{m}{s}$$

$$Q = V * A = 1.746 * 50.28 = 87.788 \frac{m^3}{s}$$

La altura máxima del centro del río a la viga.

$$Q = V * L * H$$
$$H = \frac{Q}{LV} = \frac{87.788}{16.3 * 1.746} = 3.08m$$

3.4. Diseño de puentes vehiculares

Se diseñan dos puentes vehiculares de concreto reforzado, con 4.66 metros de ancho y 20 metros de largo, de una vía, y soportaran una carga viva producida por un vehículo H15-44 (15,000 Lb).

El tipo de materiales, se resume de la siguiente forma:

En la superestructura se utilizó concreto clase 4000 PSI (281 Kg/cm²) y acero grado 40 (2800 Kg/cm²); con excepción de las vigas principales que se utilizó acero grado 60 (4200 Kg/cm²) y el mismo tipo de concreto.

En la sub estructura se utilizó concreto clase 3000 PSI (210 Kg/cm²) y acero grado 40 (2800 Kg/cm²) para la cortina y la viga de apoyo, los estribos se diseñaron con concreto ciclópeo clase 2500 PSI (175 Kg/cm²). Se asumió un valor soporte del suelo Vs, igual a 25,000 Kg/m².

3.4.1. Datos y especificaciones

Recubrimientos: AASHTO 8.22. Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: **8 cms para cimientos y muros, 5 cms para losas arriba y 2.5 cms abajo, 5 cms para columnas y vigas.**

Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, **15 diámetros de la barra o la luz/20.**

Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. ACI 318 (12.2, 12.3, 12.4, 12.5, 12.14, 12.15 Y 12.16) Se calculan en base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11; de tal modo que desarrollen un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

Ganchos: AASHTO 8.23.2.2, DGC 509.06 ACI 7.3, 7.1 Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados. Se deben seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

2.4.2. Diseño de la superestructura.

La superestructura está compuesta por los siguientes elementos : losa de rodadura, vigas principales, diafragmas, aceras, postes y barandal. Se detalla a continuación el análisis y diseño de cada uno de los elementos.

3.4.2.1. Diseño de losa

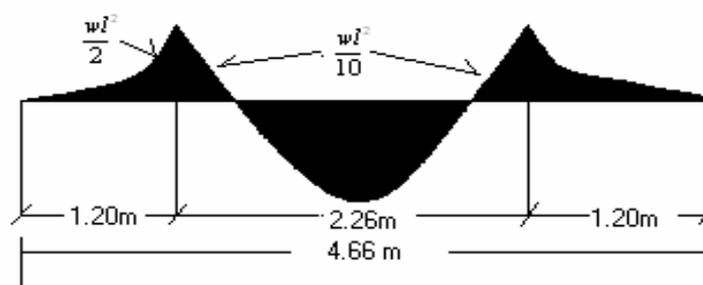
3.4.2.1.1. Cálculo de peralte

El espesor de losas para puentes de concreto reforzado va desde 15 cm. hasta 25 cm. máximo, según lo especifica AASHTO, (el refuerzo principal es perpendicular a la dirección del tránsito). Para este diseño se tomó un peralte de 15 cm. (0.49 pies).

3.4.2.1.2. Cálculo de momentos

Para el cálculo de los momentos hay que integrar cargas, tales como la carga muerta, carga viva y carga de impacto. Para una correcta aplicación es necesario contar con el modelo matemático. La separación entre vigas es $S = 2.26$ mts (7.415 pies) medido de centro a centro; hay que tomar en cuenta que los cálculos se realizan en el Sistema Inglés y posteriormente se realizará la conversión al Sistema Internacional.

Figura 3. Diagrama de momentos



Carga muerta

Integración de cargas

Se realizará según la expresión siguiente:

$$W_m = t * W_c (kg / m^2)$$

$$W_{LOSA} = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 1.0 \text{ m} = 360 \text{ Kg/m}$$

$$W_{BARANDAL} = 40 \text{ Kg/m}$$

$$W_{ASFALTO} = 2100 \text{ Kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1.0 \text{ m} = 105 \text{ Kg/m}$$

$$W_{CM} = 505 \text{ Kg/m}$$

Momentos por carga muerta

Losa entre vigas

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times S^2}{10} (Kg - m)$$

$$M_{CM} = \frac{505 * 2.26^2}{10} = 257.93 \text{ Kg - m}$$

10

Losa en voladizo

$$M_{VOLADIZO}^{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{2} (Kg - m)$$

$$M_{VOLADIZO}^{CM} = \frac{505 \cdot 1.20^2}{2} = 363.60 \text{ Kg} - \text{m}$$

De los momentos realizados, tomar el que tenga el mayor valor; así que para diseñar por carga muerta se tendrá el momento $M_{CM} = 363.60 \text{ kg} - \text{m}$

Momento por carga viva

Es causado por las carga de los diferentes vehículos que circularán sobre el mismo, escogiéndose para el diseño el vehículo tipo h-15, el cual produce en las llantas del eje delantero una carga de 1,360.80 Kg. (3,000 lb.) y en las llantas del eje trasero una carga de 5,443.20 Kg. (12,000 Lb.); tomándose para el diseño , la carga del eje mas pesado:

$$W_{eje-trasero}^{cv} = 5,443.20 \text{ Kg} (12,000 \text{ Lb})$$

El cálculo se realiza de acuerdo con la siguiente expresión dada en libras pie

$$M_{cv} = \left[\frac{0.8(S + 2)}{32} \right] P$$

$$M_{cv} = (0.8 \cdot (7.415 + 2) / 32) \cdot 12,000 = 2,824.50 \text{ lb.} - \text{Pie} = 382.63 \text{ Kg} - \text{m}$$

Carga por impacto (AASHTO 3.8.2.1)

Es el incremento que se le hace al momento producido por la carga viva y tiene que ser igual o menor que el 30 %. El cálculo se realiza con la siguiente expresión:

$$I_{\text{impacto}} = \frac{15.24}{S + 38} \leq 30\%$$

IMPACTO = 0.33 > 0.3 Si el cálculo realizado excede de 0.3 se toma este último valor.

$$W_{\text{impacto}} = W_{CV} * I$$

$$M_{\text{IMPACTO}} = 382.63 * 0.3 = 114.79 \text{ Kg - m}$$

Momento último (AASHTO 1.2.22)

La expresión que integra los momentos para dar el momento último es:

$$M_U = 1.3 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} + M_{\text{IMPACTO}}) \right]$$

$$M_U = 1.3 * (363.60 + 5/3 * (382.63 + 114.79)) = 1,550.42 \text{ Kg - m}$$

3.4.2.1.3. Cálculo del refuerzo

Acero transversal cama inferior

Para el cálculo del acero de refuerzo, se tienen los siguientes datos:

$$M_U = 1,550.42 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$F'_c = 281 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \text{ (concreto clase 4000 PSI)}$$

$$F_y = 2,800 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \text{ (acero grado 40)}$$

$$b = 100 \text{ cm} \text{ (Ancho unitario)}$$

$$t = 15 \text{ cm} \text{ (Espesor de losa)}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

Se realizan los cálculos con las siguientes expresiones:

1) Para el cálculo del área de acero

$$M = \phi A_s F_y \left[d - \frac{A_s F_y}{1.7 f'_c b} \right]$$

2) Se obtiene la ecuación cuadrática de la forma

$$a A_s^2 + b A_s + c = 0$$

3) La solución de ésta ecuación es

$$A_s = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

4) Calcular el área de acero mínimo y acero máximo:

$$A_{S \min} = \frac{14.1}{F_y} bd$$

$$A_{S \max} = 0.5 \left[\frac{0.00255 \beta_d f'_c}{(\epsilon_Y + 0.003 F_Y)} \right] bd$$

Siempre y cuando cumpla con que el $\beta_d f'_c \leq 4000 \text{ psi}$ para que $\beta_d = 0.85$

5) si $A_s > A_{s \min}$ utilizar A_s

$A_s < A_{s \min}$ utilizar $A_{s \min}$

Siguiendo este procedimiento, se obtienen los siguientes resultados:

$$A_s = 5.04 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s \min} = 6.29 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s \max} = 31.092 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} \leq A_s < A_{s \max}$$

Como el acero calculado (A_s) es menor que el acero mínimo ($A_{s \min}$), se utilizará el acero mínimo ($A_{s \min} = 6.29 \text{ cm}^2$).

Proponiendo acero

Se propone utilizar acero número 3 (0.71 cm^2), para cama inferior transversal

$$\left. \begin{array}{l} A_s \rightarrow 100 \text{ cm} \\ A_{PROP} \rightarrow X \end{array} \right\} X = \frac{A_{PROP}}{A_s} \times 100$$

$$X = \frac{0.71}{6.29} \times 100 = 11.287 \text{ cm}$$

Colocar # 3 @ 11 CM

Acero transversal cama superior

Es el refuerzo por temperatura, para lo cual se utiliza la expresión siguiente:

$$A_s = 0.002bt$$

Donde:

b = base unitaria del elemento

t = espesor de la losa

$$A_s = 0.002 * 100 * 15 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Proponiendo acero:

$$X = \frac{0.71}{3.00} \times 100 = 23.66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{tomar } X = 23.00 \text{ cm}^2$$

Colocar # 3 @ 23 CM

Acero longitudinal cama superior e inferior

AASHTO recomienda que la siguiente ecuación no sobrepase el 67%

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

$$A_s = \frac{220}{\sqrt{7.415}} = 80.79 > 67\% \rightarrow \text{tomar } - \text{el } - 67\%$$

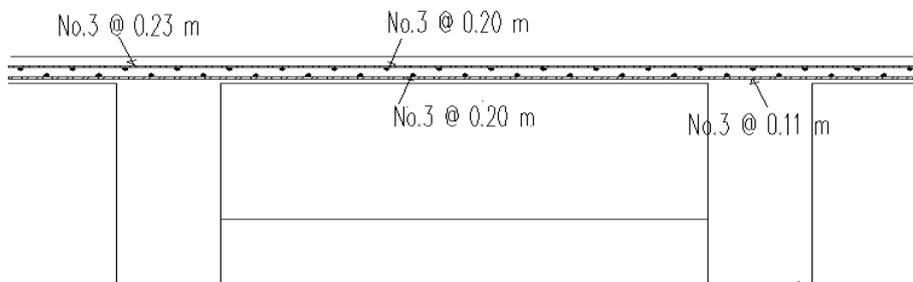
$$A_s = 5.04 * 67\% = 3.38 \text{ cm}^2$$

Proponiendo acero

$$X = \frac{0.71}{3.38} \times 100 = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{tomar } X = 20 \text{ cm}$$

Colocar # 3 @ 20 cm.

Figura 4. Sección de losa con distribución de refuerzo en sentido transversal y longitudinal



SECCIÓN DE LOSA CON DISTRIBUCIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN SENTIDO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

Diseño de barandal (poste y pasamanos)

Según AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas provocadas por los peatones; las cargas actuantes quedarán de la siguiente manera:

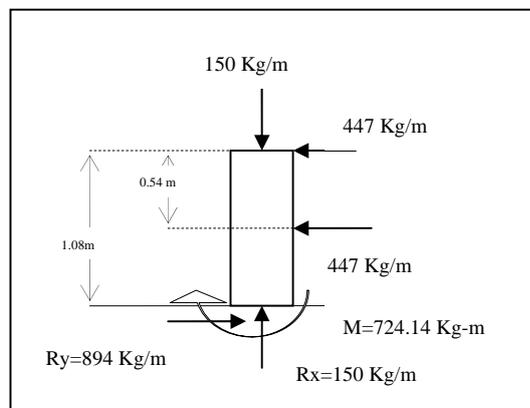
1. Carga vertical 150 Kg./m (100 lb./pie)
2. Carga horizontal 447 Kg./m (300 lb./pie)

Se tomarán de esta forma, ya que una persona recostada sobre la baranda provoca una carga inclinada que al descomponerse en sus proyecciones horizontal y vertical, da aproximadamente el estimado anteriormente descrito;

con lo cual el barandal se debe de diseñar a corte y flexión poniendo especial atención en la fijación, la que será el centro resistente a estas cargas.

Se diseñan barandales de tubo de HG y postes de concreto armado clase 3000 PSI.

Figura 5. Diagrama de cuerpo libre de un poste del barandal



BARANDAL

El barandal se diseñará como una viga continua, de metal adaptándose tubos de hierro galvanizado (HG) de diámetro de 3", tomando además para diseño la carga mayor de 447 Kg./m.(300 Lb. /pie).

Datos

$$\Phi_{\text{ext}} = 3.50''$$

$$\Phi_{\text{int}} = 3.068''$$

$$I = 3.017 \text{ pul}^2$$

$$C = \Phi_{\text{ext}} / 2 = 1.75''$$

$$S = I/C = 1.724 \text{ pul}^3$$

Resistencia del tubo

$$M = S \cdot f$$

Tomando $f = 2,000 \text{ Lb.l. pul}^2$

$$M = 1.724 \text{ pul}^3 \cdot 2,000 \text{ Lb l pul}^2 = 34480 \text{ Lb-Pulg} = 2,873.33 \text{ Lb – pie}$$

Para tramos continuos:

$$M = Wl^2 / 10$$

$$l = (10 \cdot 2873.33 / 300)^{1/2} = \mathbf{9.79 \text{ pie (2.98 m)}}$$

$$\mathbf{\# \text{ de tubos} = 65.62 \text{ pie} / 9.79 \text{ pie} = 6.70 \text{ tubos} \gg \mathbf{7 \text{ tubos}}}$$

Por tanto , se utilizarán tubos de hierro galvanizado de 3" de diámetro.

Postes

Las sección transversal de los poste es de 15 cm por 15 cm de concreto clase 3000 (210 kg/cm²) y acero grado 40 (2800 kg/cm²), colocados a una distancia de 2.835 metros uno del otro. Se colocará un refuerzo principal de 4 varillas número 3 y refuerzo transversal número 3 a cada 15 centímetros.

3.4.2.2. Diseño de vigas principales

3.4.2.2.1. Cálculo de peralte y base

La sección de vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; es decir, el largo. Por tanto para el cálculo del peralte se

recomienda que éste no sea menor que $L/16$ para no hacer chequeo por deflexiones y la base de la viga no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5, para no chequear alabeo

$$t_v = \frac{L}{16} = \frac{20}{16} = 1.25mts$$
$$b = \frac{t_v}{3.5} = \frac{1.25}{3.5} = 0.357 \approx 0.40mts$$

3.4.2.2.2. Cálculo de momentos

Análisis por carga viva

Se trabajará la carga del camión como crítica debido a la luz que se tiene. Según la tabla 3.23.1 AASHTO se tiene la siguiente distribución:

Sección transversal

Cálculo del factor de distribución

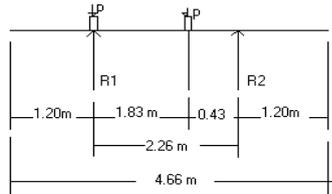
La carga viva a utilizar es la del camión tipo H15-44, utilizando para ello la carga del eje más pesado (eje trasero). En este caso, la carga eje trasero $P = 12,000 \text{ Lb}$ ($5,443.20 \text{ Kg.}$) con una separación entre vigas igual a $S = 7.415 \text{ pies}$ para puente de una vía.

Puente de 1 vía = $S/6.5$ si $S < 6\text{pies}$

Si $S = 7.415 \text{ pies} > 6 \text{ pies}$

El factor de distribución se calculará en función de P, de la siguiente forma:

Figura 6. Fuerzas que intervienen en el cálculo del factor de distribución



La distancia entre las ruedas del camión en sentido transversal es de 6 pies, lo que equivale a 1.83 de metro, y en cada punto de contacto de las ruedas con la losa, se localiza la carga P.

Realizando sumatoria de momentos en R2, se obtiene la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \sum M_{R2} &= 0 \\ 2.26R_1 - 2.26P - 0.43P &= 0 \\ R_1 &= 1.19P \\ \therefore f.d. &= 1.19 \end{aligned}$$

Sección longitudinal

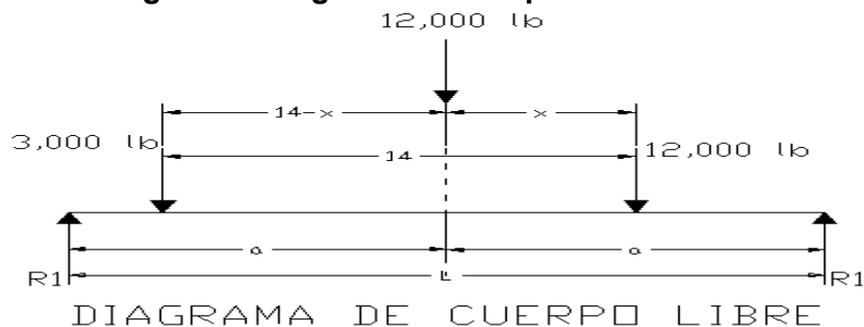
En este sentido, se determina: 1) El momento máximo producido por la carga viva y 2) El corte máximo.

Momento máximo por carga viva

El momento máximo por carga viva ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de

gravedad del otro. En este sentido se realiza el siguiente diagrama de cuerpo libre, para determinar las reacciones en los apoyos, seguidamente calcular el momento máximo producido por carga viva.

Figura 7. Diagrama de cuerpo libre



$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

$$R_1 + R_2 = P$$

$$\text{El valor de } a = \frac{L}{2}$$

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

$$aP - LR_2 = 0$$

$$R_2 = \frac{P}{2} = \frac{15,000}{2} = 7,500 \text{ lb}$$

Para encontrar el valor de "x" se hace la suma de momentos en el centro de gravedad (C.G.), así:

$$\sum M_{c.g.} = 0$$

$$-3,000 \cdot (14-x) + R_1 a + 12,000x - R_2 a = 0$$

$$\text{Si } a = 65.62/2 = 32.81'$$

$$-3,000(14-x) + R(65.62) + 12,000x - R(65.62) = 0$$

$$15,000x = 3000 \cdot 14$$

$$\mathbf{x = 2.8 \text{ pie}}$$

Momento máximo

Se aplica la fórmula

$$M_{\max} = Ra(x + a) - (p' * a)$$

x = distancia del centroide al eje trasero

a = distancia del centroide a cada apoyo

P'= carga viva eje delantero

a'= distancia entre ejes

$$M_{MAX} = 7500(2.8 + 32.081) - (3000 * 14)$$

$$M_{MAX} = 219,607.50 \text{ Lb} - \text{pie}$$

$$M_{MAX} = 26,774.55 \text{ Kg} - \text{m}$$

Carga de impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por los camiones a los puentes no se efectúa de manera suave y gradual, sino de manera violenta, lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura. Por esta razón, se deben considerar cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan como una fracción de la carga viva que la incrementa en un porcentaje que, según AASHTO 1.2.12, se calcula de la siguiente forma:

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Donde L= longitud puente en pies = 65.62 pies = 20 metros

$$I = \frac{50}{65.62 + 125} = 0.262 < 0.30$$

Carga de impacto = 1.262 x M_{MAX} = 1.262*219,607.50 Lb. - pie = 277,144.66 Lb. - pie

Carga de impacto = 33,789.48 Kg. m

Carga de ejes afectadas por el factor de distribución (FD= 1.19).

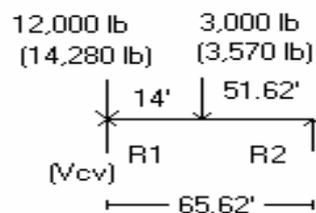
Se encuentran las reacciones afectadas por el factor de distribución hallada anteriormente, según AASHTO 3.23.1. Esta situación se da cuando la carga más pesada se encuentra sobre uno de los apoyos

Eje trasero = 12,000*1.19=14,280 Lb.

Eje delantero = 3,000*1.19 = 3,570 Lb.

El valor de la reacción será el mismo que el del corte afectado por el factor de distribución (FD).

Figura 8. Cargas afectadas por el factor de distribución



$$\sum M_2=0$$

$$R_1 65.62 + 12000 * 65.62 - 3000 * 51.62 = 0$$

$$R_1 = 14359.95 * 1.19 = 17,088.34 \text{ Lb.} = 6,835.34 \text{ Kg.}$$

Para realizar este cálculo se utilizó las expresiones entre paréntesis del diagrama anterior

$$V_{cv} (65.62) - 14,280 * 65.62 - 3,570 * 51.62 = 0$$

$$V_{cv} = 17,088.34 \text{ Lb.} = 6,835.34 \text{ Kg.}$$

Corte por impacto

Por ser el impacto un incremento en la carga viva, se tiene que afectar el corte por carga viva con la carga de impacto, de la siguiente forma:

$$VI = V_{cv} * I$$

Donde VI: corte por impacto

V_{cv} : corte por carga viva = 17,088.34 Lb.

