



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

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA
ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ**

Domingo Fernando Rivera Canay
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, noviembre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA
ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DOMINGO FERNANDO RIVERA CANAY
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha mayo de 2005.



Domingo Fernando Rivera Canay



Guatemala 10 de noviembre de 2010.
Ref.EPS.DOC.1130.11.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Domingo Fernando Rivera Canay** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **199931390**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ”**.

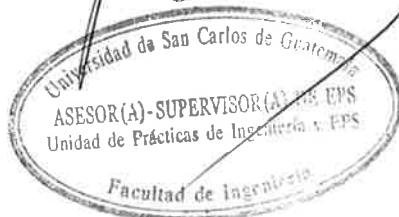
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala, 10 de noviembre de 2010.

Ref.EPS.D.836.11.10

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


Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Domingo Fernando Rivera Canay**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





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



Guatemala,
11 de mayo de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE DOS Puentes Vehiculares y Carretera hacia la Aldea Xeó, Municipio de Santa María Nebaj, Quiché**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Domingo Fernando Rivera Canay, 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. Jorge Alejandro Arévalo Valdez



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

Coordinador del Área de Topografía y Transportes

/bbdeb.



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



Guatemala,
14 de octubre de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Domingo Fernando Rivera Canay, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras





FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Domingo Fernando Rivera Canay, titulado DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES Y CARRETERA HACIA LA ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, noviembre de 2011

/bbdeb.



DTG. 492.2011

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE DOS PUENTES VEHÍCULARES Y CARRETERA HACIA LA ALDEA XEÓ, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA NEBAJ, QUICHÉ**, presentado por el estudiante universitario **Domingo Fernando Rivera Canay**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Murphy Olymido Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 15 de noviembre de 2011

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Mi madre

Gracias a ella por sus consejos sabios y por el amor eterno de madre demostrado en cada esfuerzo y sacrificio, para que yo lograra alcanzar una meta más, por escucharme, comprenderme en cada problema al que me enfrentaba y vencerlo con el apoyo moral que de ella recibí, es por ello y por todo, éste trabajo se lo dedico, que Dios la bendiga siempre.

La memoria de mi padre

Domingo Rivera Asicono (q.e.p.d.).

Arq. José Jorge Uclés Chávez

Por su gran apoyo incondicional y por ser un ejemplo de profesional que el pueblo de Guatemala necesita.

Ing. Juan Merck Cos

Por la asesoría desde la elaboración del EPS hasta la culminación del presente informe.

Proyecto de becas Ija'tz

En especial a sus donadores de Alemania que gracias a ellos hicieron posible mis estudios.

**La Facultad de Ingeniería
de La Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por brindarme los conocimientos metódicos,
científicos y experimental.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios

Por la vida, la sabiduría y por la oportunidad que me ha dado de haber estudiado ésta carrera y culminarla hasta éste nivel.

Al pueblo de Guatemala

Por su valor y aporte en mantener viva y para siempre a la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Mis amigos y familiares

Quienes a lo largo de mi carrera han creído y confiado en mí, brindándome su apoyo y amistad, animándome al frente de los sacrificios, y con quienes he compartido el cariño y el respeto, que Dios los bendiga. Mil gracias.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. ANTECEDENTES GENERALES.....	1
1.1. Monografía del municipio de Santa María Nebaj	1
1.1.1. Ubicación y localización	2
1.1.2. Extensión territorial	4
1.1.3. Límites y colindancias	4
1.1.4. Clima.....	4
1.1.5. Población e idioma.....	5
1.1.6. Suelos y topografía	6
1.1.7. Vías de acceso.....	7
1.1.8. Servicios públicos	8
1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura del municipio de Nebaj.....	9
1.2.1. Descripción de las necesidades.....	9
1.2.2. Priorización de las necesidades.....	10
2. DISEÑO DE LA CARRETERA DE 8,20 KILÓMETROS DE LONGITUD HACIA LA ALDEA XEÓ, NEBAJ, QUICHÉ.....	11
2.1. Descripción del proyecto de brecha de carretera	11

2.2.	Preliminar de campo	11
2.2.1.	Selección de rutas	12
2.2.2.	Levantamiento topográfico preliminar	12
2.2.2.1.	Planimetría.....	12
2.2.2.2.	Altimetría.....	13
2.2.2.3.	Sección transversal	13
2.3.	Cálculo topográfico de preliminar	14
2.3.1.	Planimetría	14
2.3.2.	Altimetría	15
2.3.3.	Secciones transversales	15
2.3.4.	Curvas de nivel	15
2.4.	Dibujo de preliminar	15
2.4.1.	Planimétrico	15
2.4.2.	Altimétrico	15
2.4.3.	Curvas de nivel	15
2.5.	Diseño de localización.....	15
2.5.1.	Corrimiento de línea.....	16
2.5.2.	Cálculo de elementos de curva horizontal	16
2.5.3.	Determinación de curva vertical	22
2.6.	Movimiento de tierra.....	25
2.6.1.	Subrasante	26
2.6.2.	Corrección por curva vertical a subrasante.....	27
2.6.3.	Áreas de secciones transversales	27
2.6.4.	Volúmenes de tierra.....	27
2.7.	Drenajes.....	28
2.7.1.	Método racional para la determinación del caudal.....	29
2.7.2.	Cunetas	29
2.7.3.	Drenaje transversal.....	30
2.7.4.	Contracunetas	30

2.8.	Suelo	31
2.8.1.	Pruebas de laboratorio	31
2.8.2.	Criterios para definir la capa de rodadura	31
2.8.3.	Capa de rodadura	31
2.9.	Presupuesto	32
2.9.1.	Cuantificación de materiales y mano de obra	32
2.9.2.	Integración del presupuesto de carretera.....	33
3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 20 METROS DE LONGITUD.....	35
3.1.	Descripción del proyecto	35
3.2.	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa	35
3.3.	Estudios preliminares, metodología empleada, resultados obtenidos para el diseño del puente vehicular.....	35
3.3.1.	Levantamiento topográfico	35
3.3.2.	Evaluación de la calidad del suelo.....	36
3.3.3.	Cálculo de caudales máximos.....	38
3.4.	Diseño del puente vehicular	40
3.4.1.	Datos y especificaciones	40
3.4.2.	Diseño de la superestructura.....	41
3.4.2.1.	Diseño de la losa.....	41
3.4.2.1.1.	Cálculo del peralte	41
3.4.2.1.2.	Cálculo de los momentos.....	42
3.4.2.1.3.	Cálculo del refuerzo	46
3.4.2.2.	Diseño de vigas.....	48
3.4.2.2.1.	Cálculo del peralte y base.....	48
3.4.2.2.2.	Cálculo de los momentos.....	49
3.4.2.2.3.	Cálculo de los refuerzos	55
3.4.2.2.4.	Diseño a corte.....	56