I: impacto = 1.262

$$VI = 17,088.34 * 1.262$$

$$VI = 21,565.49 \text{ Lb.} = 8,626.19 \text{ Kg.}$$

Momento por carga muerta

Es la carga que ejerce el diafragma interior sobre la viga (p')

$$P' = 2400 * h * \text{base} * \text{longitud del diafragma}$$

H= 0.90 m

Base = 0.30 m

Longitud del diafragma = 2.26 m

P' = 2400*0.90*0.3*2.26 = 1,464.48 Kg

Carga de losa + viga

Losa

W_L = 2400*0.15*(4.66)/2 = 838.80 Kg. /m

Viga

W_{VIGA} = 2400*(1.25-0.15)*0.40 = 1,056 Kg. /m

Carga total

W_T = W_L + W_V

W_T = 838.80+1,056 = 1,894.80 Kg/m

Datos:

W = 1,894.80 Kg./m

L = 65.62 pie (20 mts)

A = L/2 = 10 mts

$$M_{MAX} = \frac{WL^2}{8} + PA$$

$$M_{MAX} = \frac{1,894.80 * 20^2}{8} + 1,464.48 * 10$$

$$M_{MAX} = 109,384.80 \text{ Kg} - m$$

El cálculo del momento último necesita de la siguiente información:

Tabla VIII. Momentos producidos por la carga muerta, viva e impacto

MOMENTO CARGA MUERTA	MOMENTO CARGA VIVA + IMPACTO
109,384.80 Kg – m	33,789.48 Kg. m

Se hace uso de la siguiente expresión:

$$M_U = 1.3 \left[M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} + I) \right]$$
$$M_U = 1.3 \left[109,384.80 + \frac{5}{3} (33,789.48) \right]$$
$$M_U = 215,410.78 \text{ Kg} - m$$

3.4.2.2.3. Cálculo de refuerzo

Datos para diseño:

$$M_u = 215,410.78 \text{ Kg-cm}$$

$$F'C = 281 \text{ Kg / cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg / cm}^2 \text{ acero grado 60}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$H = 125 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

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

Para el cálculo del área de acero, se realiza el procedimiento descrito en la pagina 31 de este documento, obteniendose la información siguiente:

$$A_S = 52.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ min}} = \frac{14.1}{4200} * 40 * 120 = 16.114 \text{ Cm}^2$$

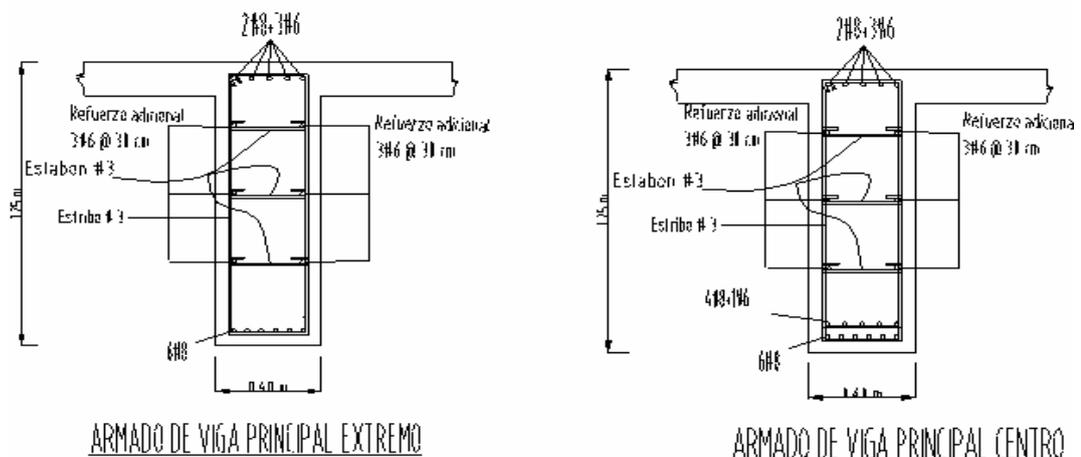
$$A_{S \text{ max}} = 0.5 \left[\frac{0.00108375 * 285}{(0.002059 + 0.003)4200} \right] * 40 * 120 = 69.77 \text{ Cm}^2$$

$$A_{S \text{ min}} < A_S < A_{S \text{ max}}$$

Proponer acero

- △ En la cama superior 33 % A_S (17.316 cm^2 -), colocar $2\#8 + 3\#6 = 2*5.07 + 3*2.85 = 18.69 \text{ cm}^2$.
- △ En la cama inferior 50 % A_S (26.23 cm^2 -) acero corrido, colocar $6\#8 = 6*5.07 = 30.42 \text{ cm}^2$.
- △ En la cama inferior acero concentrado ($A_S = 52.46 - 30.42 \text{ cm}^2 = 22.04 \text{ cm}^2$) acero corrido, colocar $4\#8 + 1\#6 = 6*5.07 + 2.85 = 33.27 \text{ cm}^2$.
- △ Acero adicional de 0.25 pulg^2 por cada pie de alto. La altura libre de la viga es de 3.71 pie, entonces se colocarán $3\#6$ en cada cara.

Figura 9. Distribución del acero en la viga principal



3.4.2.2.4. Diseño a corte

El corte máximo se da en los apoyos, cuando la carga mayor del camión está sobre uno de éstos. Como se ha realizado hasta el momento, el análisis de cada elemento del puente se incluye la carga muerta, carga viva + impacto.

Carga muerta

Es afectada por la carga puntual del diafragma interior y el peso propio de la viga, por tanto se realiza el cálculo de reacciones en los apoyos.

$$\begin{aligned} \sum M_{R2} &= 0 & \sum F_v &= 0 \uparrow \\ 20R_1 - \frac{20^2 W}{2} - 10P' &= 0 & R_1 + R_2 &= 39,356.48Kg \\ R_1 &= 19,680.24Kg & R_2 &= 19,676.24Kg \end{aligned}$$

Tabla IX. Corte por carga muerta, viva e impacto

CORTE CARGA MUERTA	CORTE CARGA VIVA + IMPACTO
19,680.24 Kg.	8,626.19 Kg.

Corte actuante

$$\begin{aligned} V_u &= 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} + I) \right] \\ V_u &= 1.3 \left[19,680.24 + \frac{5}{3} (8,626.19) \right] \\ V_u &= 44,274.40Kg \end{aligned}$$

3.4.2.2.4.1. Cálculo del refuerzo

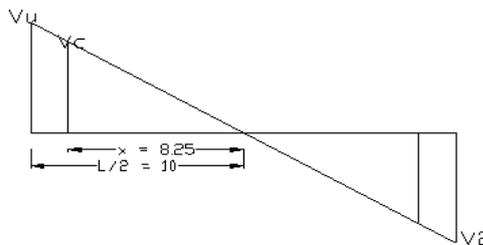
Corte resistente

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd\phi$$

$$V_c = 0.53\sqrt{285}(40)(120)(0.85)$$

$$V_c = 36,505.51Kg$$

Figura 10. Diagrama de corte



El corte actuante es mayor que el corte resistente, según se puede apreciar en la figura número 10. Relacionando trigonométricamente la distancia con el corte:

$$\frac{L/2}{V_u} = \frac{x}{V_c}$$

Despejando x y resolviendo ésta ecuación

$$x = \frac{(L/2) * V_c}{V_u}$$

$$\frac{10 * 36505.51}{44274.40} = x = 8.25cm$$

Se obtiene el valor de x , el cuál físicamente significa que es el segmento donde el concreto resiste por si solo el corte, en tal sentido, se calcula la separación a la cuál se colocarán los estribos según la expresión siguiente:

$$S = \frac{d}{2} \leq 30cm$$

$$S = \frac{120}{2} = 60cm > 30cm$$

El valor calculado S es mayor , entonces se colocan los estribos a cada 30 centímetros. La diferencia de longitudes , $10 - 8.25 = 1.75$ centímetros, es la distancia que se tiene que reforzar la viga para que resista el corte en ese punto y se hace con la expresión siguiente:

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_s}$$

Donde :

A_v = el área de la varilla propuesta para que resista el corte (#3(0.71cm²))

F_y = esfuerzo del acero = 4200 kg/cm²

d = peralte efectivo de la viga = 120 cm

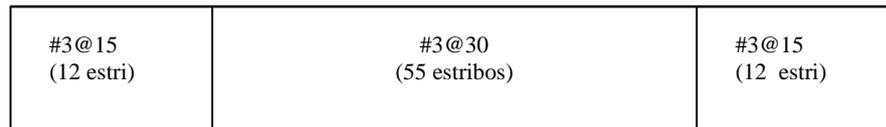
V_s = fuerza de corte en el punto de análisis = 44, 274.40 Kg

Sustituyendo valores

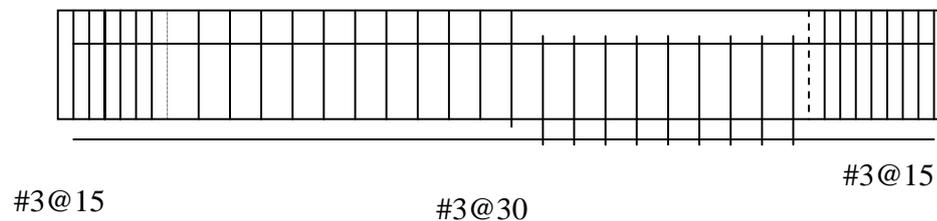
$$S = \frac{2(0.71)(4200)(120)}{44274.40_s} = 16.16cm$$

Por tanto se colocara el acero a cada 15 centímetros, a partir del recubrimiento longitudinal de la viga y la distribución final del acero se aprecia en la figura siguiente

Figura 11. Distribucion del acero de refuerzo (estribo) en la viga principal



PLANTA



ELEVACIÓN

2.2.4.2.2. Diseño de diafragma

Son los elementos estructurales que se colocan perpendiculares a la viga principal, son los encargados de absorber los efectos de las fuerzas sismo y de viento. Se colocan a $L/3$ (diafragma externo) y a $L/2$ (diafragma interno) de la luz de la viga; por criterio se colocarán a $1/4L$ de la viga el diafragma externo; el ancho usual de la base es de 30 cm, el peralte para el diafragma interior es de $H_I = 3/4 H_{viga}$ y el peralte de los diafragmas exteriores es de $H_E = 1/2 H_{viga}$. Los diafragmas exteriores transmiten su peso a los apoyos interiores de la viga como cargas puntuales P' .

El refuerzo que se le coloca es el acero mínimo

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

y se colocará un refuerzo adicional de 0.25 pulg² por cada pie de alto en ambas caras del elementos.

Diafragma interior (a L/2)

Las dimensiones de sección transversal de diafragma interior se calcula así: para la altura del elemento $H_{di} = \frac{3}{4} H_v$ y el ancho usual del elemento es de 30 cm.

$$H_I = \frac{3}{4} H_V$$

$$H_I = \frac{3}{4} (1.25) = 0.93 \approx 0.90 \text{mts}$$

$$b = 0.30 \text{cm}$$

$$F_y = 2800 \text{Kg/Cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{Kg/Cm}^2$$

$$b = 30 \text{Cm}$$

$$r = 5 \text{Cm}$$

$$d = (90 - 5) = 85 \text{Cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{2800} (30)(85) = 12.84 \text{Cm}^2$$

Por cada cama se coloca el A_s mínimo

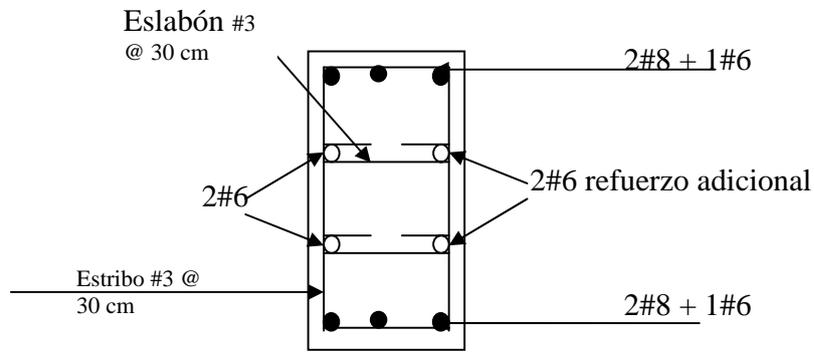
$$A_{s \min} = 12.84 \text{cm}^2$$

En resumen se colocará el refuerzo de la siguiente manera:

Cama superior $A_{S \min}$ → colocar 2#8+1#6

Cama inferior $A_{S \min}$	→	colocar 2#8+1#6
Adicional	→	colocar 2#6 en ambas caras
Estribos y eslabones		colocar #3 @ 30 cm

Figura 12. Armado del diafragma interior



Diafragma exterior (a L/4)

Las dimensiones de sección transversal de diafragma exterior se calcula así: para la altura del elemento $H_{di} = \frac{1}{2} H_v$ y el ancho usual del elemento es de 30 cm.

$$H_E = 0.625 \approx 0.60 \text{ mts}$$

$$b_E = 0.30 \text{ mts}$$

Colocar acero mínimo

$$A_{SMIN} = \frac{14.1}{2800} (30)(55) = 8.31 \text{ cm}^2$$

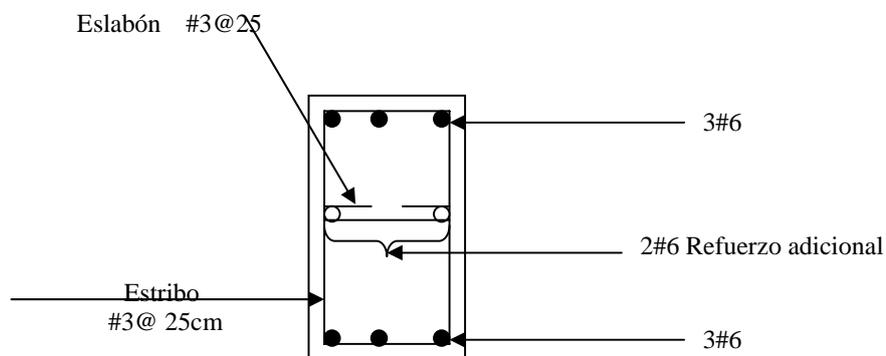
Por cada cama

$$A_{SMIN} = 8.31cm^2$$

En resumen se colocará el refuerzo de la siguiente manera:

Cama superior	→	colocar 3#6
Cama inferior	→	colocar 3#6
Adicional	→	colocar 1#6 en ambas caras
Estribos y eslabones		colocar #3 @ 25 cm

Figura 13. Armado del diafragma exterior



3.4.3. Diseño de subestructura

Para el diseño de la subestructura se toma en cuenta del estudio de suelos, el peso específico del suelo (γ_s), valor soporte (v_s) y el ángulo de fricción interna del material (θ). También los materiales a utilizar: en este caso para la cortina y la viga de apoyo el f'_c y f_y .

3.4.3.1. Diseño de la cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal (sentido del caminamiento), se considera empotrada a la viga de apoyo, el alto depende de la viga principal del puente. La cortina no deberá ser menor de 30 cm de espesor y se diseña a flexión y corte, de acuerdo a las fórmulas de los grupos III y VII, tomando la mayor de las dos (incluyen sismo).

- 1 Sismo = $0.12 W$.
- 2 Fuerza longitudinal (L.F.) $LF=0.05P/ (2H)$.

P = Peso camión y actúa a 6' sobre el piso de manera que el brazo es 6'+H

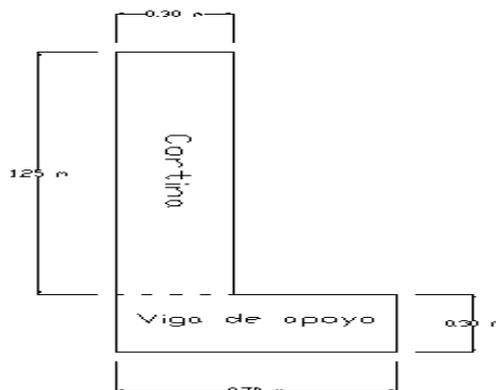
- 3 Presión de suelo.

Según AASHTO 3.20 se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto y con una presión de 480 Kg. /m^3 .

$$S_{ob} = 480 \text{ Kg. /m}^3 \times 0.61 \text{ m (2')}$$

$E_{cortina} = E_{sob}$ calculado a 2' a lo largo de todo el alto de la misma + E_{sob} en la base de la cortina aplicado al centro de la misma.

Figura 14. Sección de cortina y viga de apoyo



e_c = espesor cortina

$e_c = 0.30$ m

$e_b = 0.30 + 0.40$ (base viga principal)

$e_b = 0.70$ m

e_b = longitud base viga apoyo

Ancho puente = 5.50 m

P = carga H - 15-44

Datos

$e_c = 0.30$ m

$a = 1.0$ m

H = 1.25 m

P = 15,000 Lb

Cálculo de presiones

Presión sob = $480 \cdot 0.61 = 292.8$ Kg/m²

Presión s = $480 \cdot 1.25 = 600$ Kg/m²

Donde:

Presión sob = presión sobre carga

Presión s = presión base cortina

Cálculo de fuerzas

Esob = Presión sob * (1.25) = $292.8 \cdot 1.25 = 366$ Kg/m.

E s = Presión s. x H/2 = $600 \cdot 1.25/2 = 375$ Kg/m.

$$E = 741 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de momentos

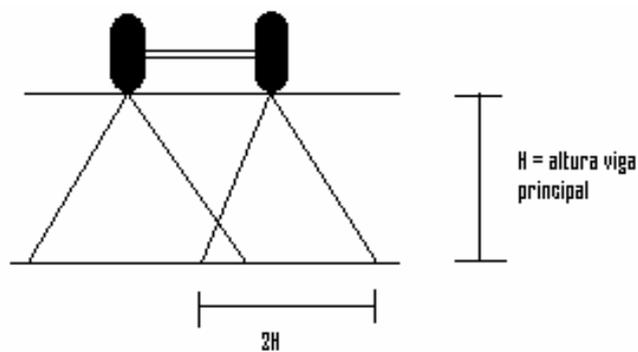
$$M_{\text{Esob}} = E_{\text{sob}} * H = 3.66 * 1.25 = 4575 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{\text{Es}} = E_{\text{s}} * H/2 = 375 * 1.25/2 = 234.38 \text{ Kg - m/m}$$

Cálculo de fuerza longitudinal

Será producida por las llantas del camión o trailer en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la viga de apoyo de la siguiente manera:

Figura 15. Fuerza longitudinal producida por las llantas de un vehículo.



$$15,000 \text{ Lb} = 6803.96 \text{ Kg.}$$

$$H = 1.25 \text{ mts}$$

$$LF = 0.05 \frac{P}{2H}$$

$$LF = 0.05 \frac{6,803.96}{2.50} = 136.0792 \text{ Kg}$$

Al ser dos llantas la fuerza longitudinal:

$$LF = 136.0792 * 2 = 272.158 \text{ Kg}$$

Momento fuerza longitudinal

$$M_{FL} = FL * H$$

$$M_{FL} = 272.158 * (1.25 + 1.83) = 838.25 \text{ Kg}$$

Sismo

Se utiliza la fórmula siguiente:

$$S = 0.12W$$

Peso cortina 1 metro de ancho

Así

$$W = \gamma * b * H * ancho$$

$$W = 2400 * 0.7 * 1.25 * 1 = 2100 \text{ Kg}$$

$$EQ = 0.12 * 2100 = 252 \text{ Kg}$$

Brazo al centro de gravedad = $1.25/2 = 0.625$ mts.

$$M_{sismo} = 252 * 0.625 = 157.5 \text{ Kg - m}$$

Momento

$$GRUPOIII = 1.3(E_{SOB} + E_S + LF)$$

$$GRUPOVII = 1.3(E_{SOB} + E_S + S)$$

$$GRUPOIII = 1.3(4575 + 234.38 + 838.25) = 7,341.92Kg - m$$

$$GRUPOVII = 1.3(4575 + 234.38 + 157.5) = 6,456.94Kg - m$$

Se toma el valor más grande, en este caso **M=7,341.92 Kg-m**

Área de acero

$$M_U = 7,341.92 \text{ Kg-m} = 734192 \text{ Kg-cm}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Base} = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{Espesor cortina} = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg / cm}^2 \rightarrow \text{concreto clase 3000}$$

$$F_y = 2800 \text{ Kg / cm}^2 \rightarrow \text{acero grado 40}$$

Se utiliza la fórmula:

$$M = \phi A_s f_y \left(d - \frac{f_y A_s}{1.70 f'_c b} \right)$$

Ingresando datos se obtiene la siguiente ecuación:

$$3714.61 - 318.75 A_s + A_s^2 = 0$$

Resolviendo con la ecuación cuadrática:

$$A_s = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

El área de acero es entonces:

$$A_s = 12.12 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{s\min} = \frac{14.1}{f_y} bd$$

$$A_{s\min} = 12.60 \text{ cm}^2$$

El área de acero por flexión es menor al área de acero mínimo, por tanto, se utiliza el área de acero mínimo, colocar varillas No. 4 @ 10 cm

Refuerzo por corte

GRUPO III

$$V_{MAX} = 1.3(E + LF)$$

GRUPO VII

$$V_{MAX} = 1.3(E' + S)$$

GRUPO III

$$V_{MAX} = 1.3 (375 + 272.16) = 841.31 \text{ Kg.}$$

GRUPO VII

$$V_{MAX} = 1.3 (366 + 375) = 1,290.90 \text{ Kg.}$$

Se toma el valor más alto $V_{\max} = 1,290.90 \text{ Kg.}$

Corte resistente del concreto:

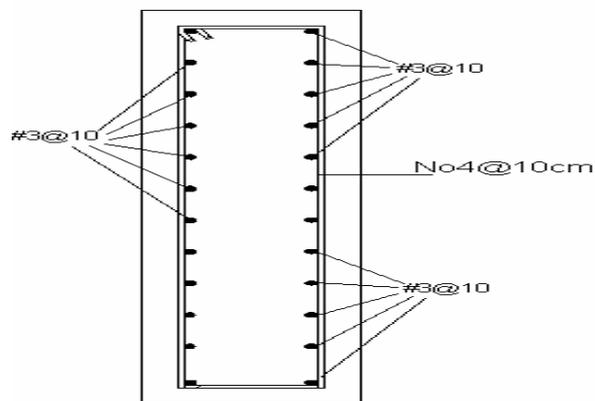
$$V_{uc} = 0.53\phi\sqrt{f_c}bd$$

$$V_{uc} = 0.53 * 0.85\sqrt{210}(100)(25) = 16,320.91Kg$$

$V_u < V_{uc} \rightarrow$ El concreto resiste

Se coloca acero # 3 @ 12 cm

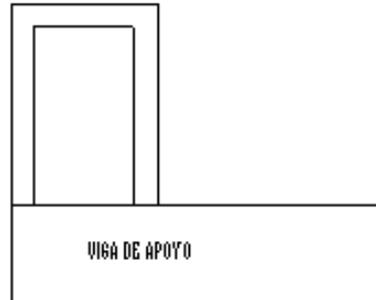
Figura 16. Armado de la cortina



Viga de apoyo:

Recibe las cargas de los siguiente elementos estructurales: losa, viga principal y diafragma exterior, según el área tributaria afectada. Se chequea por aplastamiento y se coloca $A_{S\ min}$ longitudinal y para corte mínimo el S_{max} . La longitud de la viga de apoyo es de 70 centímetros y 30 centímetros de peralte.

Figura 17. Sección de la viga de apoyo



Cargas que interviene para el chequeo del aplastamiento

$$W_{LOSA} = 2400 * 5.50 * 0.15 = 1,980 \frac{Kg}{m}$$

$$W_{V.P.} = 2400 * 0.40 * 10 * 2 = 19,200 \frac{Kg}{m}$$

$$W_{D.E.} = 2400 * 1.83 * 0.30 = 1,317.60 \frac{Kg}{m}$$

$$W_{V.A.} = 2400 * 0.30 * 0.70 = 504 \frac{Kg}{m}$$

$$W_{CM} = 23,001.60 \frac{Kg}{m}$$

Carga viva:

$$P = 5,443.164 \text{ Kg}$$

Corte actuante:

$$V_A = \frac{WL}{2} + \Sigma \frac{P}{2}$$

$$V_A = \frac{13,401.60 * 0.40}{2} + \frac{5,443.164}{2} = 5,401.902 \text{ Kg}$$

Corte resistente:

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} bd$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} (70)(26) = 11,881.62 Kg$$

$$Si \rightarrow V_r > V_a$$

El espaciamiento:

$$S_{estribos} = \frac{d}{2}$$

$$S_{estribos} = \frac{25}{2} = 12.5 \approx 12 Cm$$

$$S_{estribos} = 12 Cm$$

Por lo tanto se colocará estribos No3 @ 12 cm.

Acero por temperatura:

El acero longitudinal será por temperatura, se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{st} = 0.002bt$$

Donde:

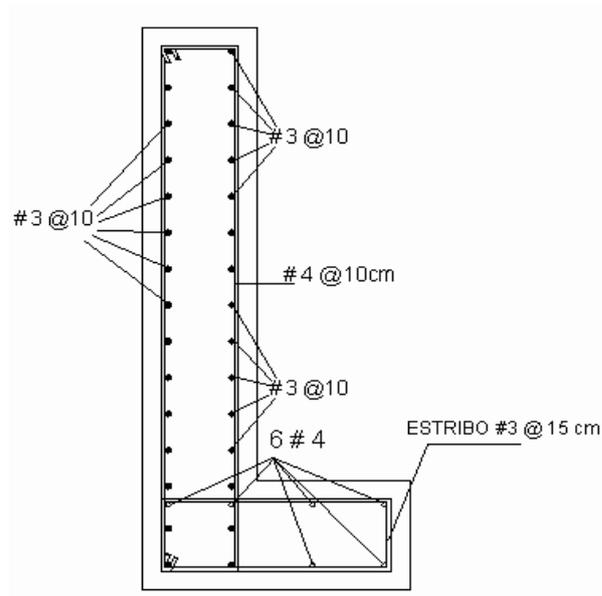
b = base de elemento

t = ancho del elemento

El área a utilizar será de $A_s = 5 \text{ cm}^2$

colocar 6 varillas del No.4 en la cama superior e inferior

Figura 18. Armado de cortina y viga de apoyo



2.2.4.3.2. Diseño de estribos

Son los componentes del puente que soportan la estructura en los lados extremos y transmiten la carga al suelo. Para el caso que nos ocupa, se diseñarán los estribos para los dos puentes, dependiendo únicamente de la altura que de uno a otro varía.

El estribo que se diseñará corresponde a un muro de gravedad de concreto ciclópeo, se asume una sección del muro y se verifica volteo, deslizamiento y presiones.

$$\gamma_c = 2,400 \text{Kg} / \text{m}^3$$

$$\gamma_{cc} = 2,500 \text{Kg} / \text{m}^3$$

$$\gamma_s = 1,960 \text{Kg} / \text{m}^3 \leftarrow \text{puente1}$$

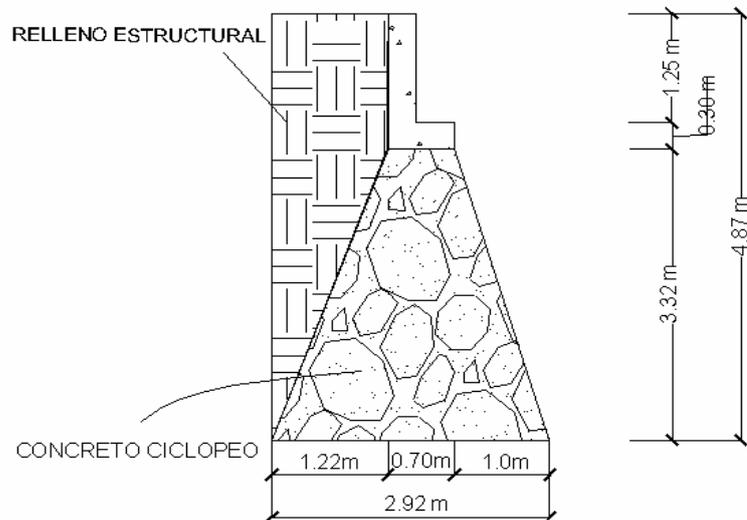
$$\gamma_s = 1,840 \text{Kg} / \text{m}^3 \leftarrow \text{puente2lado - izq}$$

$$\gamma_s = 1,700 \text{Kg} / \text{m}^3 \leftarrow \text{puente2lado - der}$$

El valor soporte del suelo (lecho del río) se tomará de $V_s = 25,000 \text{ Kg/m}^2$, la cota de cimentación para los puentes se localizó a 1.50 metros.

ESTRIBOS NÚMERO 1 Y NÚMERO 2, PUENTE LAS DELICIAS

Figura 19. Sección de estribo de entrada y salida Puente Platanares



Valor soporte del suelo (V_s)= 25,000 Kg.

Presiones

Presiones SOB= 292.608 Kg/m

Presiones Suelo= 2337.6 Kg/m

Fuerza

Fuerza SOB= 1,425.00 Kg.

Fuerza suelo= 5,692.06 kg.

Momentos

Momento SOB= 3,469.88 Kg - m

Momento Suelo= 9,240.10 Kg – m

Tabla X. Momentos de volteo

SECCIÓN	EMPUJE (Kg)	MOMENTO (Kg - m)
I	1,425.00	3,469.88
II	5,692.06	9,240.104
Σ	7,117.06	12,709.98

Tabla XI. Momento estabilizante

FIGURA	ÁREA (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg- m)
1	0.375	2400	900.00	1.55	1395
2	0.21	2400	504.00	1.35	680.4
3	2.0252	2700	5,468.04	2.106666	11519.3376
4	2.324	2700	6,274.80	1.35	8470.98
5	1.66	2700	4,482.00	0.666667	2988
6	1.891	1900	3,592.90	2.31	8299.599
7	2.0252	1900	3,847.88	2.513333	9671.00
		Σ	25,069.62		43,024.32

(1) verificación de estribos sin superestructura

Volteo = ME/MV > 1.5

VOLTEO = 3.385 > 1.5

Deslizamiento = 0.5*W/E > 1.5

$$D = 1.76 > 1.5$$

PRESIONES

(Verificar si existen presiones negativas)

Calcular el valor de "a"

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

$$a = 1.209$$

Chequear

$$3a > \text{base}$$

$$3.627 > 2.92 \text{ (base)}$$

Excentricidad

$$e = (b/2) - a$$

$$e = 0.250793794$$

$$p = (W/A) (1 \pm (6e)/b)$$

$$P_{\max} = 13,009.84 < V_s$$

$$P_{\min.} = 4,161.13 > 0$$

La sección propuesta cumple

(2) Verificación de estribos con superestructura y carga viva.

Es necesario realizar este chequeo, para verificar que el muro sí resiste el peso de la estructura que tendrá que soportar (superestructura). Se tomará en cuenta, el estado del muro, el peso propio de la superestructura y la carga viva. La carga muerta y carga viva son los valores que corresponden a los calculados para las cargas que soporta la viga de apoyo; el punto de aplicación (brazo)

será el punto medio de la base del estribo. Se obtiene nuevo momento estabilizante (ME2), que es el que produce la aplicación de la carga muerta y la carga viva, sumándole el momento estabilizante (ME) que produce el peso del muro, totalizando el momento estabilizante (MET).

$$CM = 13,408.80 \text{ Kg.}$$

$$CV = 5,443.16 \text{ Kg.}$$

$$CT = 18,851.964 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.46$$

$$ME2 = (W_{cm} + W_{cv}) * (B/2)$$

$$ME2 = 27,523.86744 \text{ Kg - m}$$

Momento estabilizante total

$$M_{E.T.} = ME + ME2$$

$$MET = 70,548.1891 \text{ Kg - m}$$

Volteo

$$VOLTEO = M_{E.T.} / M_V$$

$$\text{Volteo} = 5.55 > 1.5$$

Deslizamiento

$$D = 0.5 * (W_{SUB} + W_{SUPER}) / E$$

$$D = 3.085 > 1.5$$

Verificación de presiones

$$a = (M_{ET} - M_V) / (W_{sub} + W_{SuperEst})$$

$$a = 1.316$$

Verificar si

3 a > base

$$3.9505 > \text{base (2.92)}$$

Excentricidad

$$e = (b/2) - a$$

$$e = 0.1431$$

$$p = (W/A) (1 \pm (6e)/b)$$

$$P_{\max} = 8,355.17 < V_s$$

$$P_{\min} = 4,557.14 > 0$$

(3) Verificación de estribos con sismo sin carga viva

En este punto no se considera la carga viva, tomando en cuenta el peso del muro (W_m), la carga muerta que soporta, para así obtener la carga muerta total (W_2); así mismo se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándoles el factor por sismo del 8% recomendado por la Dirección General de Caminos de Guatemala, se tabula el momento (MV2) que se produce con respecto al punto

(a) que servirá como pivote al momento de girar el muro por la acción del empuje. Se aplica al momento obtenido (MV2) en la tabla , el factor de sismo para obtener el momento por sismo (MEQ), que servirá para calcular el momento de volteo (ME3).

$$W = W_{SUB} + W_{CM}$$

W = peso del muro con sismo y sin carga viva

W_{sub} = peso estribo = 25,069.62 Kg

W_{cm} = peso superestructura = 13,408.80 Kg

W = 38,478.42 Kg

Momento estabilizante

$$ME = ME1 + (W_{CM} * brazo)$$

ME1 = 43,024.32167 Kg - m

W_{cm} = 13,408.80 Kg- m

Brazo (b) = 1.46 m

ME = 62,601.16 Kg – m

Fuerza horizontal

$$FH = 1.08 * E + 0.08W$$

Empuje

E = 7,117.06 Kg – m

Carga de super estructura

$$W = 30,512.78 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$FH = 10,127.44 \text{ Kg}$$

Tabla XII. Momentos de volteo del muro con sismo

FIGURA	ÁREA (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg- m)
1	0.375	2400	900	4.245	3820.5
2	0.21	2400	504	3.47	1748.88
3	2.0252	2700	5468.04	1.106666	6051.2975
4	2.324	2700	8274.8	1.68	10416.168
5	1.66	2700	4482	1.66	7440.12
6	1.891	1900	3592.9	4.095	14712.9255
7	2.0252	1900	3847.88	2.2133	8516.641
		Σ	25069.62		52706.5321

Momento estabilizante (ME)

$$ME = 0.08 * MV_s$$

$$ME = 4,216.52 \text{ Kg} - \text{M}$$

Momento de volteo

$$M_{VOLTEO} = 1.08 * M_v + 0.08 * W_{CM} + ME$$

$$M_{volteo} = 19,016.00 \text{ Kg} - \text{m}$$

Verificaciones

$$VOLTEO = \frac{ME^2}{MV^3}$$

$$VOLTEO = 2.77 > 1.5$$

Deslizamientos

$$D = 0.5 \frac{W^2}{FH}$$

$$D = 1.50 > 1.5$$

Presiones

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

$$a = 1.104$$

$$3a > b$$

Excentricidad

$$e = (B/2) - a$$

$$e = 0.35585$$

Presión

$$P = 18,090.4208 \text{ Kg/m}^2 < V_s (25,000 \text{ Kg/m}^2).$$

$$P = 2,808.75 > 0$$

Estribo número 3 puentes San Vicente

Valor soporte del suelo (V_s)= 25,000 Kg

Presiones

Presiones SOB= 292.61 Kg/m

Presiones Suelo= 2,673.60 Kg/m

Fuerza

Fuerza SOB= 1,629.83 Kg

Fuerza Suelo= 7,445.98 Kg

Momentos

Momento SOB= 4,539.07 Kg - m

Momento Suelo= 13,824.70 Kg - m

Tabla XIII. Momentos de volteo

SECCIÓN	EMPUJE (Kg)	MOMENTO (Kg - m)
I	1629.83	4539.07
II	7,445.98	13824.70
Σ	9,075.80	18,363.76

Tabla XIV. Momento estabilizante

FIGURA	ÁREA (m²)	γ (Kg/m³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg- m)
1	0.375	2400	900	1.55	1395.00
2	0.21	2400	504	1.35	680.40
3	3.2964	2700	8900.28	2.246667	19995.96
4	2.814	2700	7597.80	1.35	10257.03
5	2.01	2700	5427.00	0.66667	3618.00
6	2.542	1900	4829.80	2.52	12171.10
7	3.2964	1900	6263.16	2.79333	17495.09
			34,422.04		65,612.58

(1) verificación de estribos sin superestructura

Volteo

V= 3.57 >1.5

Deslizamiento

D= 1.89 > 1.5

Presiones

Calcular el valor de "a"

a = 1.3726

Chequear

3a > base

4.117 > 3.34 (base)

Excentricidad

e = 0.29736 No existen presiones negativas

$p = (W/A) (1 \pm (6e)/b)$

$P_{\max} = 15,811.39 < V_s$

$P_{\min} = 4,800.61 > 0$

(2) verificación de estribos con superestructura y carga viva.

CM = 13,408.80 Kg.

CV = 5,443.16 Kg.

CT = 18,851.96 Kg

Brazo = 1.67

ME2 = 31,482.78 Kg - m

Momento estabilizante total

MET = 97,095.36 Kg - m

Volteo

$$M_v = 5.2873 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Deslizamiento

$$D = 2.93 > 1.5$$

Verificación de presiones

$$a = 1.477$$

Verificar si

$$3a > \text{base}$$

$$4.433 > \text{base (3.34)}$$

Excentricidad

$$e = 0.192$$

Presión

$$P_{\max} = 7,592.48 < V_s$$

$$P_{\min.} = 3,696.12 > 0$$

(3) verificación del estribo con sismo sin carga viva

$$W = W_{SUB} + W_{CM}$$

W = peso del muro con sismo y sin carga viva

W_{sub} = peso estribo = 34,422.04 Kg

W_{cm} = peso superestructura = 13,408.80 Kg

W = 47,830.84 Kg

Momento estabilizante

$$ME = ME1 + (W_{\text{CM}} * \text{brazo})$$

ME1 = 65,612.58 Kg - m

W_{cm} = 13,406.80 Kg- m

Brazo (b) = 1.67 m

ME = 88,005.28 Kg - m

Fuerza horizontal

Empuje

E = 9,075.80 Kg – m

Carga de superestructura

W = 39,865.20 Kg - m

FH = 12,991.083 Kg

Tabla XV. Momentos de volteo del muro con sismo

FIGURA	ÁREA (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg- m)
1	0.375	2400	900.00	4.945	4450.50
2	0.21	2400	504.00	4.17	2101.68
3	3.2964	2700	8900.28	1.34	11926.38
4	2.814	2700	7597.80	2.01	15271.58
5	2.01	2700	5427.00	2.01	10908.27
6	2.542	1900	4829.80	4.795	23158.89
7	3.2964	1900	6263.16	2.68	16785.27
		Σ	34,422.04		84,602.56

Momento estabilizante (ME)

ME = 6,768.205 Kg - M

Momento de volteo

Mvolteo = 27,673.77 Kg - m

Verificaciones:

VOLTEO = 3.057 > 1.5

Deslizamiento

D = 1.53 > 1.5

Presiones

a = 1.428

3 a > b

Excentricidad

$$e = 0.2419$$

Presión

$$P = 17,123.81 \text{ Kg/m}^2 < V_s (25,000 \text{ Kg/m}^2).$$

$$P = 6,747.57 > 0$$

Estribo número 4 puente San Vicente

$$\text{Valor soporte del suelo } (V_s) = 25,000 \text{ Kg}$$

Presiones

$$\text{Presiones SOB} = 292.61 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Presiones Suelo} = 2,102.40 \text{ Kg/m}$$

Fuerza

$$\text{Fuerza SOB} = 1,281.62 \text{ Kg}$$

$$\text{Fuerza Suelo} = 4,604.26 \text{ Kg}$$

Momentos

$$\text{Momento SOB} = 2,806.75 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento Suelo} = 6,722.21 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Tabla XVI. Momentos de volteo

SECCIÓN	EMPUJE (Kg)	MOMENTO (Kg - m)
I	1,281.62	2,806.75
II	4,604.26	6,722.21
Σ	5,885.88	9,528.97

Tabla XVII. Momento estabilizante

FIGURA	ÁREA (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg- m)
1	0.375	2400	900.00	1.48	1332.0
2	0.21	2400	504.00	1.28	645.12
3	1.415	2700	3820.50	1.9633	7500.92
4	1.981	2700	5348.70	1.28	6846.34
5	1.315	2700	3553.07	0.62	2202.90
6	1.550	1900	2945.00	2.13	6272.85
7	1.4154	1900	2688.50	2.2966	6174.59
		Σ	19,759.77		30,974.71

(1) Verificación de estribo sin superestructura**Volteo**

$$\text{VOLTEO} = 3.25 > 1.5$$

Deslizamiento

$$D = 1.67 > 1.5$$

Presiones

(Verificar si existen presiones negativas)