3.4.2.3.	Diseño de los diafragmas	58
3.4.2.3.1.	Diseño de los diafragmas interiores.....	59
3.4.2.3.2.	Diseño de los diafragmas exteriores.....	60
3.4.3.	Diseño de la subestructura.....	61
3.4.3.1.	Diseño de la cortina	61
3.4.3.2.	Diseño de la viga de apoyo.....	65
3.4.3.3.	Diseño de los estribos de concreto ciclópeo..	73
3.5.	Diseño del barandal	78
3.6.	Elaboración de los planos	84
3.7.	Elaboración del presupuesto	85
3.8.	Diseño de puente vehicular de 8 metros de longitud.....	86
CONCLUSIONES.....		121
RECOMENDACIONES		123
BIBLIOGRAFÍA.....		125
APÉNDICES.....		127

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa del área Ixil	3
2. Tangente en el diseño de curva	18
3. Relación entre radio y grado de curvatura.....	19
4. Tipos de curvas verticales	23
5. Sección típica	24
6. Diseño de subrasante de preliminar	26
7. Sección transversal del puente	42
8. Diagrama de momentos	44
9. Sección de losa	46
10. Armado de losa	48
11. Diagrama de cuerpo libre de corrimiento del camión	50
12. Diagrama de cargas de H-15	52
13. Posición del vehículo que produce momento máximo.....	53
14. Diagrama de cuerpo libre	53
15. Diagrama de cuerpos y carga	54
16. Diagrama del esfuerzo que resiste el concreto	56
17. Diagrama de la zona confinada por corte.....	57
18. Diseño de viga principal	58
19. Diafragma interno	60
20. Diafragma externo	61
21. Dimensiones de cortina, viga de apoyo, diagrama de presiones y elastómeros.....	62
22. Detalle de cortina y viga de apoyo.....	66

23.	Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete de elastómero	70
24.	Diagrama de neopreno dureza <i>shore A 60</i>	73
25.	Geometría y diagrama de presiones en el estribo.....	74
26.	Perfil de poste para baranda.....	79
27.	Diseño de miembros verticales para baranda.....	80
28.	Diagrama de falla balanceada.....	82
29.	Diseño de barandal.....	84
30.	Diagrama de momentos.....	89
31.	Diseño de sección de losa	91
32.	Detalle de armado de losa	93
33.	Diagrama de cuerpo libre de corrimiento del camión	95
34.	Diagrama de cargas de H-15	96
35.	Posición del vehículo que produce momento máximo	97
36.	Diagrama de cuerpo libre.....	97
37.	Diagrama de cuerpos y carga	98
38.	Diagrama del esfuerzo que resiste el concreto	100
39.	Diagrama de la zona confinada por corte	101
40.	Diseño de viga principal.....	102
41.	Diafragma interno	103
42.	Diafragma externo	104
43.	Dimensiones de cortina, viga de apoyo, diagrama de presiones y elastómeros.....	105
44.	Detalle de cortina y viga de apoyo	109
45.	Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete de elastómero.....	112
46.	Diagrama de neopreno dureza <i>shore A 60</i>	114
47.	Diseño de miembros verticales para baranda.....	115
48.	Diseño de barandal.....	116

49. Diseño de los estribos de concreto ciclópeo	118
---	-----

TABLAS

I. Libreta de secciones transversales de preliminar	14
II. Tabla de relaciones para dibujo de taludes	25
III. Volumen de corte y relleno	27
IV. Integración de presupuesto de la carretera	33
V. Propiedad de los elastómeros de diferentes durezas	68
VI. Cálculo de momento estabilizante, (respecto de punto B).....	75
VII. Presupuesto de puente vehicular de 20 metros de longitud	85
VIII. Propiedad de los elastómeros de diferentes durezas.	110
IX. Integración de presupuesto del puente vehicular de 8 metros de longitud.....	120

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Cant	Cantidad
Q	Caudal a sección llena expresada en m^3/s
C	Coefficiente de escorrentía superficial
n	Coefficiente de rugosidad
Dist	Distancia
Est	Estación
Hab	Habitantes
I	Intensidad de lluvia
PVC	Material fabricado a base de cloruro de polivinilo
Máx	Máxima
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos

m³/s	Metros cúbicos por segundo
m	Metros de longitud
m/s	Metros por segundo
mm/h	Milímetros por hora
Mín	Mínima
S	Pendiente del terreno
S%	Pendiente en porcentaje
P.U.	Precio unitario
P.O.	Punto observado
R	Radio
Rh	Radio hidráulico

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Asociation State highway and Transportation Officials.</i>
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones de alturas.
Bases de diseño	Parámetros que se utilizarán en la elaboración de un diseño; como la población, el clima, comercio, caudales y otros.
Banco de marca	Punto en la altimetría, cuya altura se conoce y se utilizará para determinar alturas siguientes.
Carril	Superficie de rodamiento, que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.
Compactación del suelo	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y su capacidad para soporte de cargas.
Cuneta	Zanja ubicada en cada uno de los lados del camino o carretera, en la cual, el agua 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.
Especificaciones	Normas que rigen el diseño geométrico de las carreteras y de las diferentes obras civiles.
Fórmula de Manning	Determina la velocidad de un flujo en un canal abierto; se relaciona con la rugosidad del material, la pendiente y el radio hidráulico de la sección.
Grado máximo de curvatura	De acuerdo con el tipo de carretera, se fija un grado máximo de curva a usarse. Éste debe llenar las condiciones de seguridad para el tránsito y la velocidad de diseño.
Planimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada, que muestra los componentes de una carretera.
Superficie de rodadura	Área designada a la circulación de vehículos.
Talud	Inclinación de un terreno que pertenece a la sección típica; que delimita los volúmenes de corte o terraplén.

RESUMEN

El trabajo de graduación presenta el diseño de dos puentes vehiculares, conformados por una losa y dos vigas de concreto reforzado, apoyados sobre estribos de concreto ciclópeo y la carretera tipo F, estos están ubicados en el municipio de Santa María Nebaj, partiendo de la aldea Vipecbalam hacia la aldea Xeó, los cuales se elaboraron bajo una investigación diagnóstica, sobre necesidades de infraestructura y servicios básicos de las aldeas en mención.

En el diseño del puente de concreto, se utilizó la carga H-15, según normas del AASHTO y las establecidas por el ACI.

Con el diseño de las obras civiles propuestas, se pretende contribuir con el desarrollo del municipio y plantear soluciones que reúnan los requisitos técnicos de diseño. Impulsar de alguna forma la proyección social que la Universidad puede realizar a través de los futuros profesionales.

OBJETIVOS

General

Diseñar dos puentes vehiculares y carretera hacia la aldea Xeó del municipio de Santa María Nebaj, Quiché.

Específicos

1. Capacitar al comité de la aldea Xeó sobre aspectos de mantenimiento de carreteras de terracería y con balasto.
2. Realizar una investigación de tipo monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Xeó, municipio de Santa María Nebaj, Quiché.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación, contiene el diseño de tres proyectos elaborados mediante el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería. Los proyectos consisten en el diseño del tramo carretero y dos puentes vehiculares que conducen hacia la aldea Xeó, del municipio de Santa María Nebaj, Quiché.