Calcular el valor de "a"

$$a = 1.08$$

Chequear

$$3a > \text{base}$$

$$3.25 > 2.63 \text{ (base)}$$

Excentricidad

$e = 0.229$ No existen presiones negativas

Presiones

$$P_{\max} = 11,449.97 < V_s$$

$$P_{\min} = 3,576.47 > 0$$

(2) verificación del estribo con superestructura y carga viva.

$$CM = 13,408.80 \text{ Kg.}$$

$$CV = 5,443.16 \text{ Kg.}$$

$$CT = 18,851.96 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.315$$

$$ME2 = 24,790.33 \text{ Kg - m}$$

Momento estabilizante total

$$\text{MET} = 55,765.04 \text{ Kg} - \text{m}$$

VOLTEO

$$\text{Mv} = 5.825 \text{ Kg} - \text{m}$$

Deslizamiento

$$D = 3.28 > 1.5$$

Verificación de presiones

$$a = 1.197$$

Verificar si

$$3 a > \text{base}$$

$$3.59 > \text{base} (2.63)$$

Excentricidad

$$e = 0.1175$$

Presiones

$$P_{\max} = 9,090.14 < V_s$$

$$P_{\min} = 5,245.95 > 0$$

(3) verificación del estribo con sismo sin carga viva

$$W = W_{SUB} + W_{CM}$$

W = peso del muro con sismo y sin carga viva

W_{sub} = peso estribo = 19,759.77 Kg

W_{cm} = peso superestructura = 13,408.80 Kg

W = 33,168.57 Kg

Momento estabilizante

$$ME = ME1 + (W_{CM} * brazo)$$

ME1 = 30,974.71 Kg - m

W_{cm} = 13,408.80 Kg- m

Brazo (b) = 1.32 m

ME = 48,607.28 Kg – m

Fuerza horizontal

Empuje

E = 5,895.88 Kg – m

Carga de superestructura

W = 25,202.93 Kg – m

FH = 8,372.98 Kg

Tabla XVIII Momentos de volteo del muro con sismo

FIGURA	ÁREA (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg- m)
1	0.375	2400	900.00	3.755	3379.50
2	0.21	2400	504.00	2.98	1501.92
3	1.415	2700	3820.50	0.94333	3604.01
4	1.981	2700	5348.70	1.415	7568.41
5	1.315	2700	3553.07	1.415	5027.59
6	1.55	1900	2945.00	3.605	10616.73
7	1.415	1900	2688.50	1.88666	5072.30
		Σ	19,759.77		36,770.45

Momento estabilizante (ME)

ME = 2,941.6361 Kg – M

Momento de volteo

Mvolteo = 14,305.63 Kg – m

Verificaciones:

VOLTEO = 2.57 > 1.5

Deslizamiento

D = 1.505 > 1.5

Presiones

$$a = 0.891$$

$$3 a > b$$

$$2.67 > b$$

Excentricidad

$$e = 0.423$$

Presión

$$P = 18,844.55 \text{ Kg/m}^2 < V_s (25,000 \text{ Kg/m}^2).$$

$$P=321.18 \text{ Kg/m}^2 > 0$$

3.4.3.3. Planos de los puentes

Se realizaron los siguientes planos:

Plano número 1. Planta y elevación acotadas; secciones del puente, de la viga principal, de los diafragmas externos e internos, barandal y postes del puente sobre el río Platanares.

Plano número 2. Armado de losa, vigas principales, diafragmas externos e interno y postes del puente sobre el río Platanares.

Plano número 3. Planta, elevación, secciones y detalle de armado de cortina, viga de apoyo y estribos del puente sobre el río Platanares.

Plano número 4. Planta del alineamiento horizontal y del perfil del terreno natural con detalle del puente sobre el río Platanares.

Plano número 5. Planta y elevación acotadas; secciones del puente, de la viga principal, de los diafragmas externos e internos, barandal y postes del puente sobre el río Asuchillo.

Plano número 6. Armado de losa, vigas principales, diafragmas externos e interno y postes del puente sobre el río Asuchillo.

Plano número 7. Planta, elevación, secciones y detalle de armado de cortina, viga de apoyo y estribos del puente sobre el río Asuchillo.

Plano número 8. Planta del alineamiento horizontal y del perfil del terreno natural con detalle del puente sobre el río Asuchillo.

3.4.3.4. Elaboración del presupuesto

Para la elaboración del presupuesto de los puentes se aplicaron los mismos criterios que se utilizaron en el proyecto de la carretera.

Tabla XIX Presupuesto puente vehicular sobre río Platanares

PRESUPUESTO				
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PLATANARES DE LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1. PRELIMINARES				
Limpieza, trazo y nivelación	Ha	1.00	Q 4,970.09	Q 4,970.09
2. EXCAVACIONES				
Excavación estructural para cimentaciones de estructuras	m ³	57.42	Q 101.18	Q 5,809.86
3. SUB ESTRUCTURAS				
Sub estructuras –Estribos- de concreto ciclópeo (río Platanares)	m ³	56.00	Q 3,903.60	Q 218,601.36
Sub estructuras –Cortina y viga de apoyo de concreto armado	ml	18.64	Q 350.38	Q 6,531.03
4. SUPER ESTRUCTURAS				
Viga principal	ml	40.00	Q 3,088.56	Q 123,542.50
Diafragma interno	ml	2.26	Q 2,233.12	Q 5,046.84
Diafragma externo	ml	4.52	Q 1,175.88	Q 5,314.96
Losa de puente	m ³	13.98	Q 1,013.92	Q 14,174.63
Neopreno	Unidad	4.00	Q 254.04	Q 1,016.14
Postes	ml	14.56	Q 264.97	Q 3,857.92
Barandales	Unidad	14.00	Q 78.68	Q 1,101.50
TOTAL DE PUENTE SOBRE RIO PLATANARES				Q 390,324.40

El costo total incluye imprevistos (15%), costo indirectos (20%) y utilidades (20%)

Tabla XX. Presupuesto puente vehicular sobre río Asuchillo

PRESUPUESTO				
PROYECTO: DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO ASUCHILLO DE LA COMUNIDAD SAN VICENTE EL BAÚL, GUANAGAZAPA, ESCUINTLA				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1. PRELIMINARES				
Limpieza, trazo y nivelación	Ha	1.00	Q 4,970.09	Q 4,970.09
2. EXCAVACIONES				
Excavación estructural para cimentaciones de estructuras	m ³	50.03	Q 116.13	Q 5,809.86
3. SUB ESTRUCTURAS				
Sub estructuras –Estribos- de concreto ciclópeo (río Asuchillo)	m ³	59.14	Q 3,849.10	Q 227,635.98
Sub estructuras –Cortina y viga de apoyo de concreto armado	ml	18.64	Q 350.38	Q 6,531.03
4. SUPER ESTRUCTURAS				
Viga principal	ml	40.00	Q 3,088.56	Q 123,542.50
Diafragma interno	ml	2.26	Q 2,233.12	Q 5,046.84
Diafragma externo	ml	4.52	Q 1,175.88	Q 5,314.96
Losa de puente	m ³	13.98	Q 1,013.92	Q 14,174.63
Neopreno	Unidad	4.00	Q 254.04	Q 1,016.14
Postes	ml	14.56	Q 264.97	Q 3,857.92
Barandales	Unidad	14.00	Q 78.68	Q 1,101.50
TOTAL DE PUENTE SOBRE RIO ASUCHILLO				Q 399,359.02

El costo total incluye imprevistos (15%), costo indirectos (20%) y utilidades (20%)

CONCLUSIONES

1. De acuerdo con el diagnóstico practicado en la comunidad San Vicente El Baúl, se determinó que las necesidades mas prioritarias están en el área de la infraestructura vial (carreteras y puentes), por tal razón, se presentó a la comunidad, el diseño de la carretera de 1.932 kilómetros y dos puentes vehiculares de 20 metros cada uno.
2. La realización de los proyectos de infraestructura vial beneficiará a una población de 560 habitantes, con lo cual se estará mejorando su calidad de vida.
3. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, permite aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, para la solución de problemas reales que se presentan en el campo, dando lugar a que se adquiera criterio y experiencia.

RECOMENDACIONES

AL COMITÉ DE DESARROLLO COMUNITARIO

1. Realizar los trámites necesarios para que éstos proyectos se desarrollen lo más pronto posible.
2. Buscar el apoyo de un profesional de la Ingeniería Civil, para la supervisión de la construcción de los proyectos, y así garantizar la aplicación correcta de las especificaciones contenidas en los planos, con el fin de alcanzar su período de diseño.
3. Una vez finalizada la construcción de los proyectos, se sugiere brindarle su mantenimiento correspondiente, con el objeto de obtener obras durables y en buen estado todo el tiempo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Canales Portillo, Marvin Enrique. Diseño de tres puentes vehiculares y de un camino vecinal, para el municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Octubre de 2002.
2. Enríquez Palencia, Hugo Gerardo. Diseño de puentes rurales cortos. Tesis de Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993.
3. Juárez Isem, Henry Otoniel. Diseño de carretera hacia la comunidad San Sebastián El Refugio y sistema de alcantarillado sanitario Barrio Vista Hermosa, municipio de San Cristóbal Verapaz, Alta Verapaz. Tesis de Ingeniero civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, septiembre 2004.
4. “Especificaciones técnicas para el diseño de puentes de concreto reforzado”. AASHTO, Estados Unidos de Norte América: 1980. 400 pp.
5. “Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes”, Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y vivienda, Guatemala, septiembre 2001.

ANEXOS

Figura 20. Planta perfil de la carretera de la estación 0+000 a 0+760

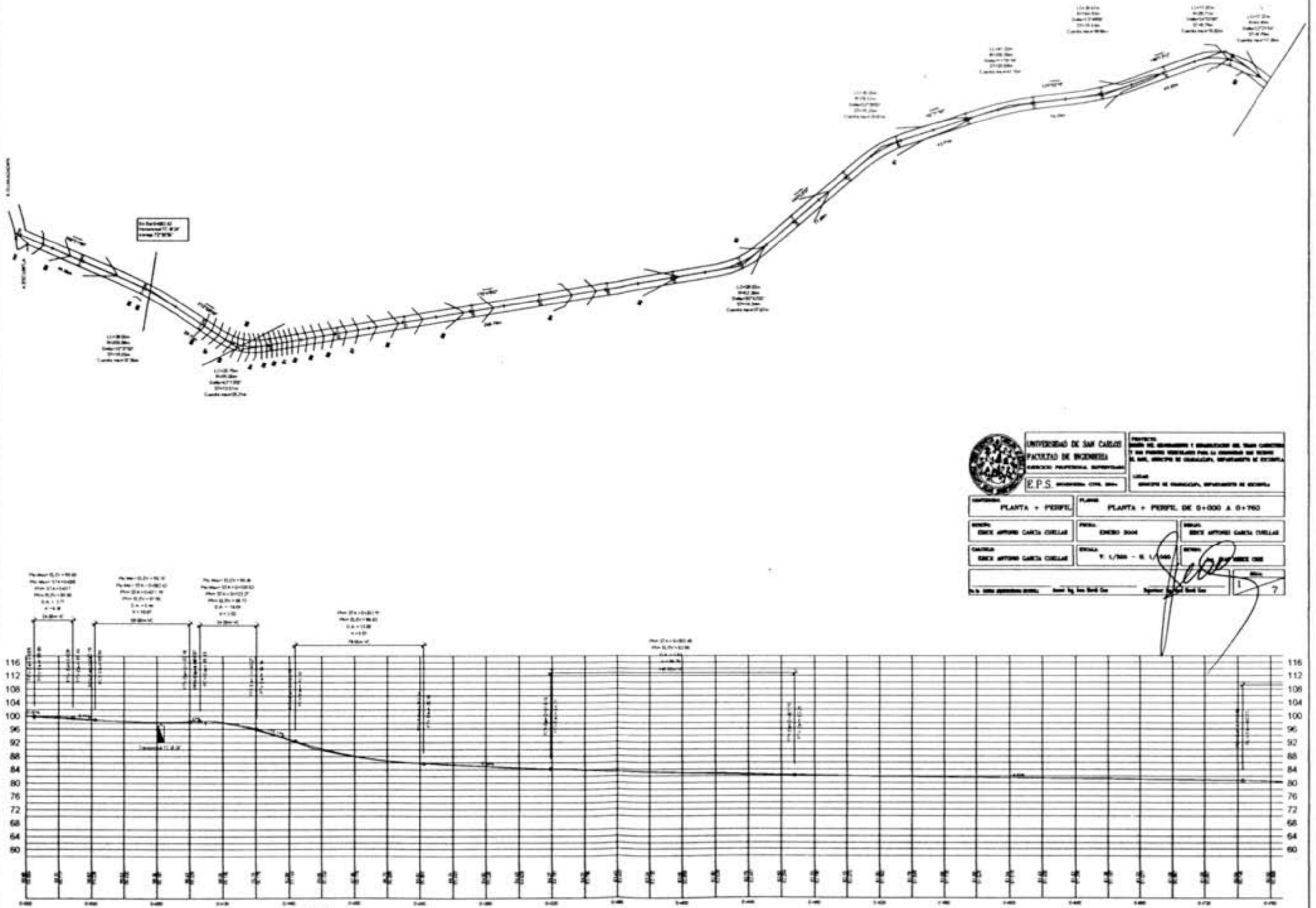
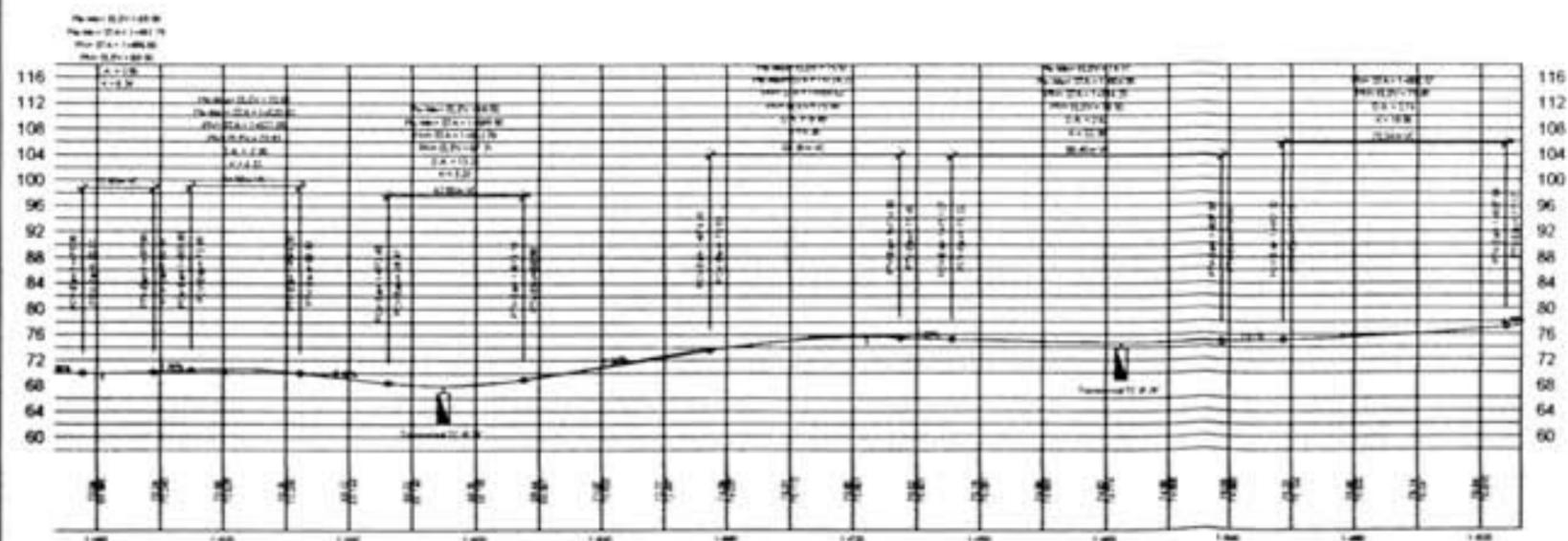
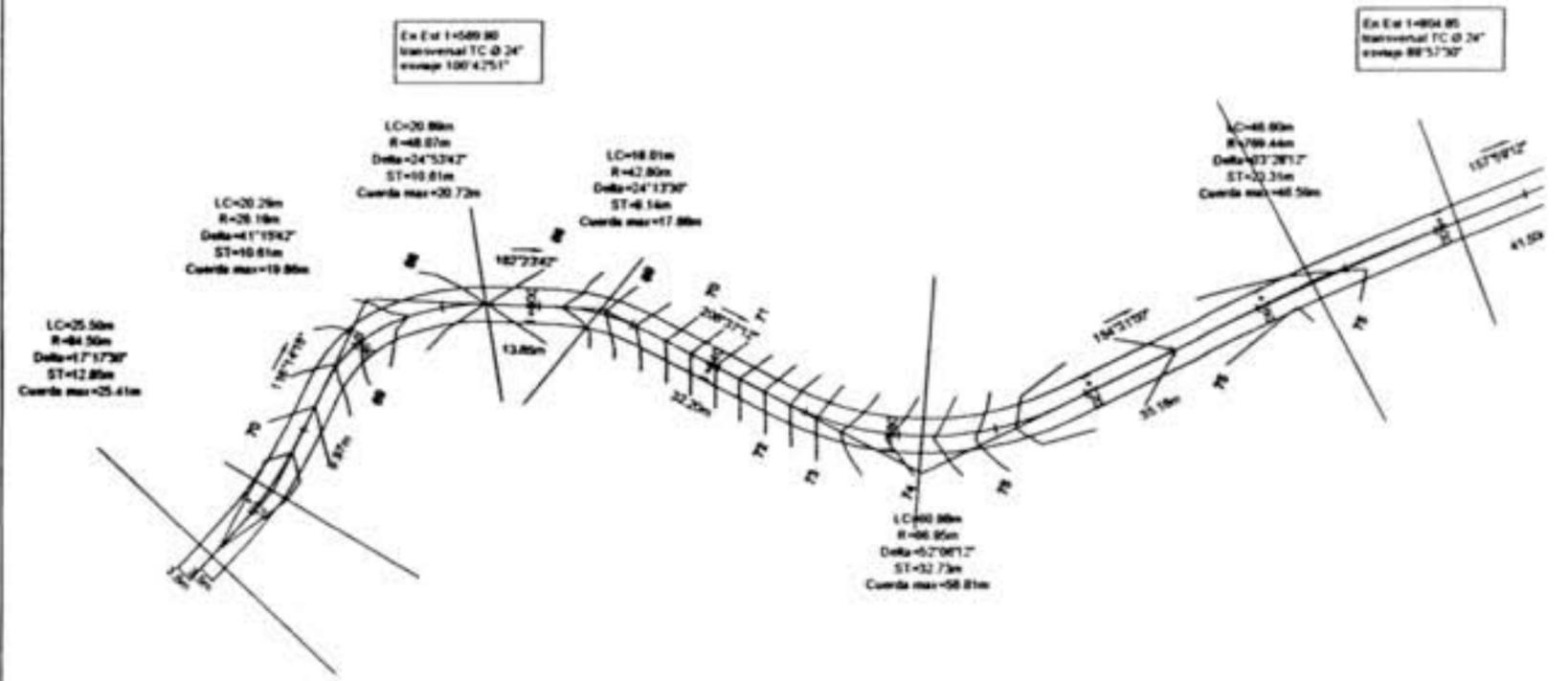
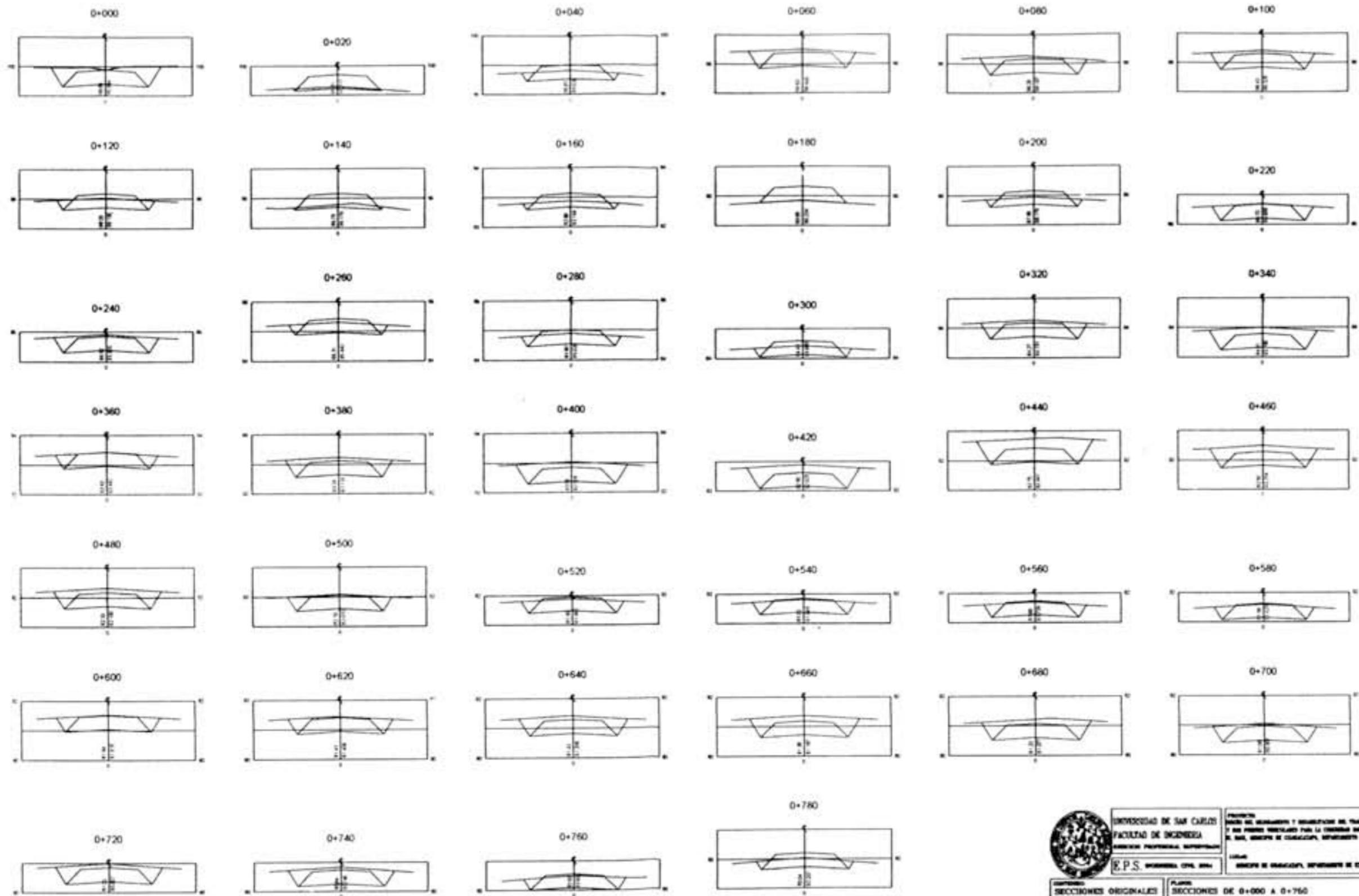


Figura 22. Planta perfil de la carretera de la estación 1+480 a 1+982.73



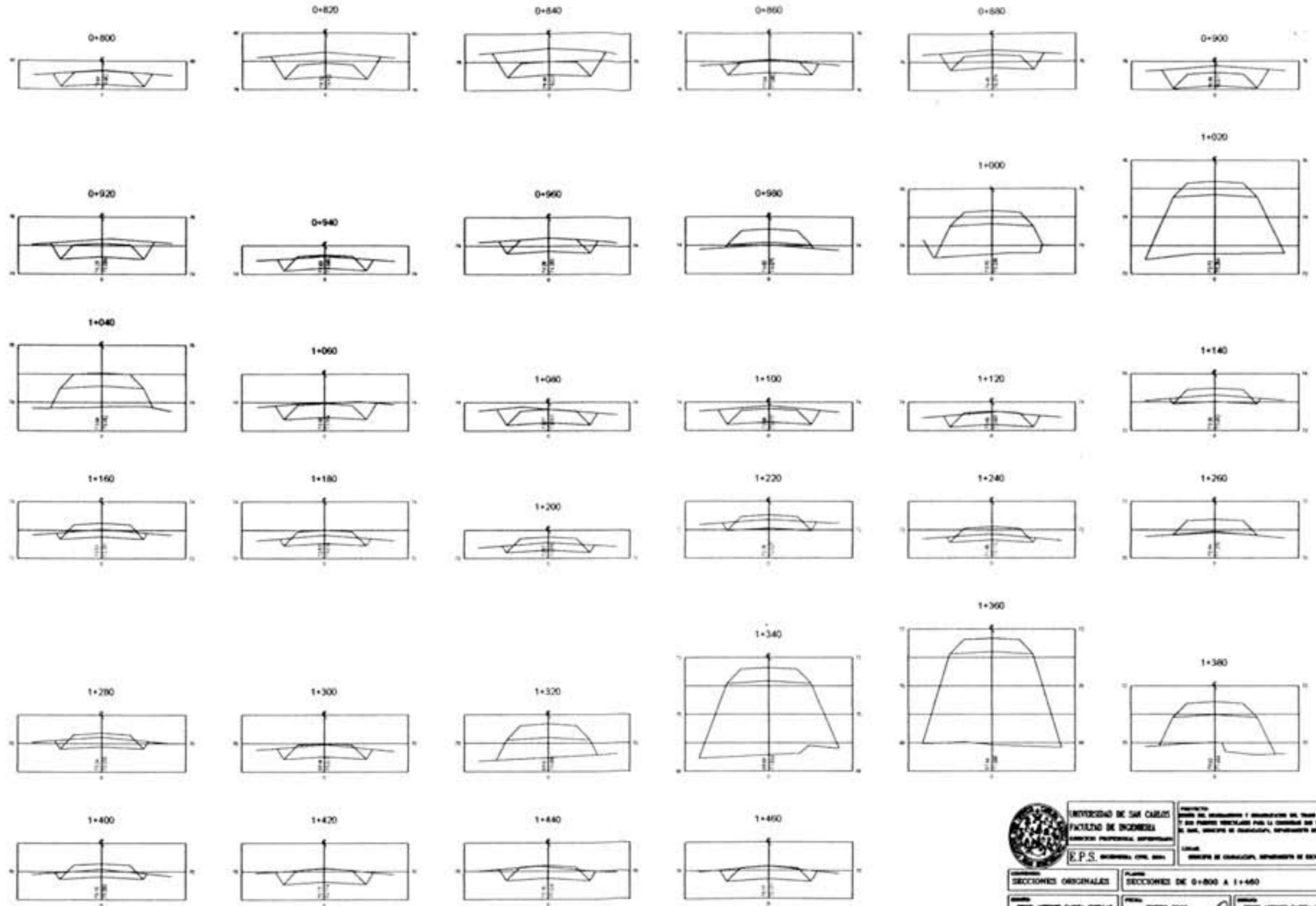
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL INGENIERIA	PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION Y RECONSTRUCCION DEL TRAMO CARRETERO Y SUS Puentes ENCLAVADOS PARA LA CIUDAD DE SAN CARLOS DEL DEPT. GUATEMALA DE GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.
	E.P.S. INGENIERIA CIVIL S.A.S.	LUGAR: DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA
COMPANIA: PLANTA + PERFIL	PLANTA + PERFIL DE 1+480 A 1+982.73	TITULO: INGENIERIA CIVIL
NOMBRE: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CUELLAR	FECHA: FEBRERO 2008	NOMBRE: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CUELLAR
CALIDAD: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CUELLAR	ESCALA: 1/500 - H. 1/500	NOMBRE: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CUELLAR
N.º DE APROBACION:	FECHA:	N.º DE APROBACION:

Figura 23. Plano de secciones transversales 0+760 a 0+750



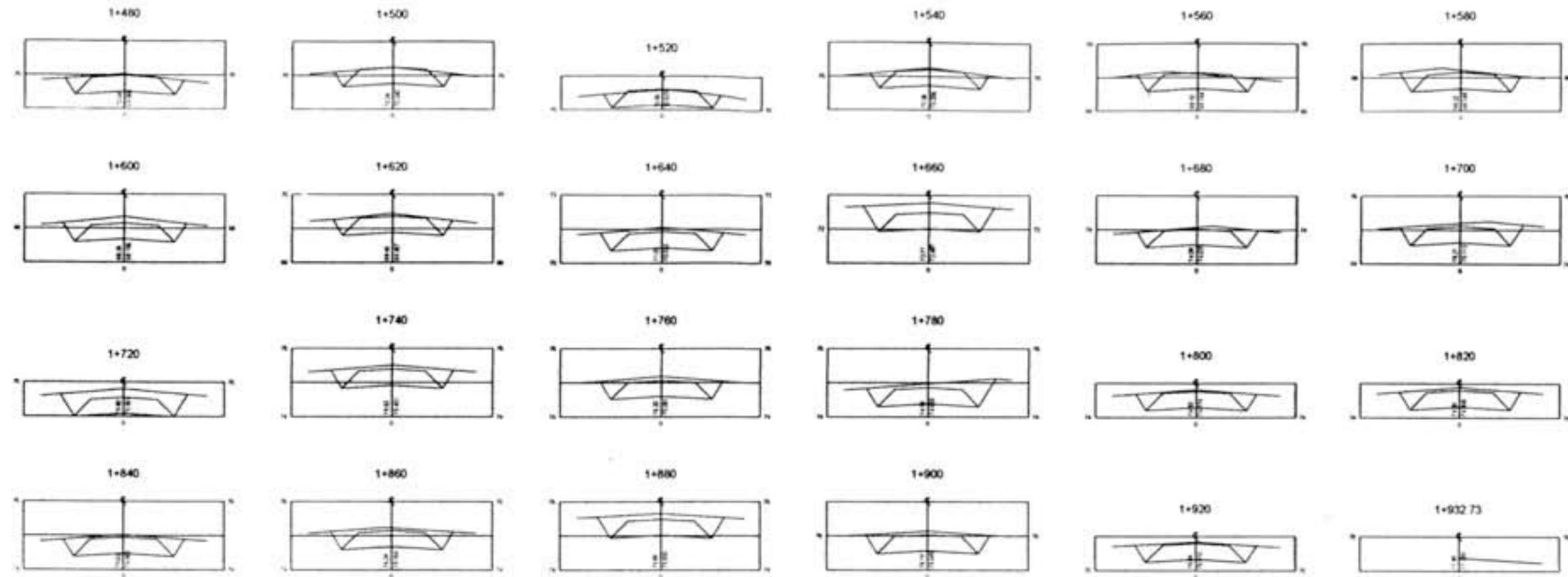
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA INGENIERIA PROFESIONAL AUTOPROFESIONAL	PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION Y RECONSTRUCCION DE TRAZO CARRETERO Y OBRAS DE RECONSTRUCCION PARA LA TRANSFORMACION DEL SECTOR DE SAN CARLOS, MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE ESCUOLA	
	LUGAR: MUNICIPIO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE ESCUOLA	
E.P.S. INGENIERIA CIVIL 2004		
SECCIONES ORIGINALES	PLANOS: SECCIONES DE 0+000 A 0+760	
DISEÑADO: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CIBELLAS	FECHA: FEBRERO 2004	APROBADO: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CIBELLAS
CALIFICADO: ENRIQUE ANTONIO GARCIA CIBELLAS	ESCALA: 1:1000 - H. 1/1000	OTRO: SIN OTROS DATOS
No. de hojas: 10		Hoja: 4

Figura 24. Plano de secciones transversales 0+800 a 1+460



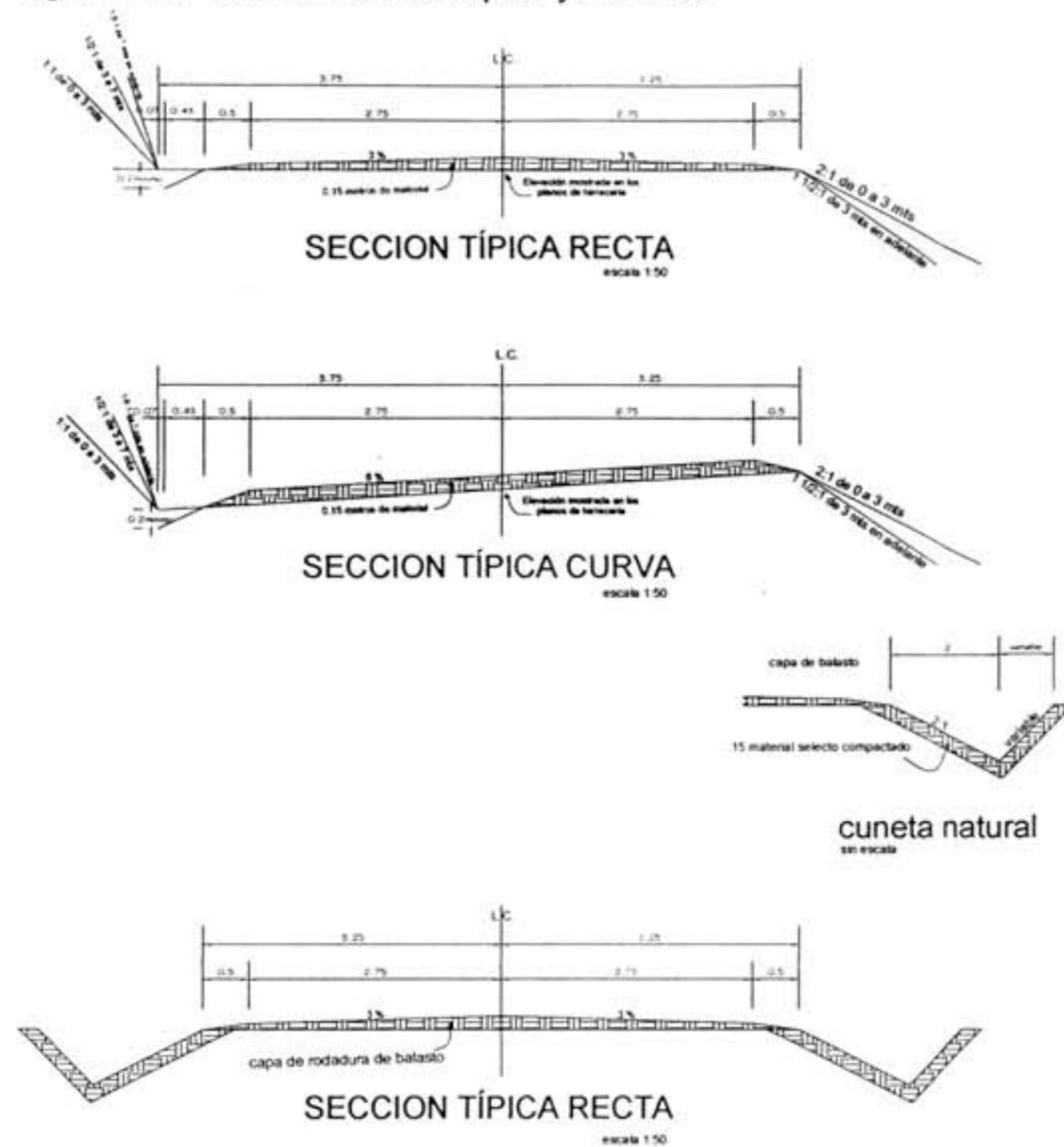
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA INGENIERIA PROFESIONAL AUTONOMA	PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION Y RECONSTRUCCION DEL TRONCO CENTRAL Y DE LOS PUNTO VINCULADOS PARA LA CARRETERA DEL TRONCO DE SAN CARLOS, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, REPUBLICA DE GUATEMALA.
	E.P.S. INGENIERIA CIVIL S.A.S.	LUGAR: DEPARTAMENTO DE GUATEMALA, REPUBLICA DE GUATEMALA.
SECCIONES ORIGINALES	PLANO: SECCIONES DE 0+800 A 1+460	
DISEÑADO POR: INGENIERO GARCIA CERRILLO	DISEÑADO POR: INGENIERO BARRA	DISEÑADO POR: INGENIERO GARCIA CERRILLO
APROBADO POR: INGENIERO GARCIA CERRILLO	APROBADO POR: INGENIERO BARRA	APROBADO POR: INGENIERO GARCIA CERRILLO
ESCALA: 1:1000 - M. LARGO		
FECHA:		
LUGAR:		
HOJA:		

Figura 25. Plano de secciones transversales 1+480 a 1+982.73

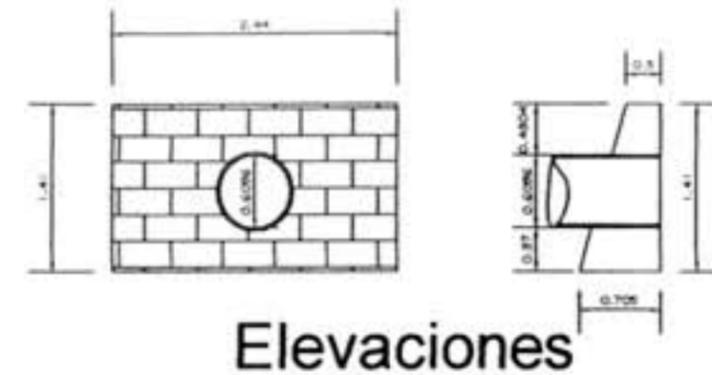


	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	TITULO: INGENIERIA EN INGENIERIA DE CARRETERAS Y SU PRÁCTICA PROFESIONAL EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SAN CARLOS, GUATEMALA, GUATEMALA DE GUATEMALA
	F.P.S. INGENIERIA CIVIL SAN CARLOS	LUGAR: ESCUELA DE INGENIERIA DE CARRETERAS Y SU PRÁCTICA PROFESIONAL
TITULO: SECCIONES ORIGINALES	PLAN: SECCIONES DE 1+480 A 1+982.73	
NOMBRE: INGENIERO GABRIEL CHIELLA	FECHA: ENERO 2004	NOMBRE: INGENIERO GABRIEL CHIELLA
TITULO: INGENIERO GABRIEL CHIELLA	ESCALA: 1/100 - A. 1/1000	NOMBRE: INGENIERO GABRIEL CHIELLA
		NOMBRE: INGENIERO GABRIEL CHIELLA

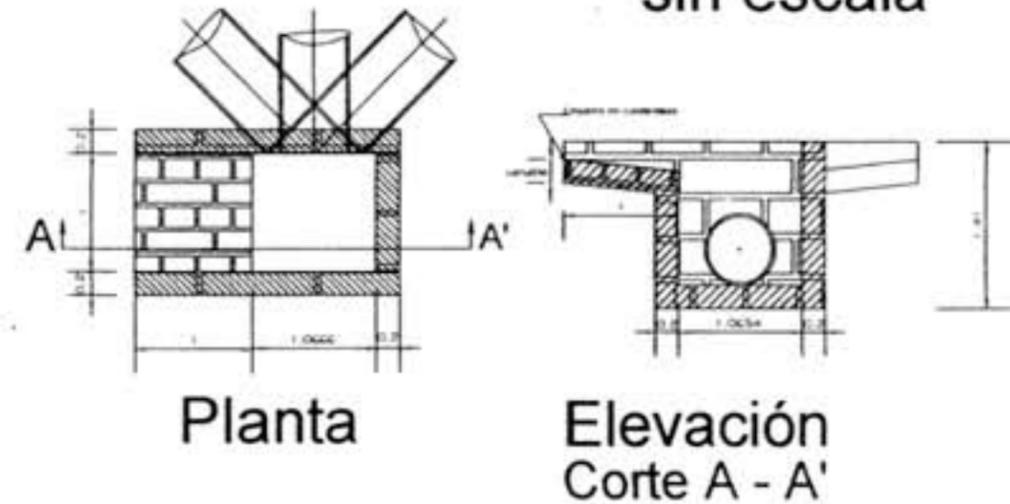
Figura 26. Plano de sección típica y detalles