Para conocer las deficiencias de las comunidades, fue necesario una investigación y coordinación tanto de las autoridades municipales, como de los miembros del COCODE de la aldea, para determinar las necesidades urgentes de infraestructura y servicios básicos.

El trabajo está conformado por los siguientes capítulos.

Capítulo 1, se presenta una investigación monográfica y un diagnóstico, sobre necesidades de infraestructura y servicios básicos del municipio de Nebaj.

Capítulo 2, contiene los aspectos técnicos que intervienen en el diseño del tramo carretero para la aldea Xeó, Nebaj – Quiché.

Capítulo 3, trata sobre el diseño de los puentes vehiculares bajo las normas AASHTO y siguiendo las especificaciones del ACI. En la parte final, se presentan las conclusiones, recomendaciones y planos de cada proyecto.

1. ANTECEDENTES GENERALES

1.1. Monografía del municipio de Santa María Nebaj

Sobre el origen etimológico del nombre de Santa María Nebaj existen distintas versiones, sin embargo el más aceptado es: lugar de nacimiento de agua, por la delimitación gramatical de la palabra naab' a', además, porque existen muchos nacimientos de agua en el área. Antiguamente la palabra Nebaj se escribió Nabah. Santa María Nebaj se encuentra a una altura de 1 907 metros sobre el nivel del mar y su población es más de 98 450 habitantes, que están distribuidos en la cabecera municipal y en 96 comunidades cercanas.

Los Ixiles y la historia

Las distintas versiones recabadas en entrevistas con ancianos Ixiles, el periódico Tuul ivi' Tenam (Casa de la Cultura) y otras fuentes bibliográficas, incluyen en afirmar que los antiguos Ixiles, eran provenientes de Ti' k'al, la ciudad de las voces" (Tikal, Petén). 500 años después de Cristo se asentaron en las faldas del cerro Ilóm (Ilóm, Chajul), en donde desarrollaron una gran civilización.

Prueba de ellos son los restos de monumentos que edificaron en aquella región y que pueden observarse en la actualidad. Con el tiempo fueron emigrando en busca de nuevos horizontes, movilizándose en tres direcciones: uno al sur central, otro al sur oriente y otro grupo de familias al sur occidente.

Así fue como algunos grupos se asentaron en la parte central de “Xo’laq jul”, hoy llamado San Gaspar Chajul, otra parte se asentó en la zona cálida de Tz’a’la vitz, hoy llamado San Juan Cotzal, como parte sur oriental, y un último grupo se dirigió al sur occidente, en las orillas de una laguna llamada naab’ a’, que actualmente es Santa María Nebaj.

El conflicto desatado a finales de la década de los 70, constituye un prolongado episodio, tristemente recordado por los Ixiles, cuyas heridas aún permanecen en la memoria de cada uno de los que vivieron este acontecimiento. El impacto causado en la sociedad Ixil, es comparado con la guerra del exterminio, desatada a partir de la invasión española, aunque no necesariamente haya tenido, las mismas finalidades a las del actual conflicto.

En 1980 y 1981 el conflicto se recrudece, caseríos y aldeas forman parte del escenario de la guerra. Desde entonces la zona Ixil es el tema de interés de los medios de comunicación; Santa María Nebaj, San Gaspar Chajul y San Juan Cotzal se conocen en el ámbito nacional e internacional como regiones de desolación, muerte, destrucción y, sobre todo, división entre la población, al igual que otras zonas de la república.

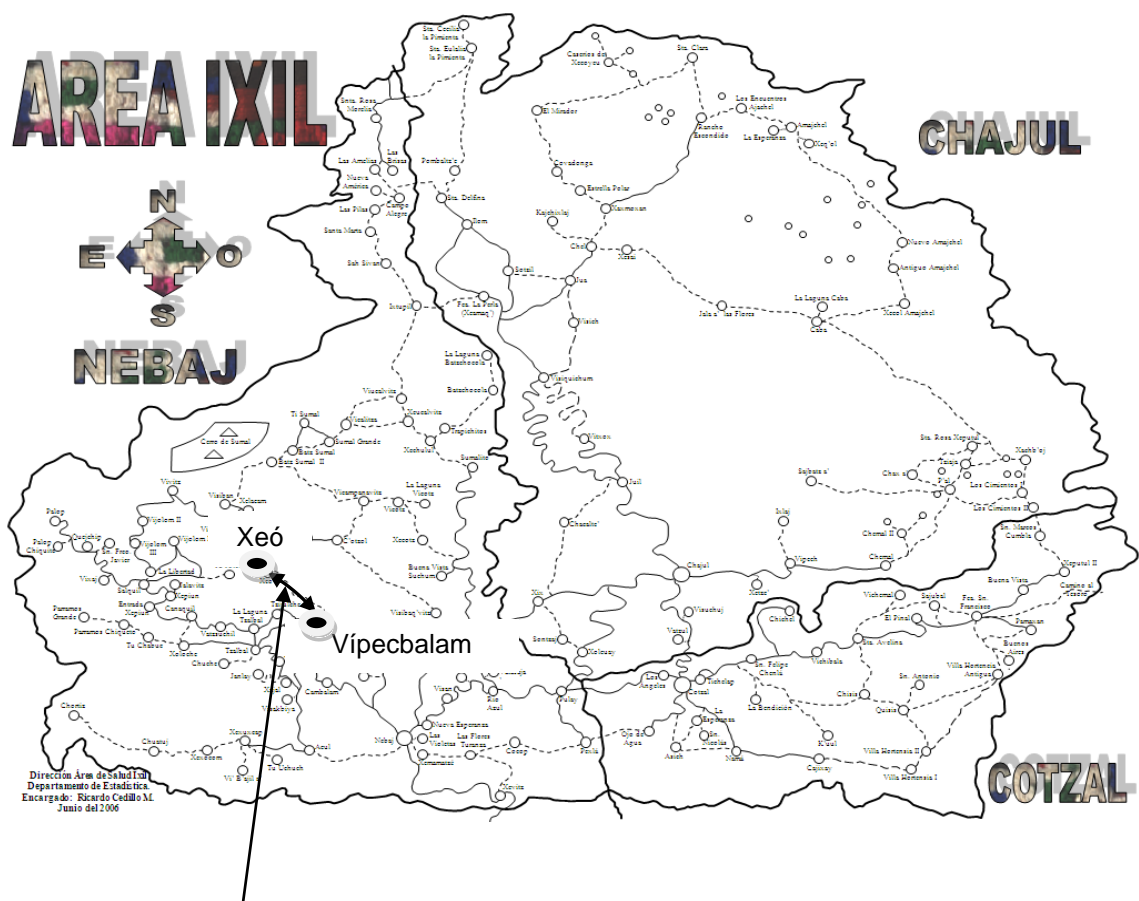
1.1.1. Ubicación y localización

El departamento de Santa Cruz de Quiché se encuentra al noreste de la república y dista 244 Kilómetros de la ciudad capital, ocupa aproximadamente una extensión de 8 378 kilómetros cuadrados, representando el 7,7 por ciento del territorio nacional. Santa María Nebaj, es uno de los municipios que conforman la región Ixil de los 22 municipios del departamento de Santa Cruz de Quiché, el cual se localiza al norte de dicho departamento, o del municipio

de San Jorge Sacapulas, en dirección noroccidente; a dos horas se encuentra el área Ixil. Para llegar a Santa María Nebaj, se puede hacer por carretera asfaltada o por vía aérea, ya que cuenta con pista de aterrizaje.