Detalles de cabezales sin escala

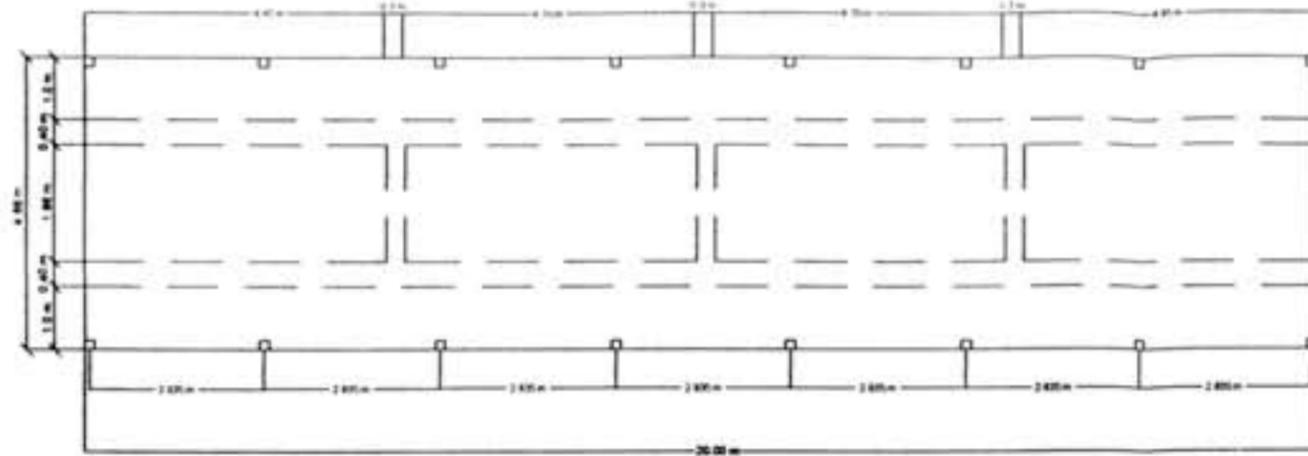


Detalle de cajas sin escala



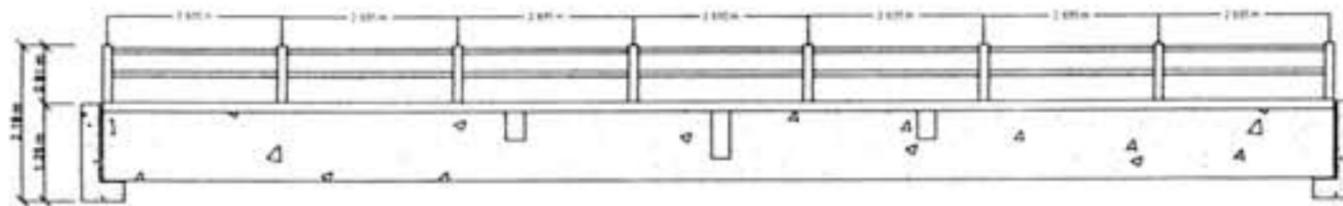
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS	PROYECTO
	FACULTAD DE INGENIERIA	MEJORAMIENTO Y RECONSTRUCCION DEL TRAMO CARRERA Y SUS PUNTO DE INGRESO PARA LA CARRETERA SAN CARLOS - EL SAL, SECTOR DE JAMAJAL, DEPARTAMENTO DE BUENOS AIRES
	INGENIERIA PROFESIONAL ESPECIALIDAD	LICENCIADO
	EPS. INGENIERIA CIVIL, S.A.S.	INGENIERO DE INGENIERIA, DEPARTAMENTO DE BUENOS AIRES
CONTENIDO	PLANO	
DETALLES	SECCION TÍPICA DE CARRETERA, CAJAS Y CANALES	
FECHA	BOYBANDA 2008	
ELABORADO POR	INGENIERO CIVIL	
PROYECTO	Y. 1/100 - R. 1/200	
FECHA		

Figura 27. Plano de planta, elevación y secciones acotadas del puente sobre río Platanares



PLANTA ACOTADA

ESCALA 1:25



ELEVACION

ESCALA 1:25

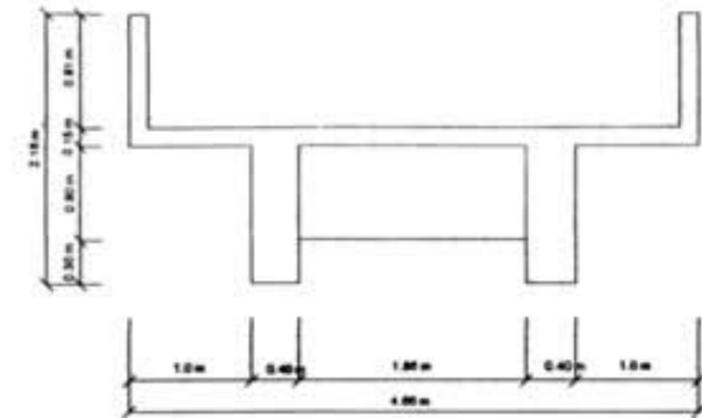
NOTA:

CONCRETO (f_c)
 SUPERESTRUCTURA (losa, viga y diafragmas) 280 Kg/cm² Concreto Clase 4,000 PSI
 (postes) 210 Kg/cm² Concreto Clase 3,000 PSI
 SUBESTRUCTURA (cortina y viga de apoyo) 210 Kg/cm² concreto clase 3,000 PSI
 (Estribos) 175 Kg/cm² Concreto Ciclópeo Clase 2,500 PSI
 (Peso Concreto Ciclópeo) 2,500 Kg/m³
 (Peso concreto armado) 2,400 Kg/m³

ACERO (F_y)
 (losa, diafragmas, postes, cortina y viga de apoyo) 2,800 Kg/cm² G.40
 (viga principales) 4,200 Kg/cm² G.60

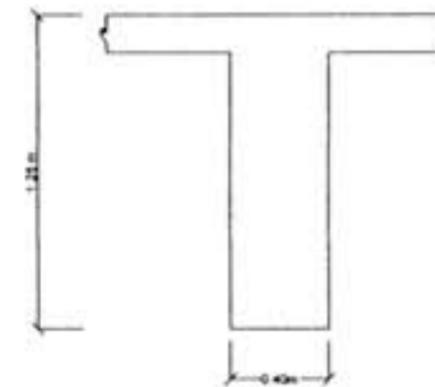
VALOR SOPORTE DEL SUELO se asumió un valor de 25,000 Kg/cm² se deberá verificar en campo
 SOBRE CARGA HS-15 LONGITUD TOTAL 20m.

Recubrimientos mínimos:
 En contacto con el suelo = 7.5 cm.
 Losa arriba = 2.5 cm
 Losa abajo = 5 cm
 Columnas o postes = 2.5 cm.
 Traslapes = 45 cm



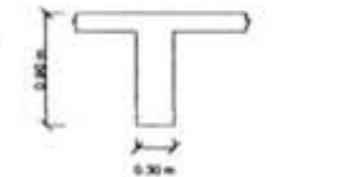
SECCION DE PUENTE

ESCALA 1:50



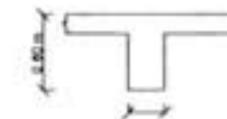
SECCION VIGA PRINCIPAL

ESCALA 1:75



SECCION DE DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:50

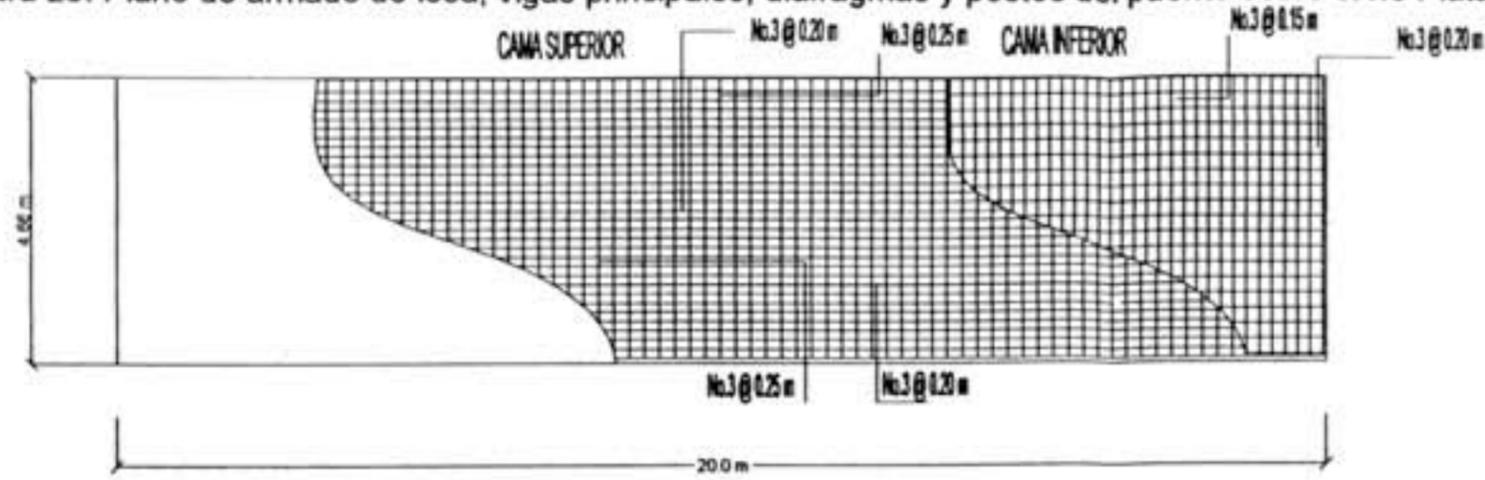


SECCION DE DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1:50

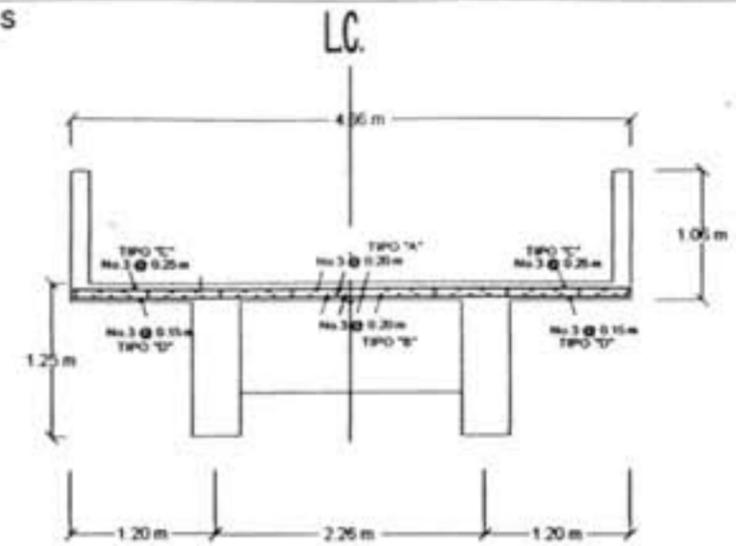
	INSTITUCION DE SERVICIOS FACILIDAD DE INGENIERIA	INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA
	E.P.S.	INGENIERO
INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA	INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA	INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA
INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA	INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA	INGENIERO EN INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS PARA LA CONSTRUCCION DE PUENTES DE HALL SOBRE RIOS PLATANARES, DEPARTAMENTO DE BOYACA

Figura 28. Plano de armado de losa, vigas principales, diafragmas y postes del puente sobre el río Platanares



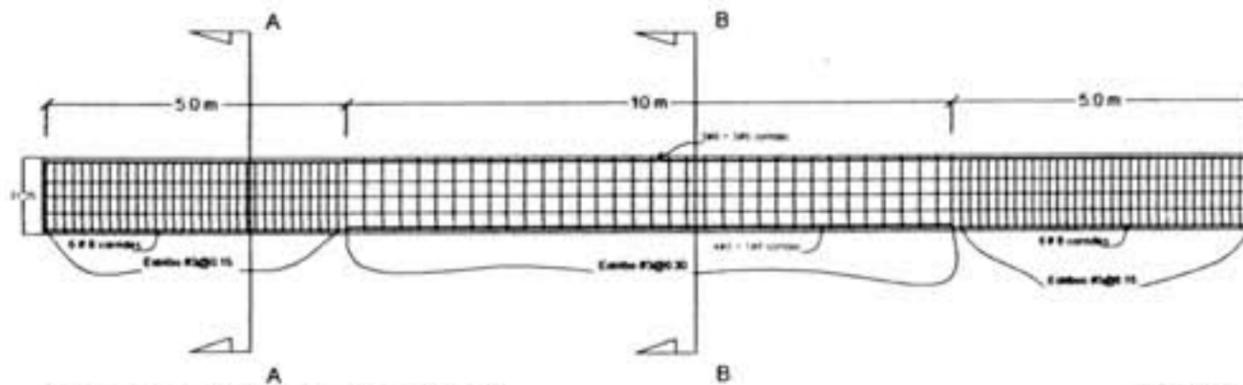
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:25



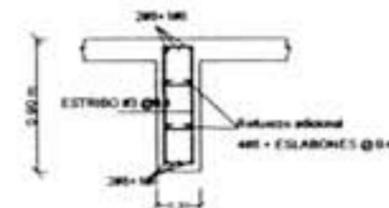
ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:50

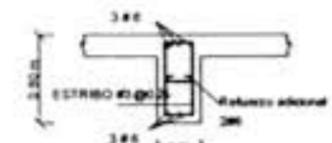


ARMADO VERTICAL DE VIGA

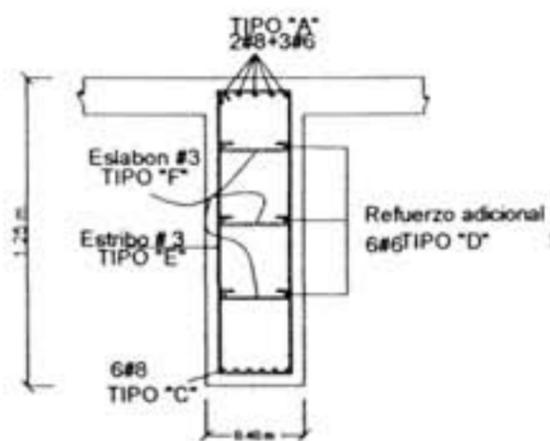
ESCALA 1:50



ARMADO DE DIAFRAGMA INTERIOR
ESCALA 1:25

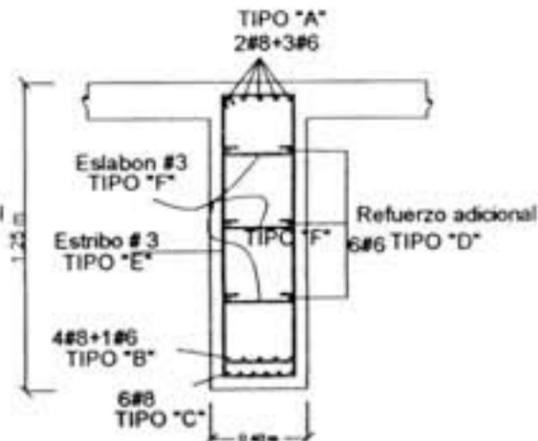


ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1:25



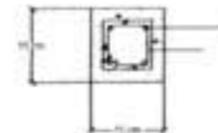
ARMADO DE VIGA PRINCIPAL SECCION A-A

ESCALA 1:75



ARMADO DE VIGA PRINCIPAL SECCION B-B

ESCALA 1:75



ARMADO DE POSTE DE BARANDAL

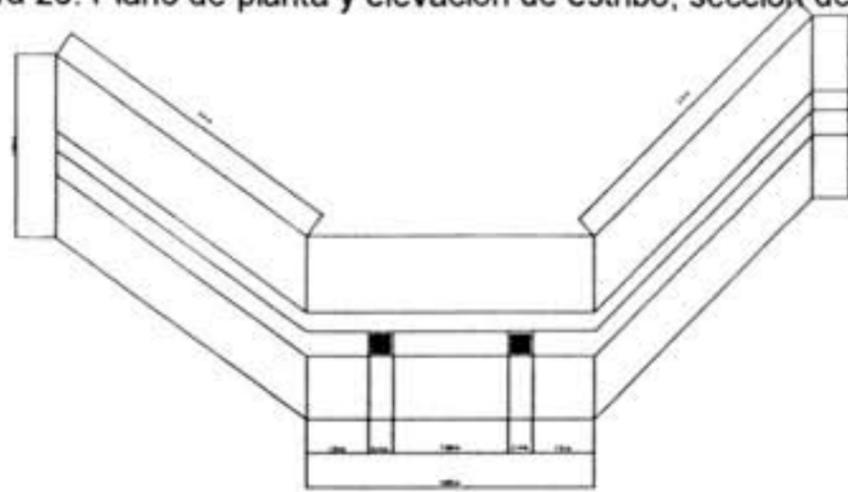
ESCALA 1:50



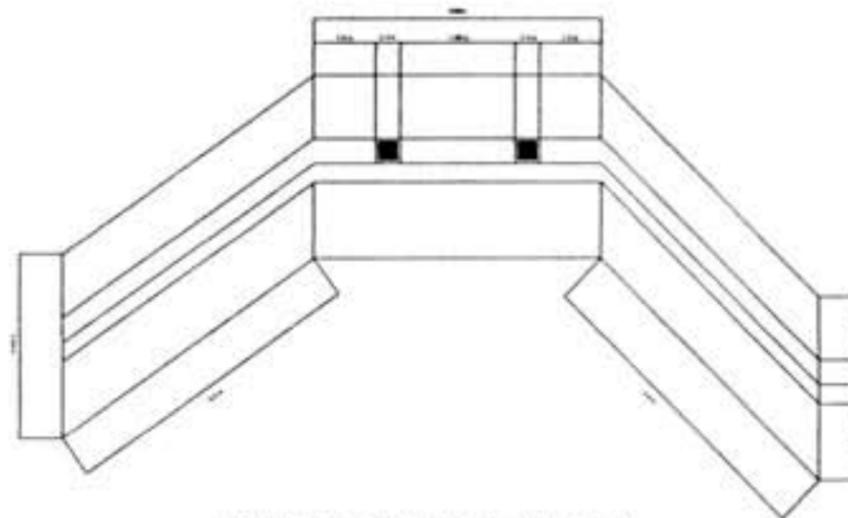
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERAS DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL
CARRERAS DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA DE SISTEMAS
CARRERAS DE INGENIERÍA EN INGENIERÍA DE SOFTWARE

PROYECTO	PLANTILLA DE LOSA, VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS Y POSTES DE BARANDAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO PLATANARES
PROYECTANTE	ING. JOSÉ MARÍA GONZÁLEZ
REVISOR	ING. JOSÉ MARÍA GONZÁLEZ
APROBADO	ING. JOSÉ MARÍA GONZÁLEZ
FECHA	2018
HOJA	2

Figura 29. Plano de planta y elevación de estribo, sección de cortina y viga de apoyo, puente sobre río Platanares



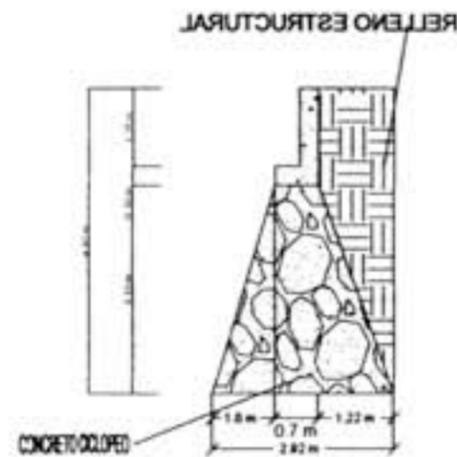
DETALLE DE ESTRIBO MAS ALETON DE ENTRADA
ESCALA 1:50



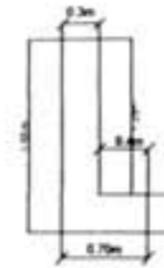
DETALLE DE ESTRIBO MAS ALETON DE SALIDA
ESCALA 1:50



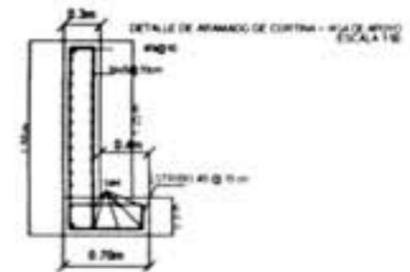
ESTRIBO ENTRADA SOBRE RIO PLATANARES
ESCALA 1:50



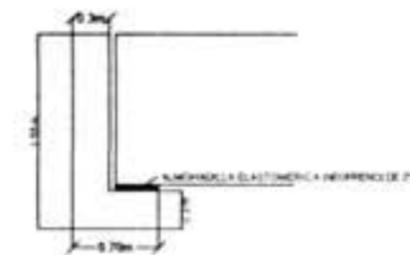
ESTRIBO SALIDA SOBRE RIO PLATANARES
ESCALA 1:50



SECCION DE CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:50



SECCION Y ARMADO DE CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:50



DETALLE DE VIGA Y NEOPRENO
ESCALA 1:25

	INSTITUCIÓN DE SERVICIOS PÚBLICOS DE AGUA Y ENERGÍA EMPRESA PÚBLICA DE SERVICIOS DE AGUA Y ENERGÍA	PROYECTO:
	DIRECCIÓN DE SERVICIOS PÚBLICOS DE AGUA Y ENERGÍA	UBICACIÓN:
TÍTULO:	FECHA:	ESCALA:
AUTORIZADO:	DISEÑADO:	VERIFICADO:
APROBADO:	REVISADO:	EJECUTADO:
ELABORADO:	CALIFICADO:	ENTREGADO:

Figura 30. Planta perfil del puente sobre río Platanares

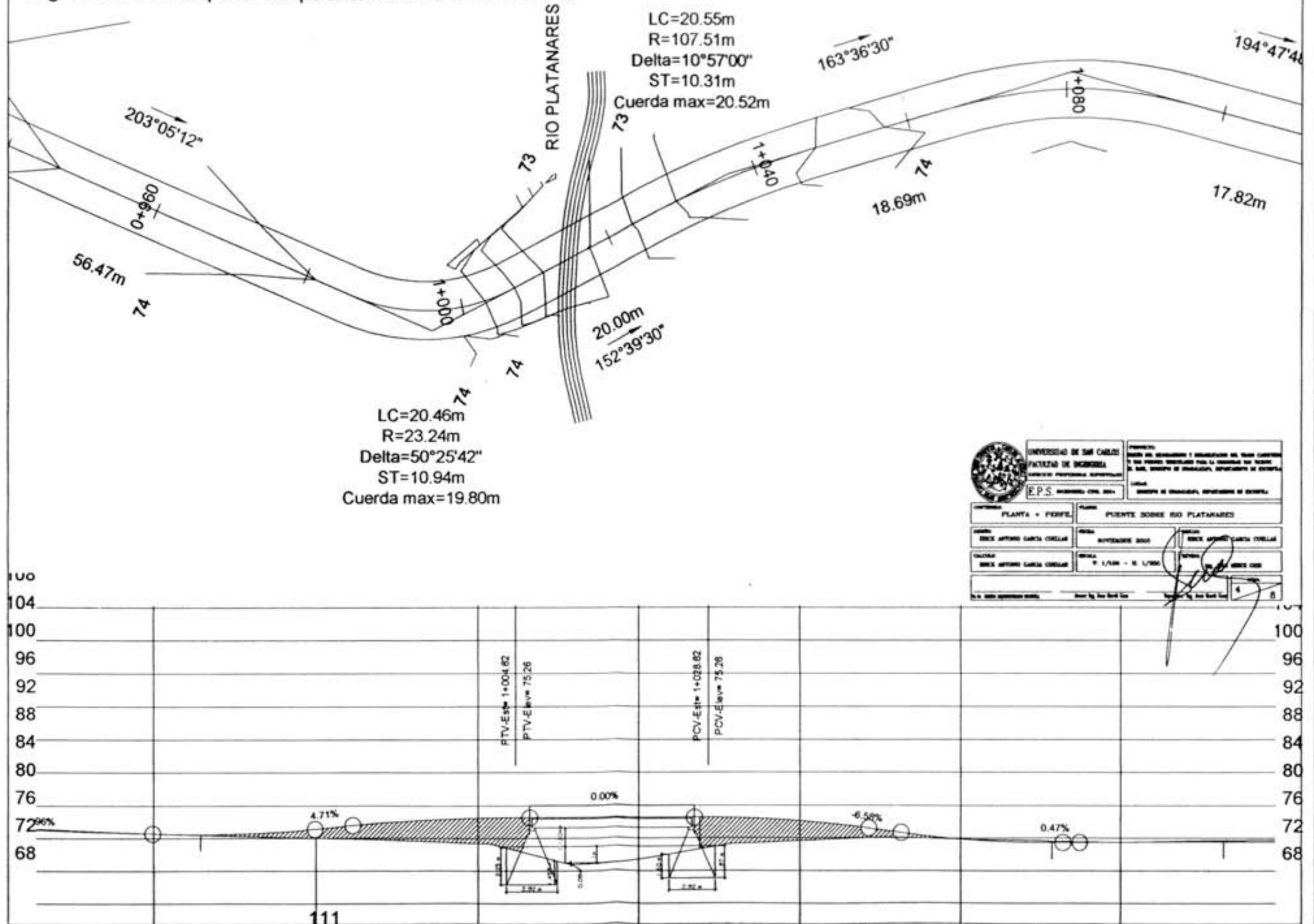
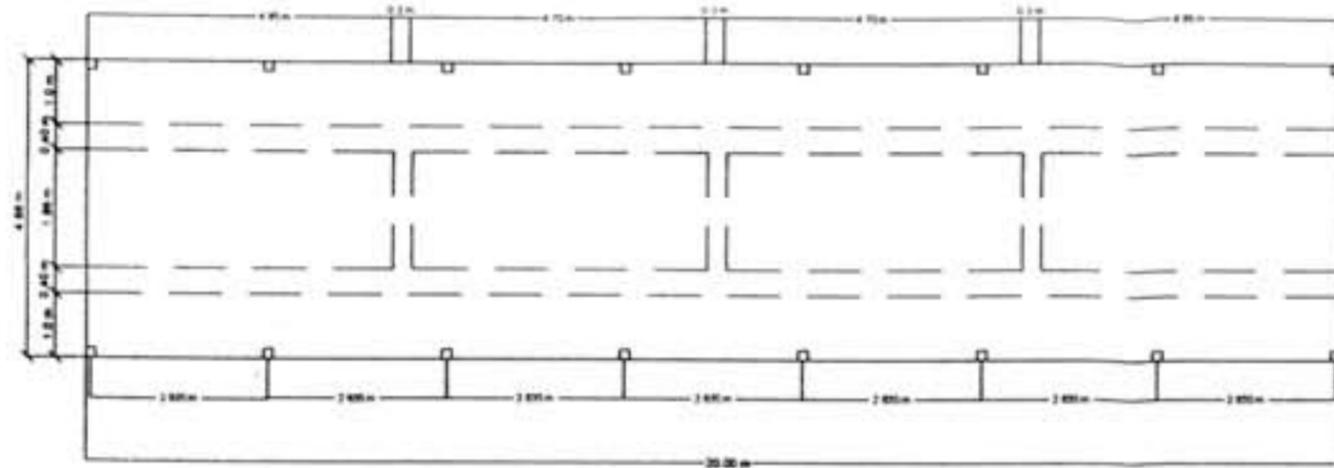
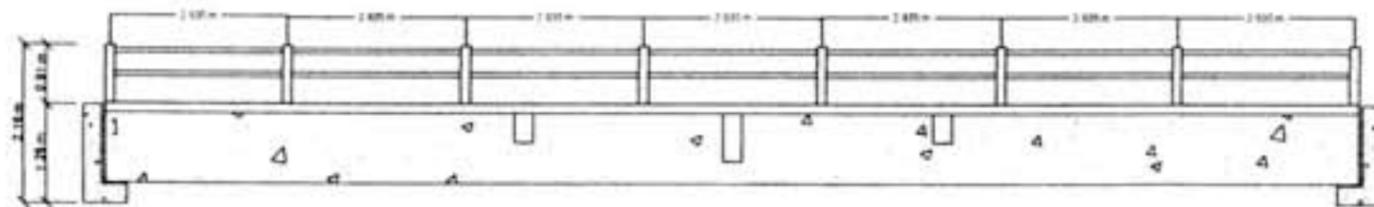


Figura 31. Plano de planta, elevación y secciones acotadas del puente sobre río Asuchillo



PLANTA ACOTADA

ESCALA 1:25



ELEVACION

ESCALA 1:25

NOTA:

CONCRETO (f_c)

SUPERESTRUCTURA (losa, viga y diafragmas) 280 Kg/cm² Concreto Clase 4,000 PSI
(postes) 210 Kg/cm² Concreto Clase 3,000 PSI

SUBESTRUCTURA (cortina y viga de apoyo) 210 Kg/cm² concreto clase 3,000 PSI
(Estribos) 175 Kg/cm² Concreto Ciclópeo Clase 2,500 PSI
(Peso Concreto Ciclópeo) 2,500 Kg/m³
(Peso concreto armado) 2,400 Kg/m³

ACERO (F_y)

(losa, diafragmas, postes, cortina y viga de apoyo) 2,800 Kg/cm² G.40
(viga principales) 4,200 Kg/cm² G.60

VALOR SOPORTE DEL SUELO se asumió un valor de 25,000 Kg/cm² se deberá verificar en campo
SOBRE CARGA HS-15 LONGITUD TOTAL 20m.

Recubrimientos mínimos:

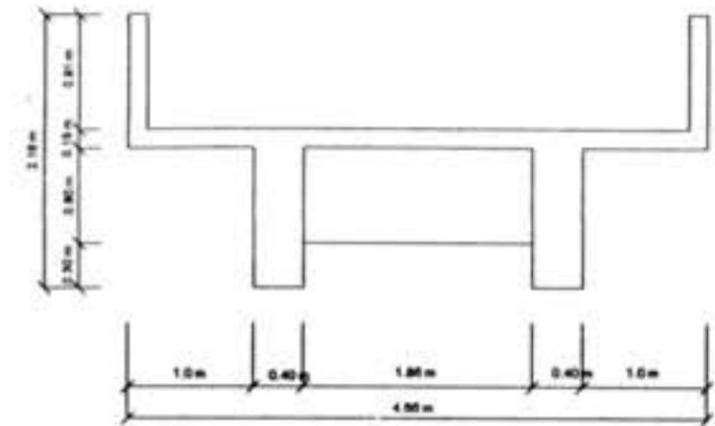
En contacto con el suelo = 7.5 cm.

Losa arriba = 2.5 cm

Losa abajo = 5 cm

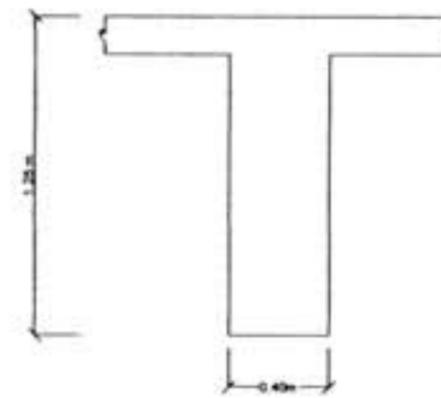
Columnas o postes = 2.5 cm.

Traslapes = 45 cm



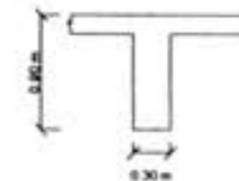
SECCION DE PUENTE

ESCALA 1:50



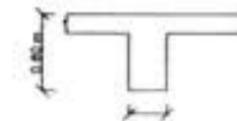
SECCION VIGA PRINCIPAL

ESCALA 1:75



SECCION DE DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:50

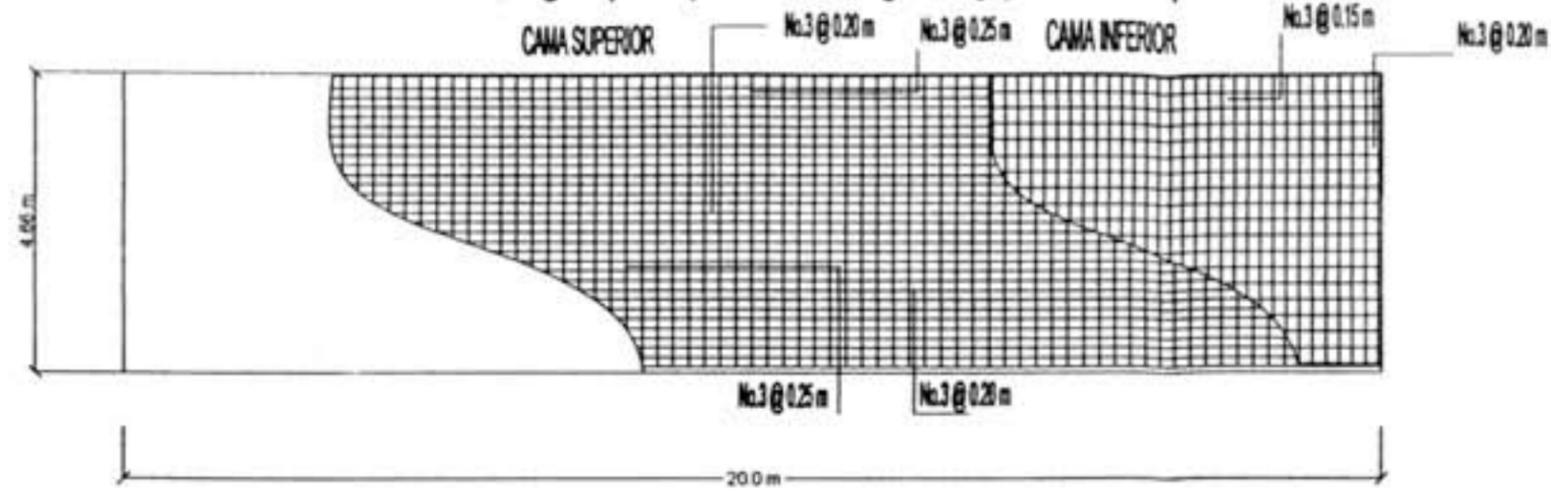


SECCION DE DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1:50

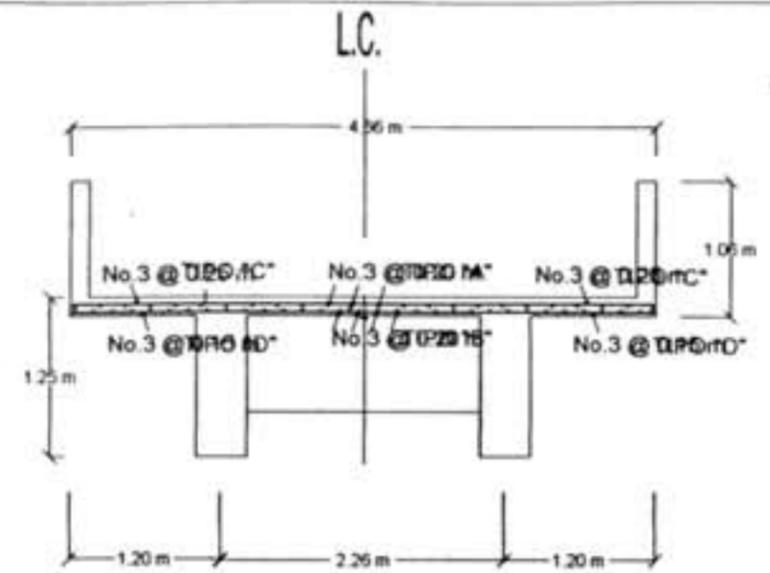
	INSTITUCIÓN DE SAN CARLOS OFICINA DE INGENIERIA	PROYECTO DE INGENIERIA Y MANEJO DE OBRAS DE PUENTE SOBRE EL RÍO ASUCHILLO
	E.P.S.	INGENIERIA
NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA	NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA	NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA
NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA	NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA	NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA
NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA	NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA	NOMBRE DEL INGENIERO NOMBRE DEL PROYECTO Y SECCION ACOTADA

Figura 32. Plano de armado de losa, vigas principales, diafragmas y postes del puente sobre el río Asuchillo



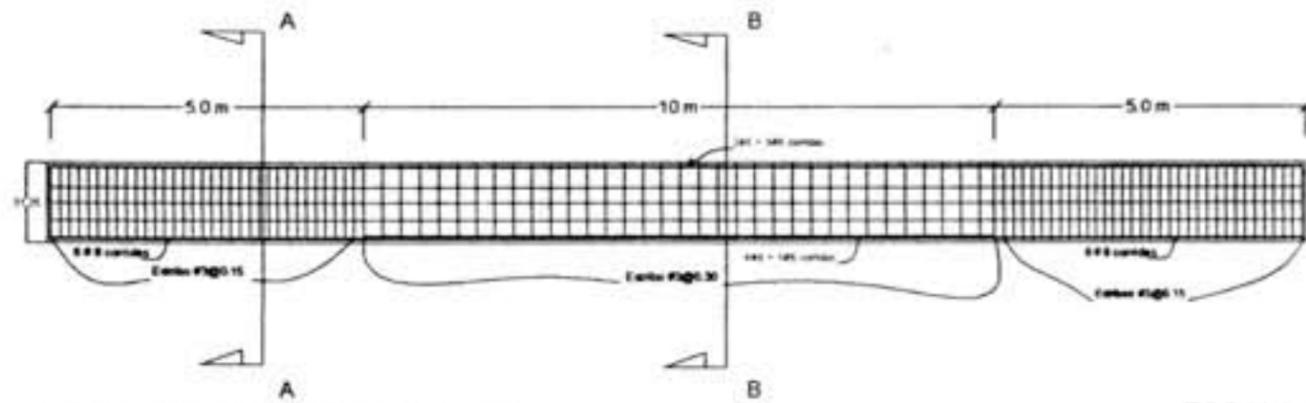
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:25



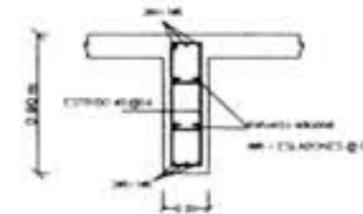
ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:50



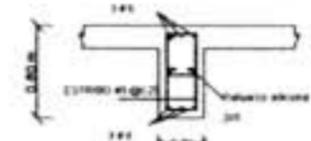
ARMADO VERTICAL DE VIGA

ESCALA 1:50



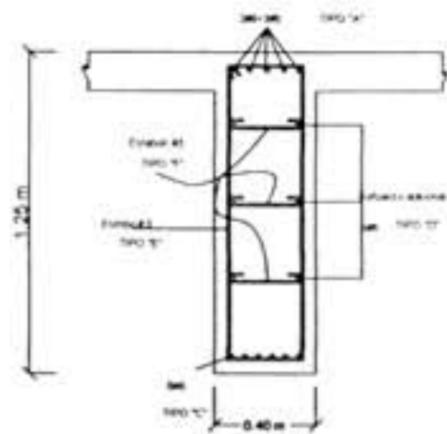
ARMADO DE DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:25



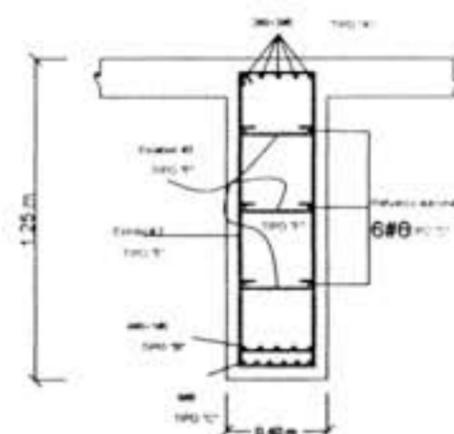
ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1:25



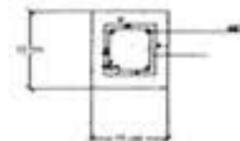
ARMADO DE VIGA PRINCIPAL SECCION A-A

ESCALA 1:75



ARMADO DE VIGA PRINCIPAL SECCION B-B

ESCALA 1:75



ARMADO DE POSTE DE BARANDAL

ESCALA 1:50

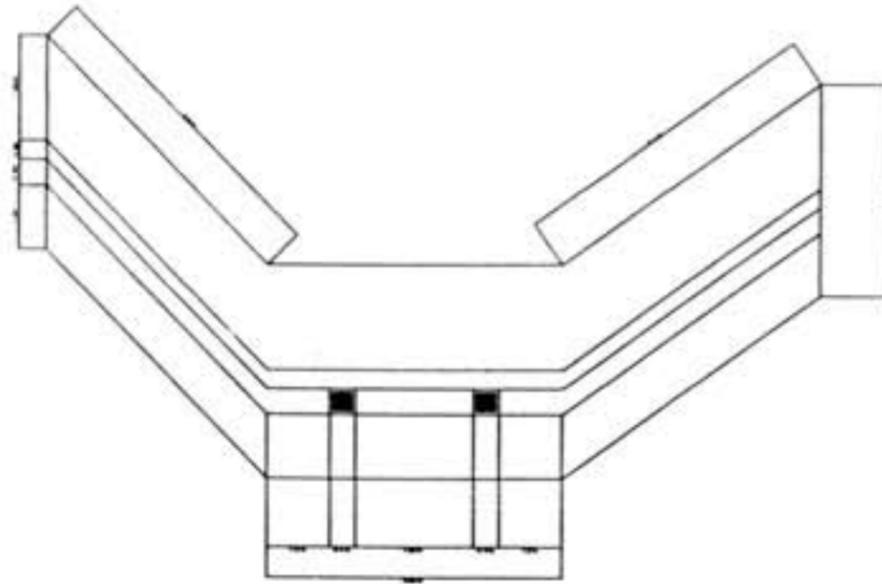


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

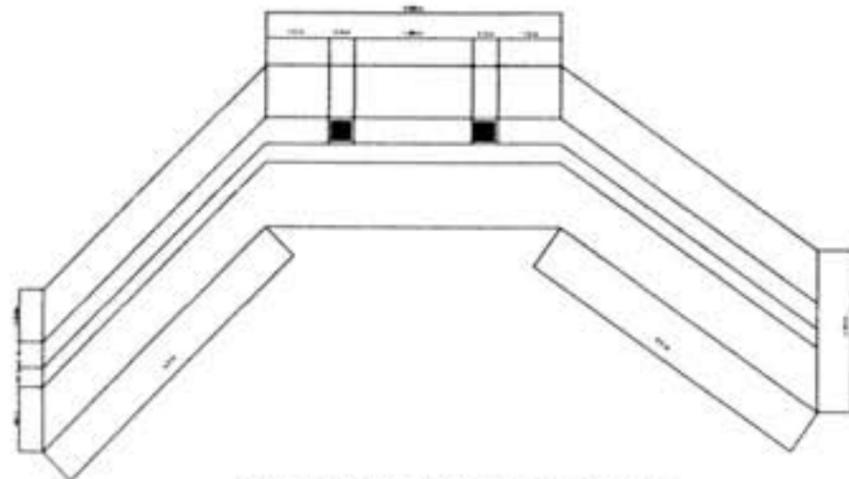
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO ASUCHILLO
AUTOR: [Nombre del autor]
FECHA: [Fecha]