La carretera en estudio sale desde la aldea Xeó y llega hasta la aldea Vípecbalam, ambos del municipio de Santa María Nebaj.

Figura 1. Mapa del área Ixil



Comunidades en estudio

Fuente: mapa de la Oficina Municipal de Planificación, de Nebaj.

1.1.2. Extensión territorial

El municipio de Santa María Nebaj cuenta con una extensión territorial de 608 kilómetros cuadrados, la distancia hacia la cabecera departamental es de 81 kilómetros. El municipio tiene varias vías de accesos vehiculares, pero la principal carretera esta asfaltada que facilita la circulación vehicular en toda época del año.

Del municipio de San Jorge Sacapulas en dirección noroccidente, a dos horas de recorrido, se encuentra el área Ixil. Cuenta con una densidad poblacional de 162 habitantes por kilómetro cuadrado. Siendo el promedio departamental de 157 habitantes por kilómetro cuadrado. Cifras menores al promedio nacional, pero cada día se incrementan.

1.1.3. Límites y colindancias

El municipio de Santa María Nebaj colinda al norte con el municipio de Ixcan, al este con los municipios de San Juan Cotzal y San Gaspar Chajul, al sur con los municipios de Cunén y San Jorge Sacapulas. Al oeste colinda con los municipios de Aguacatan, Chiantla, Santa Eulalia, San Juan Ixcoy y Barrillas, que pertenecen al departamento de Huehuetenango.

1.1.4. Clima

La temperatura media en Santa María Nebaj es de 16,5 grados con una humedad relativa del 77 por ciento aproximadamente. Por la diversidad de relieve topografía, se encuentran muchas regiones con climas muy fríos como

los Cuchumatanes, templados y cálidos donde se encuentran las plantaciones de café orgánico.

1.1.5. Población e idioma

Según el censo de la población realizado a nivel nacional en 1994, por el Instituto Nacional de Estadística, Santa María Nebaj contaba con 33 063 habitantes, distribuidos en 16 114 hombres y 16 949 mujeres. Aunque actualmente hay estimaciones realizadas por vecinos y algunas organizaciones trabajando en el municipio, la población en el año dos mil diez asciende a 98 450 habitantes.

La población predominante en Santa María Nebaj, es indígena de la etnia Ixil en más del 80 por ciento. Los idiomas que prevalecen son el Ixil y el castellano. El traje típico de las mujeres constituye un código que permite la transmisión de mensajes relevantes para la interacción social. La mayoría de las mujeres se dedican al arte de tejer; a temprana edad aprenden el oficio para confeccionar sus propias prendas de vestir, utilizando colores llamativos y alegres con estilos propios.

Actualmente, las mujeres son las que portan la belleza y reflejan la cultura de la región Ixil, aunque en el transcurso del tiempo han surgido en el traje, algunas modificaciones, tanto en el corte como en el güipil. Los hilos han venido perdiendo su calidad, tanto los que se usan para los tejidos como los que sirven para elaborar los cortes. En el municipio de Santa María Nebaj, actualmente las mujeres utilizan el vestuario siguiente: corte rojo, faja, güipil, zapatos o caites, cintas, reboso; gustan también usar aretes y collares.

Los hombres Ixiles actualmente casi ya no guardan la tradición referente al vestuario. No ocurre lo mismo con las personas de edad avanzada, ya que, siguen usando sus prendas tradicionales, las cuales constan de pantalón blanco, camisa blanca, banda roja, caites, sombrero con orilla negra y el algodón, saco rojo bordado de negro.

1.1.6. Suelos y topografía

Santa María Nebaj se describe como una región quebrada, debido a que está situado en una sección intermedia entre la sierra de los Cuchumatanes y las montañas más bajas de Chamá, aunque se puede observar pequeñas llanuras entre las cordilleras. Estas características le impregnan una rara belleza, muy particular del área Ixil.

Los suelos por naturaleza en su mayoría son de origen calcáreo, cuya característica particular es la de poseer suelos en formación conocidos como karts, muy frágiles, especialmente cuando se enfoca el aspecto de erosiones hídricas o ecológicas.

Según FUNCEDE (Fundación Central de Desarrollo), reportando datos del PARG-PRODERE (Plan de acción forestal de Guatemala) indica que en términos generales el uso actual de los suelos del área Ixil, está constituido de la siguiente manera: superficie boscosa coníferas 3 por ciento, latifoliadas 23 por ciento, bosque mixto 6% y alrededor de un 50 por ciento por arbustos producto de la agricultura de desmonte, quemados y rosas y que un 8,5 por ciento del área total está dedicadas a cultivos anuales de subsistencia maíz, frijol y un 1,7 por ciento a cultivos permanentes.

Existen pequeñas áreas con profundidades aptas para la agricultura permanente, sin embargo es importante señalar que más del 80 por ciento del área tienen vocación forestal, según datos del PARG-PRODERE, un 15 por ciento para pastos destinados a la ganadería y solo un 5 por ciento del área total puede ser destinada para la agricultura permanente.

De acuerdo con el informe de FUNCEDE, el área Ixil, por las características biotemperaturas precipitación pluvial, evapotranspiración y latitud, presenta varias zonas de vida entre las que se pueden mencionar:

- Bosques muy húmedo sub-tropical, (bmh-sc) áreas colindantes entre Santa María Nebaj y San Gaspar Chajul, con cultivos de café, bananos, maíz, frijol, cítricos y pastos.
- Bosques húmedos montano bajo sub-tropical (bh-mbs) comprendiendo áreas que ofrecen cierta vocación agrícola permanente para cultivos de granos básicos, leguminosas y frutales deciduos, pero su manejo agronómico debe considerarse en función de las pendientes topográficas que presentan los suelos.

1.1.7. Vías de acceso

Para llegar a Santa María Nebaj, se puede hacer por carretera asfaltada o por vía aérea, ya que cuenta con pista de aterrizaje. La carretera es angosta, con bastantes curvas y ganchos, con declive de terreno y algunos barrancos, pero son transitables en toda época del año.

1.1.8. Servicios públicos

Vías de comunicación: Santa María Nebaj se comunica con otras regiones por medio de carreteras asfaltadas, en tres puntos diferentes que son: desde las cabeceras departamentales de Huehuetenango, Cobán y Santa Cruz de Quiché, asimismo las carreteras que enlazan los dos municipios del área Ixil, San Gaspar Chajul y San Juan Cotzal.