DETALLES DE ARMADO		AUTORIZACION DE LOSA, VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS Y POSTES DE BARANDAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO ASUCHILLO	
PROYECTANTE: [Nombre]	REVISOR: [Nombre]	PROYECTANTE: [Nombre]	REVISOR: [Nombre]
PROYECTANTE: [Nombre]	REVISOR: [Nombre]	PROYECTANTE: [Nombre]	REVISOR: [Nombre]

Figura 33. Plano de planta y elevación de estribo, seccion de cortina y viga de apoyo, puente sobre río Asuchillo



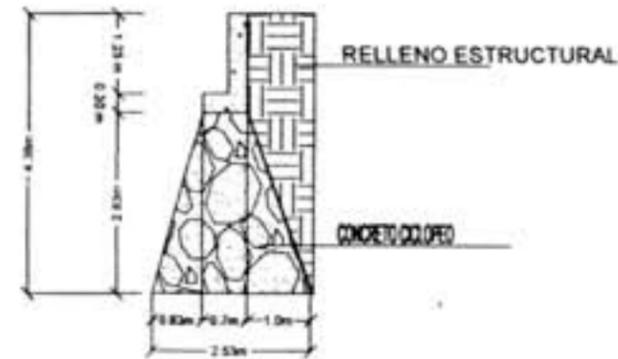
DETALLE DE ESTRIBO MAS ALETON DE ENTRADA
ESCALA 1:50



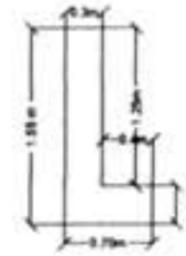
DETALLE DE ESTRIBO MAS ALETON DE SALIDA
ESCALA 1:50



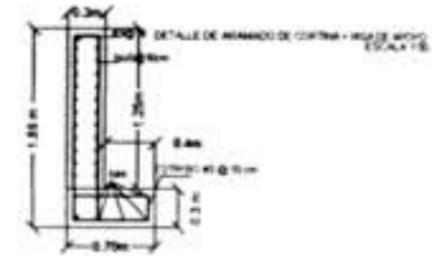
ESTRIBO ENTRADA SOBRE RIO ASUCHILLO
ESCALA 1:50



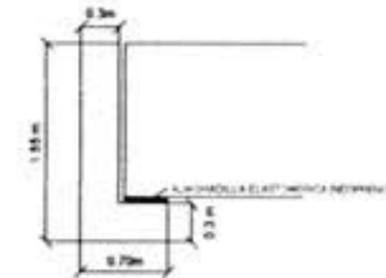
ESTRIBO SALIDA SOBRE RIO ASUCHILLO
ESCALA 1:50



SECCION DE CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:50



SECCION Y ARMADO DE CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESCALA 1:50

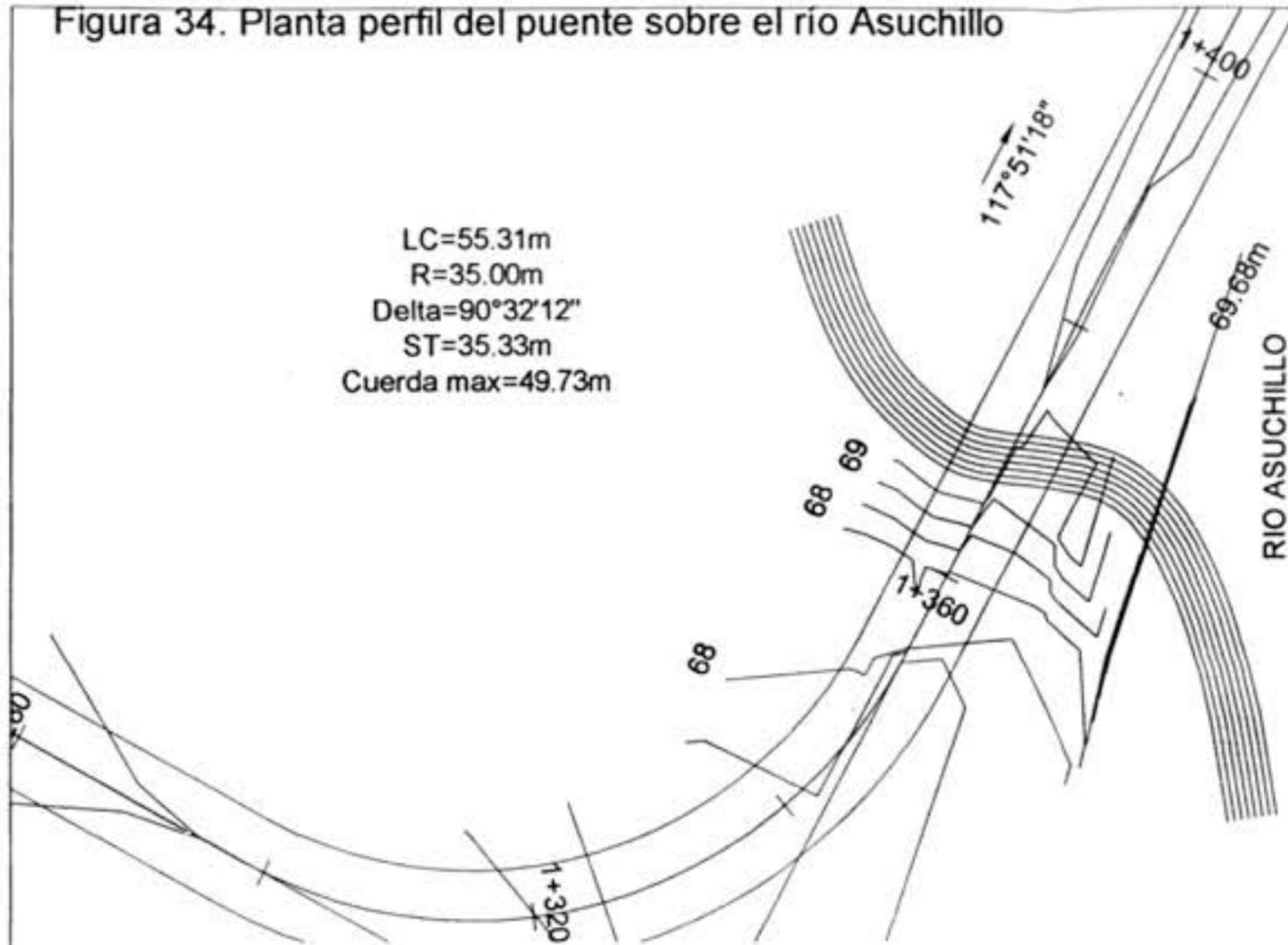


DETALLE DE VIGA Y NEOPRENO
ESCALA 1:25

		ENTIDAD PROMOTORA DE SERVICIOS E.P.S.
DETALLES DE ESTRIBO		
INGENIERO FRANCISCO GARCIA GALLAN	ARQUITECTO FRANCISCO GARCIA GALLAN	DISEÑADOR FRANCISCO GARCIA GALLAN
VIGA DE APOYO DE CORTINA		
INGENIERO FRANCISCO GARCIA GALLAN	ARQUITECTO FRANCISCO GARCIA GALLAN	DISEÑADOR FRANCISCO GARCIA GALLAN
VIGA DE APOYO DE CORTINA		
INGENIERO FRANCISCO GARCIA GALLAN		
ARQUITECTO FRANCISCO GARCIA GALLAN		
DISEÑADOR FRANCISCO GARCIA GALLAN		

Figura 34. Planta perfil del puente sobre el río Asuchillo

LC=55.31m
 R=35.00m
 Delta=90°32'12"
 ST=35.33m
 Cuerda max=49.73m



	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA	PROYECTO: DISEÑO DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RIO ASUCHILLO Y SU FONDO DE FONDO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE EL DISEÑO DE CONSTRUCCIÓN, DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
	E.P.S. INGENIERIA CIVIL 2002	DISEÑO DE CONSTRUCCIÓN, DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
TITULO: PLANTA + PERFIL	PLAN: PUENTE SOBRE EL RIO ASUCHILLO	
AUTOR: DIEGO AYTIAN GARCIA CUELLAR	FECHA: NOVIEMBRE 2002	ASESOR: DIEGO AYTIAN GARCIA CUELLAR
CALIFICADO: DIEGO AYTIAN GARCIA CUELLAR	ESCALA: 1:1,500 - H. 1:1,000	ASESORADO: JOSE JAVIER DIAZ
DISEÑADO POR: <i>[Signature]</i>		

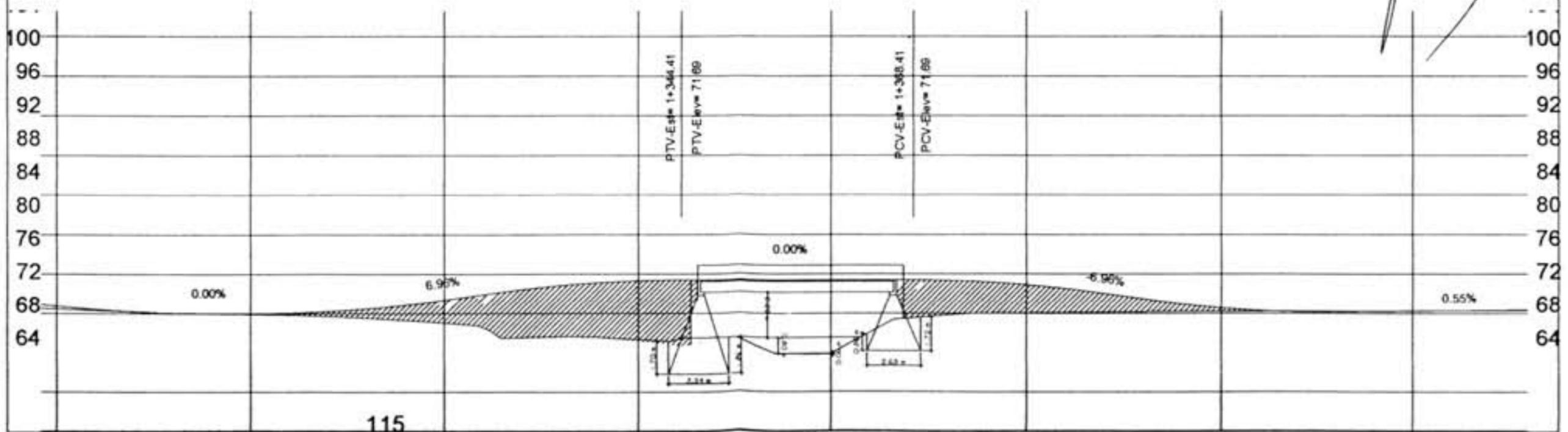


Tabla XXI Tabla de volúmenes

LISTA DE VOLUMEN DE TIERRA							
Estación	Área corte (m ²)	Área relleno (m ²)	Volumen corte 1000 (m ³)	Volumen relleno 1000 (m ³)	Volumen total corte 1000 (m ³)	Volumen total relleno 1000 (m ³)	Masa ordinaria
0+000.00	4.16	0.00					
0+020.00	0.39	0.00	38.80	0.00	38.80	0.00	38.80
0+040.00	1.74	0.00	19.67	0.00	58.47	0.00	58.47
0+060.00	3.85	0.00	54.44	0.00	112.91	0.00	112.91
0+080.00	3.77	0.00	76.16	0.00	189.07	0.00	189.07
0+100.00	3.83	0.00	76.02	0.00	265.09	0.00	265.09
0+120.00	2.11	0.00	58.56	0.00	323.65	0.00	323.65
0+140.00	0.61	0.00	25.68	0.00	349.32	0.00	349.32
0+160.00	1.36	0.00	19.31	0.00	368.64	0.00	368.64
0+180.00	0.00	0.04	9.28	0.28	377.91	0.28	377.64
0+200.00	1.59	0.00	10.80	0.28	388.71	0.55	388.16
0+220.00	3.21	0.00	47.07	0.00	435.78	0.55	435.23
0+240.00	3.53	0.00	67.36	0.00	503.14	0.55	502.59
0+260.00	2.19	0.00	56.67	0.00	559.81	0.55	559.26
0+280.00	2.21	0.00	43.99	0.00	603.80	0.55	603.25
0+300.00	1.89	0.00	40.93	0.00	644.73	0.55	644.18
0+320.00	3.72	0.00	55.06	0.00	699.79	0.55	699.24
0+340.00	4.69	0.00	83.94	0.00	783.73	0.55	783.17
0+360.00	3.02	0.00	76.57	0.00	860.29	0.55	859.74
0+380.00	3.95	0.00	69.52	0.00	929.81	0.55	929.26
0+400.00	4.50	0.00	84.45	0.00	1014.27	0.55	1013.72
0+420.00	5.11	0.00	96.05	0.00	1110.32	0.55	1109.77
0+440.00	5.76	0.00	108.71	0.00	1219.03	0.55	1218.48
0+460.00	4.63	0.00	103.73	0.00	1322.76	0.55	1322.21
0+480.00	4.20	0.00	88.22	0.00	1410.99	0.55	1410.44
0+500.00	3.33	0.00	75.14	0.00	1486.13	0.55	1485.57
0+520.00	2.66	0.00	59.74	0.00	1545.86	0.55	1545.31
0+540.00	2.82	0.00	54.78	0.00	1600.65	0.55	1600.10
0+560.00	2.78	0.00	56.03	0.00	1656.68	0.55	1656.13
0+580.00	2.85	0.00	56.30	0.00	1712.98	0.55	1712.43
0+600.00	3.23	0.00	60.80	0.00	1773.78	0.55	1773.23
0+620.00	3.41	0.00	66.44	0.00	1840.22	0.55	1839.67
0+640.00	3.99	0.00	73.98	0.00	1914.21	0.55	1913.66
0+660.00	4.49	0.00	84.82	0.00	1999.02	0.55	1998.47
0+680.00	4.35	0.00	88.48	0.00	2087.50	0.55	2086.95
0+700.00	3.71	0.00	80.50	0.00	2168.00	0.55	2167.45
0+720.00	4.06	0.00	77.67	0.00	2245.67	0.55	2245.12
0+740.00	3.72	0.00	77.82	0.00	2323.49	0.55	2322.94
0+760.00	2.65	0.00	63.35	0.00	2386.85	0.55	2386.30
0+780.00	1.85	0.00	44.70	0.00	2431.55	0.55	2431.00
0+800.00	3.21	0.00	49.92	0.00	2481.47	0.55	2480.92
0+820.00	5.92	0.00	89.92	0.00	2571.39	0.55	2570.83
0+840.00	6.52	0.00	124.32	0.00	2695.70	0.55	2695.15
0+860.00	2.74	0.00	89.84	0.00	2785.54	0.55	2784.99
0+880.00	4.28	0.00	69.63	0.00	2855.17	0.55	2854.62
0+900.00	4.74	0.00	90.18	0.00	2945.36	0.55	2944.80
0+920.00	4.14	0.00	88.76	0.00	3034.11	0.55	3033.56
0+940.00	2.65	0.00	67.33	0.00	3101.44	0.55	3100.89
0+960.00	3.01	0.00	56.50	0.00	3157.94	0.55	3157.39

Tabla XXI Continuación tabla de volúmenes

Estación	Área corte (m ²)	Área relleno (m ²)	Volumen corte 1000 (m ³)	Volumen relleno 1000 (m ³)	Volumen total corte 1000 (m ³)	Volumen total relleno 1000 (m ³)	Masa ordinaria
0+980.00	0.00	0.00	20.04	3.87	3177.99	4.42	3173.56
1+000.00	0.00	0.00	0.00	65.16	3177.99	69.58	3108.41
1+020.00	0.00	0.00	0.00	228.42	3177.99	298.00	2879.98
1+040.00	0.00	0.00	0.00	197.16	3177.99	495.17	2682.82
1+060.00	3.58	0.00	23.89	30.74	3201.87	525.91	2675.96
1+080.00	3.40	0.00	69.91	0.00	3271.79	525.91	2745.88
1+100.00	3.67	0.00	70.93	0.00	3342.72	525.91	2816.81
1+120.00	2.78	0.00	64.37	0.00	3407.09	525.91	2881.18
1+140.00	1.35		40.50	0.00	3447.58	525.91	2921.67
1+160.00	1.47	0.00	28.13	0.00	3475.72	525.91	2949.81
1+180.00	1.75	0.00	32.14	0.00	3507.86	525.91	2981.95
1+200.00	1.66	0.00	34.12	0.00	3541.98	525.91	3016.07
1+220.00	1.94	0.00	35.89	0.00	3577.87	525.91	3051.96
1+240.00	1.24	0.00	31.54	0.00	3609.41	525.91	3083.50
1+260.00	0.11	0.01	11.52	0.04	3620.93	525.95	3094.97
1+280.00	2.00	0.00	17.22	0.04	3638.15	526.00	3112.15
1+300.00	2.56	0.00	45.49	0.00	3683.64	526.00	3157.64
1+320.00	0.00	4.38	17.07	29.09	3700.71	555.09	3145.62
1+340.00	0.00	19.94	0.00	223.41	3700.71	778.50	2922.21
1+360.00	0.00	25.68	0.00	454.43	3700.71	1232.93	2467.78
1+380.00	0.00	7.80	0.00	317.54	3700.71	1550.47	2150.24
1+400.00	1.59	0.00	10.58	52.01	3711.29	1602.49	2108.81
1+420.00	3.08	0.00	45.87	0.00	3757.16	1602.49	2154.67
1+440.00	2.65	0.00	57.30	0.00	3814.46	1602.49	2211.97
1+460.00	2.85	0.00	55.05	0.00	3869.51	1602.49	2267.02
1+480.00	3.25	0.00	60.95	0.00	3930.46	1602.49	2327.98
1+500.00	2.92	0.00	61.62	0.00	3992.08	1602.49	2389.60
1+520.00	2.74	0.00	56.60	0.00	4048.69	1602.49	2446.20
1+540.00	3.16	0.00	59.01	0.00	4107.69	1602.49	2505.21
1+560.00	3.01	0.00	62.11	0.00	4169.80	1602.49	2567.31
1+580.00	3.71	0.00	67.44	0.00	4237.24	1602.49	2634.75
1+600.00	4.19	0.00	79.10	0.00	4316.34	1602.49	2713.85
1+620.00	3.38	0.00	75.60	0.00	4391.94	1602.49	2789.45
1+640.00	3.88	0.00	72.55	0.00	4464.49	1602.49	2862.00
1+660.00	5.18	0.00	90.30	0.00	4554.79	1602.49	2952.31
1+680.00	3.52	0.00	86.58	0.00	4641.37	1602.49	3038.88
1+700.00	4.02	0.00	75.49	0.00	4716.86	1602.49	3114.37
1+720.00	4.76	0.00	87.73	0.00	4804.60	1602.49	3202.11
1+740.00	3.81	0.00	85.47	0.00	4890.07	1602.49	3287.58
1+760.00	3.81	0.00	76.22	0.00	4966.29	1602.49	3363.80
1+780.00	4.39	0.00	82.00	0.00	5048.29	1602.49	3445.81
1+800.00	3.37	0.00	77.40	0.00	5125.69	1602.49	3523.20
1+820.00	3.66	0.00	70.32	0.00	5196.01	1602.49	3593.53
1+840.00	3.49	0.00	71.56	0.00	5267.58	1602.49	3665.09
1+860.00	3.66	0.00	71.52	0.00	5339.09	1602.49	3736.61
1+880.00	4.32	0.00	79.74	0.00	5418.83	1602.49	3816.34
1+900.00	3.79	0.00	81.08	0.00	5499.91	1602.49	3897.43
1+920.00	3.36	0.00	71.50	0.00	5571.41	1602.49	3968.92
1+932.73	0.00	0.00	14.27	0.00	5585.68	1602.49	3983.19