La red vial que sirve de conexión entre el municipio de Santa María Nebaj y el departamento de Santa Cruz de Quiché es de 162 kilómetros aproximadamente, se encuentra en regulares condiciones asfaltada. En 1999 se inauguró la línea de asfalto desde el departamento de Santa Cruz de Quiché hacia el municipio de San Jorge Sacapulas, la cual llegó al municipio de Santa María Nebaj a finales del 2006.

Distancias desde Santa María Nebaj a departamentos cercanos:

De Santa María Nebaj a Santa Cruz de Quiché.	74 kilómetros
De Santa María Nebaj a Huehuetenango	92 kilómetros
De Santa María Nebaj a Cobán Alta Verapaz	140 kilómetros
De Santa María Nebaj a ciudad de Guatemala	244 kilómetros

Distancias de Santa María Nebaj a municipios vecinos:

De Santa María Nebaj a San Gaspar Chajul	22 kilómetros
De Santa María Nebaj a San Juan Cotzal	18 kilómetros

Energía eléctrica: en todo el municipio se calcula que solo el 70 por ciento de las comunidades cuentan con la energía eléctrica, que anteriormente fueron proporcionadas por el Instituto Nacional de Estadística (INDE), actualmente DEOCSA-DEORSA, que trata de tener más cobertura.

Vivienda: debido a la crisis sociopolítica vivida en el área, la arquitectura original de las comunidades, especialmente del área rural, fue destruida por completa, de manera que las viviendas que pueden observarse ahora han sido construcciones en estos años, poco a poco han ido cambiando, ajustándose al tipo de vivienda original.

En general, se puede describir las viviendas de adobe como las predominantes, techos de teja o lámina de zinc; le sigue en orden de predominancia las viviendas de block y luego de ladrillo, principalmente en la cabecera municipal.

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura del municipio de Nebaj

1.2.1. Descripción de las necesidades

Las necesidades más urgentes del municipio, de sus aldeas y caseríos son básicamente de comunicación vial, agua y saneamiento, es por ello la urgencia del diseño y planificación del tramo carretero y diseño de puente vehicular que conduce hacia la aldea Xeó de dicho municipio.

1.2.2. Priorización de las necesidades

Con base al diagnóstico realizado en el municipio de Santa María Nebaj, a través de la oficina municipal de planificación, se determinó la urgencia del diseño y planificación de la carretera y puentes vehiculares que conduce de la aldea Vípecbalam hacia la aldea Xeó. La construcción del puente vehicular y caminos de acceso son las necesidades prioritarias actualmente, para lograr mejorar las vías de comunicación.

2. DISEÑO DE LA CARRETERA DE 8,20 KILÓMETROS DE LONGITUD HACIA LA ALDEA XEÓ, NEBAJ, QUICHÉ

2.1. Descripción del proyecto de brecha de carretera

Consiste en diseñar el tramo carretero desde la aldea Vípecbalam hacia la aldea Xeó, del municipio de Santa María Nebaj, la cual tiene una longitud de 8 207 metros. La población a beneficiar directamente es de 500 familias, para un número de 3 000 habitantes que conforman dichas aldeas.

El tipo de la carretera es F, adecuada para región ondulada, la velocidad de diseño es de 20 kilómetros por hora, con un tránsito promedio diario, que va de 0 a 100 vehículos y un ancho de calzada promedio de 6 metros.

2.2. Preliminar de campo

Los estudios preliminares de campo fueron visitas y obtención de datos, que ayudaron a coordinar trabajos para los mejores resultados. Consistió en la obtención de información de campo para realizar el diseño en gabinete, es una serie de procesos de los cuales depende en gran parte el tipo de diseño que se realice, ya que en ésta se efectúa la selección de ruta y el levantamiento topográfico.

2.2.1. Selección de rutas

Debido a que es una apertura de una carretera, se seleccionó la ruta más accesible, con la ayuda de las personas de la comunidad y con el clinómetro para verificar las diferencias de alturas del terreno.

2.2.2. Levantamiento topográfico preliminar

Es el levantamiento de la línea preliminar trazada en la fase de la selección de ruta, éste levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, donde se deberá establecer lo siguiente:

- Punto de partida
- Azimut o rumbo de salida
- Kilometraje de salida
- Cota de salida del terreno

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

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

2.2.2.1. Planimetría

Para la planimetría se aplicó el método de conservación de azimut, el equipo utilizado fue el teodolito marca *wild* T-1, estatal y cinta métrica.

2.2.2.2. Altimetría

La nivelación se efectuó tomando diferencias de nivel a cada 20 metros, y en todos los puntos fijados en el trazo de la línea o eje central, esto se realizó por el método de nivelación cerrada sobre la línea del eje central. Para realizar la nivelación se debe tomar un banco de marca BM referenciado a un punto fijo por ejemplo un poste, una casa, etc., en este caso se tomó como referencia un poste que se encuentra al inicio del tramo.

2.2.2.3. Sección transversal

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

La obtención de los datos se realizó por medio de un clinómetro, con el cual se trazaron perpendiculares a cada 20 metros de la línea central y se hizo un levantamiento como mínimo de 5 metros de cada lado del eje central.

Además se tomó la siguiente información:

- Localización probable de drenajes.
- Tipo de material que existe en la faja de terreno donde pasa el proyecto y sus características de dureza.
- Descripción de los terrenos que tienen que atravesarse para fines de derecho de vía, con la clase de cultivo que hay en ellos, indicando si son del estado o particulares.

- Características de las construcciones que se encuentran dentro de la franja de terreno levantada.

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

LI2	DI2	LI1	DI1	E	DD1	LD1	DD2	LD2	Observaciones
-1,03	5	-0,62	3	1	3	-0,29	5	-0,48	Rocoso
1,31	5	0,81	3	2	3	0,31	5	-0,49	Suave
3,5	5	1,6	2,2	3	2,35	-0,61	5	-1,28	Suave
0,53	5	0,88	2,8	4	3,5	0,92	5	1,31	Rocoso

Fuente: elaboración propia en base a resultados de campo.

Estos son datos de la nivelación, a cada veinte metros sobre el eje central de la carretera, y las distancias transversales de izquierda a derecha, fueron hasta de cinco metros en cada lado.

2.3. Cálculo topográfico de preliminar

Consiste en procesar en gabinete, los datos del levantamiento preliminar. El diseño de la carretera se realizó por computadora, utilizando el *software autocad land desktop 8*.

2.3.1. Planimetría

Gracias al apoyo de la planimetría se diseñaron las curvas horizontales con todas las especificaciones de ley, que más adelante se verá con mayor detalle.

2.3.2. Altimetría

De la misma forma se aplicó el software para diseñar las curvas verticales, las cuales sirven para determinar las velocidades y comodidades que puede ofrecer una carretera.

2.3.3. Secciones transversales

Se corrigen aquí los cálculos de las secciones en preliminar anterior.

2.3.4. Curvas de nivel

Estas llevan los datos a los diferentes niveles de altura que presenta la topografía del terreno, orientándolos a la búsqueda del mejor acceso para poder esquivar las pendientes máximas que el terreno presenta.

2.4. Dibujo de preliminar

Es llevar los datos topográficos calculados de preliminar a un dibujo, el cual se desarrolla por medio de la planta y el perfil, teniendo así una presentación simulada de la realidad de la carretera.

2.5. Diseño de localización

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

Para realizar el diseño se siguen los siguientes pasos:

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

2.5.1. Corrimiento de línea

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

Con lo anterior se explica que sí hubo corrimiento de línea en las curvas cerradas, para obtener un radio mínimo de 18 metros, así lograr curvas suaves.

2.5.2. Cálculo de elementos de curva horizontal

Cálculo de elementos de curva y estacionamientos

En el proceso de diseño se deben considerar varios aspectos técnicos, los cuales se describen a continuación:

- Todo el diseño debe ir basado en el principio de seguridad y comodidad en la carretera.
- Una carretera diseñada para seguir las ondulaciones de las curvas a nivel, es preferible una con tangentes, pero con repetidos cortes y rellenos, ya que esto disminuye los costos.
- Para una velocidad de diseño dada, debe evitarse, dentro de lo razonable, el uso de radios mínimos en el cálculo de las curvas horizontales.
- En carreteras del área rural, es conveniente evaluar si se usa un radio menor al mínimo permitido por la velocidad de diseño, a cambio de incrementar considerablemente el costo de la obra, al utilizar radios mayores.
- Se debe procurar, en todo lo posible, aumentar la longitud de las tangentes.
- Se deben evitar curvas en donde se localicen puentes, ya que éstos deberán ubicarse preferiblemente en tangentes.
- No se debe diseñar curvas con radios mínimos, antes de entrar a un puente.
- En terrenos llanos es conveniente evitar el diseño de tangentes demasiado largas, para evitar que el conductor pierda la atención.

- Se debe chequear en cada cálculo la longitud de la tangente, ya que ésta no podrá ser jamás negativa, porque esto indicaría que dos curvas horizontales se están traslapando.

Como ejemplo se calculan elementos de una curva en la estación No. 34

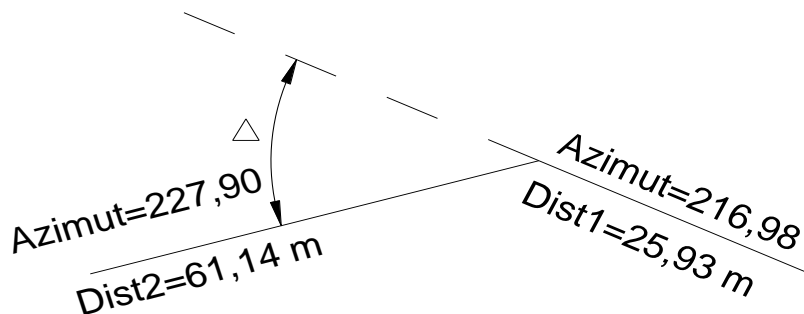
Azimut = $227^{\circ}54'00''$ Dist 1 = 25,93 metros

Azimut = $216^{\circ}58'48''$ Dist 2 = 61,14 metros

$\Delta = Az_2 - Az_1 = 10^{\circ}55'12''$

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

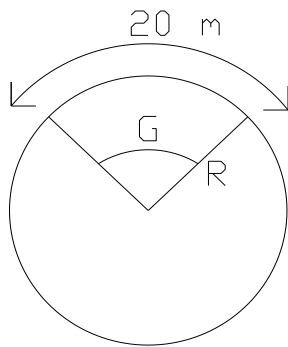
Figura 2. **Tangente en el diseño de curva**



Fuente: elaboración propia en base a planos.

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

Figura 3. **Relación entre radio y grado de curvatura**



Fuente: elaboración propia.

R = Radio

G = Grado de curvatura

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

$$R = \frac{1\,145,92}{G}$$

$$G = \frac{1\,145,92}{R}$$

$$G = \frac{1\,145,92}{65\,064} = 17,61^{\circ}$$

Se obtiene el grado de curvatura para el mismo ejemplo de la estación No. 34. Debido a que el grado de curvatura y el radio de esta curva horizontal dependen uno del otro, existen especificaciones para carreteras que enumeran una serie de radios para distintos grados de curvatura, considerando las velocidades de diseño, el tipo de carretera y las deflexiones.

Longitud de curva (L_c): es la distancia medida desde el principio de curva (PC), al principio de tangente (PT), sobre la curva diseñada.

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

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

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

Para el mismo ejemplo de la estación No. 34:

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

$$L_c = \frac{20(10^\circ * 55'12'')}{17,61^\circ}$$

$$L_c = 12,40 \text{ metros}$$

Sub-tangente (St): es la distancia entre el PC y el punto de intersección (PI) o entre el PI y el PT, en curvas circulares simples forman un ángulo de 90 grados con el radio.

$$St = R \cdot \operatorname{tg} (\Delta/2)$$

$$St = 65,064 \cdot \operatorname{tg}(10^{\circ}55'12''/2)$$

$$St = 6,22 \text{ metros}$$

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

$$Cm = 2 \cdot R \cdot \operatorname{Sen} (\Delta/2)$$

$$Cm = 2 \cdot 65,064 \cdot \operatorname{Sen} (9^{\circ} 16'47''/2)$$

$$Cm = 16,85 \text{ metros}$$

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

$$E = R \cdot (\operatorname{sec} (\Delta/2) - 1)$$

$$E = 65,064 \cdot (\operatorname{sec}(10^{\circ}55'12''/2) - 1)$$

$$E = 0,30 \text{ metros}$$

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

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

$$OM = 65,064 \cdot (\cos (10^{\circ}55'12''/2))$$

$$OM = 64,77 \text{ metros}$$

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

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

Para el ejemplo anterior se tiene:

$$PC = PI - St$$

$$PC = 2 + 005 - 6,22$$

$$PC = 1 + 998,78$$

$$PT = PC + LC$$

$$PT = 1 + 998,78 + 12,40$$

$$PT = 2 + 011,18$$

2.5.3. Determinación de curva vertical

Los elementos que forman el perfil longitudinal de la subrasante, deben enlazarse por medio de curvas verticales cóncavas o convexas, de longitud variable. El propósito de las curvas verticales, consiste en suavizar los caminos en el movimiento vertical, puesto que a través de su longitud, se efectúa un paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida, proporcionando una transición segura y confortable.

Longitud mínima de curva vertical. La longitud mínima de las curvas verticales se calcula con la expresión que a continuación se presenta:

$$LCV = K * A$$

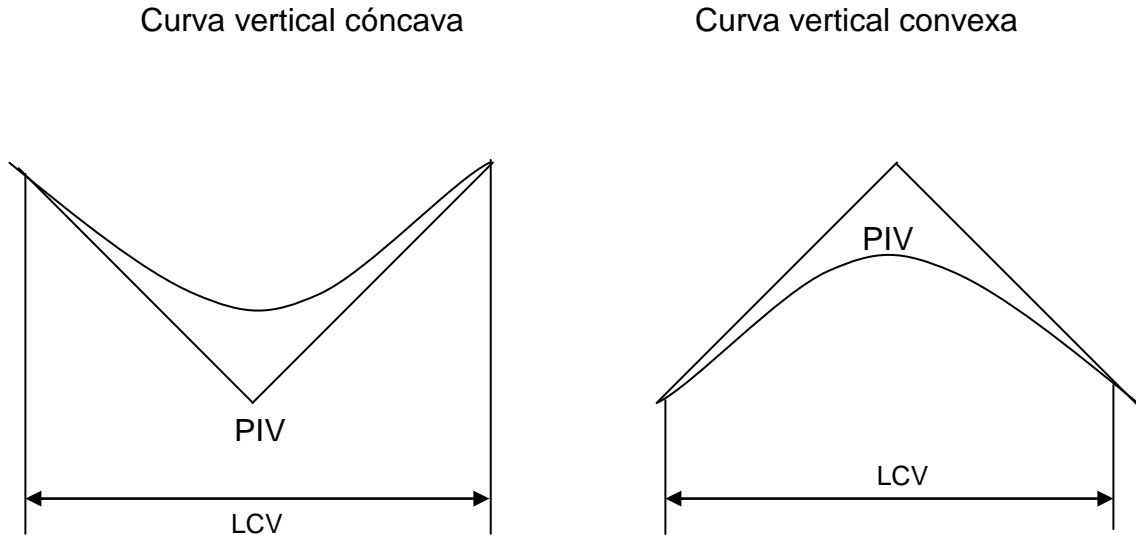
Donde:

LVC = Longitud mínima de curvas verticales, dadas en metros

A = Diferencia algebraica de las pendientes, dada en porcentaje

K = Constante que depende de la velocidad de diseño adimensional

Figura 4. Tipos de curvas verticales



Fuente: elaboración propia.

Trazo de subrasante

Perfil longitudinal: consiste en encontrar las elevaciones de los puntos de intersección vertical PIV, con base a las pendientes y a las estaciones de los PIV, que se colocaron al momento de realizar el diseño de la subrasante. Las pendientes podrán variar al ser afinadas. Para este cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

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

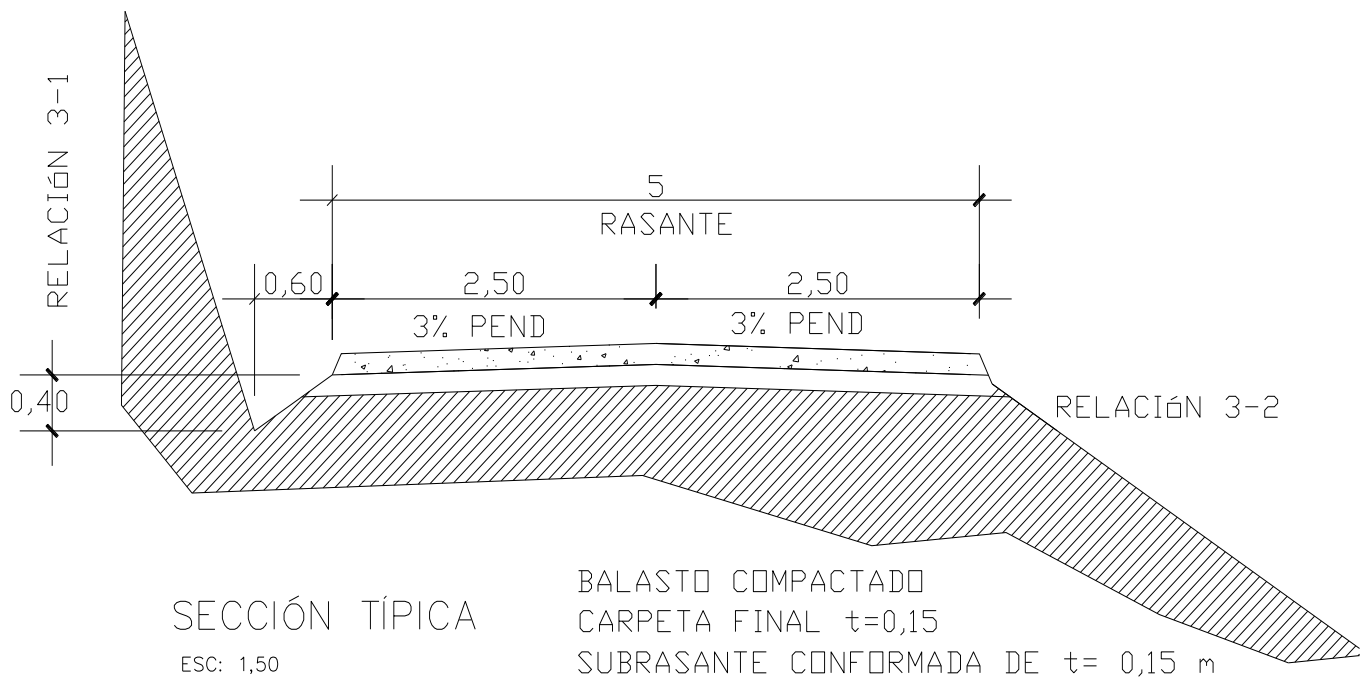
$$Elev_2 = H + Elev_1$$

La pendiente (P) deberá introducirse a la fórmula con su signo.

Dibujo de secciones típicas

Sección típica: a cada lado de la línea central debe cumplir con una pendiente de 2,5 por ciento a 3 por ciento para el bombeo sobre la superficie de la carretera, con el fin de evitar charcos y daños prematuros a la superficie.

Figura 5. Sección típica



Fuente: elaboración propia.

Dibujo de taludes: consiste en el trazo de líneas inclinadas en los extremos de la sección de terracería, haciéndolas coincidir con la sección transversal típica.

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

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

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

Fuente: Augusto Pérez, Metodología de actividades para el diseño de carreteras.

Donde:

H = horizontal

V = vertical

> = mayor que

2.6. **Movimiento de tierra**

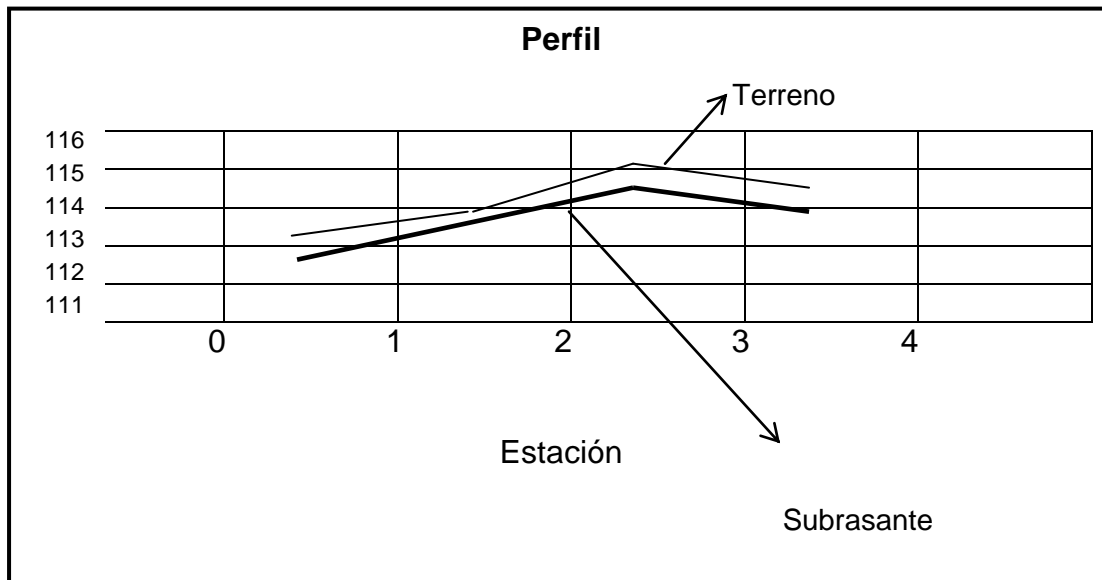
Una vez determinada las áreas de las secciones transversales, se procede al cálculo de volúmenes de tierra para su movimiento en corte y relleno. Esto lo realiza el programa de *Autocad land desktop 8*.

2.6.1. Subrasante

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

El objetivo es fijar una línea base, a la cual se tratará de ajustar el perfil de la línea final o de localización, diseñándose sobre la misma para obtener una nueva subrasante que cumpla con los requisitos de balance en el movimiento de tierras. Lo principal en éste diseño, es que no se exceda la pendiente longitudinal máxima permitida, que en este caso es del 18 por ciento.

Figura 6. **Diseño de subrasante de preliminar**



Fuente: elaboración propia en base a cálculos.

2.6.2. Corrección por curva vertical a subrasante

Las correcciones de las curvas verticales, se deben al diseño de las pendientes o el juego que se hace con los puntos de las pendientes, hasta encontrar una pendiente adecuada para el diseño, que es el 18 por ciento máximo, para una longitud aproximada de 100 metros de un punto A hacia B.

2.6.3. Áreas de secciones transversales

Al completar el dibujo de las secciones típicas, se procede a la medida de las áreas de corte y relleno. Se recomienda colocar el área de corte o relleno en la parte superior derecha inmediata a la sección de cada estación. Una vez dibujados los taludes, el área, arriba de la sección típica, se considerará corte (excavación no clasificada) y el área de abajo se denominará relleno (terraplén).

2.6.4. Volúmenes de tierra

El volumen de tierra se calculó por el método del programa *Autocad land desktop 8*, dando un resultado que se resume a continuación.

Tabla III. **Volumen de corte y relleno**

Corte y relleno en metros cúbicos	
Corte	Relleno
236 897,77 metros cúbicos	8 617 metros cúbicos

Fuente: elaboración propia en base a resultados.

2.7. Drenajes

Su función, consiste en la eliminación del agua o la humedad en la carretera, ya que puede ser perjudicial para la misma, elevando costos de construcción, mantenimiento y puede paralizar el tránsito.

El estudio del drenaje, debe realizarse para el cruce de ríos o riachuelos, y para cualquier obra de drenaje, por pequeña que sea, ya que de éste tipo de obras, depende en gran parte la vida de servicio de la carretera.

Localización de drenajes

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

- Tipo y sentido de la corriente
- Condiciones del lecho tales como: ancho, angosto, rocoso, arenoso, piedras sueltas y su tamaño
- Condiciones de aguas altas
- Vegetación de la cuenca
- Esviaje
- Perímetro, área y forma del lecho
- Probables canalizaciones de entrada y salida
- Determinación de tramos de subdrenaje
- Puntos de erosión

En este caso se colocaron drenajes transversales en los puntos más bajos de la carretera, así como en puntos intermedios donde el tramo era demasiado largo y se podía llegar a tener un caudal muy alto.

2.7.1. Método racional para la determinación del caudal

En el método racional, se asume que el caudal máximo para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con escorrentía superficial, durante un período de precipitación máxima, y se presenta con la fórmula:

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

Donde:

Q = Caudal de diseño en metros cúbicos por segundo

A = Área drenada de la cuenca en hectáreas

I = Intensidad de lluvia en milímetros por hora

C = Coeficiente de escorrentía

El caudal se tomó de igual forma para todos los casos, en donde se van a dejar transversales, se consideró para una sección suficiente de una tubería corrugada con diámetro de 30 pulgadas, las cuales pueden evacuar dicho caudal al otro lado de la carretera.

2.7.2. Cunetas

En la mayor parte del tramo son cunetas naturales de 60 centímetros de ancho y 30 centímetros de profundidad, de forma triangular.

2.7.3. Drenaje transversal

El drenaje transversal sirve para evitar que el agua de corrientes superficiales o aguas pluviales, se acumule a un lado de la carretera, afectando las orillas de la misma o que se estanque. Para el diseño de estos drenajes se deben tomar en cuenta algunos aspectos:

- Pendiente y condiciones del lecho de la corriente
- El esviaje
- Los puntos de erosión
- Puntos posibles de canalización
- Longitud y pendiente de las cunetas que evacuan dicho caudal

En la entrada de un drenaje transversal, debe construirse una caja que ayude a encauzar todo el caudal de la corriente hacia la tubería y un muro que proporcione seguridad contra la erosión a causa de la corriente en la salida de ésta. El drenaje debe ser diseñado con una pendiente de 3 por ciento y el 90 por ciento del caudal a sección llena, con una longitud de acuerdo al ancho de la carretera. Para éste caso la sección de los drenajes son de 30 pulgadas especificados en los planos.

2.7.4. Contracunetas

Para este estudio, no se construyeron contracunetas.

2.8. Suelo

2.8.1. Pruebas de laboratorio

En este caso no se hizo estudio de suelo, pero se comprobó que en la mayor parte del tramo, es terreno con presencia de grava, arena y arcilla, siendo un material estable para la conformación de la base. El banco de material para la carpeta de rodadura, se encuentra ubicado en las cercanías del lugar, dicho material reúne las condiciones básicas para ser utilizado en la construcción de la carretera.

2.8.2. Criterios para definir la capa de rodadura

El principal criterio a tomar en cuenta es la resistencia de la capa de rodadura que soportará la carga máxima, la colocación de esta capa no debe ser mayor a 25 centímetros para adquirir una resistencia máxima posible.

2.8.3. Capa de rodadura

Es la capa resistente que está expuesta a la carga y la presión de movimientos de los vehículos. Esta debe estar compactada del 90 por ciento al 95 por ciento proctor, para resistir todo tipo de presión y frenado de los vehículos que transitan por el tramo.

Características técnicas del material balasto

Balasto: es el material que se coloca sobre la subrasante con que termina una carretera, que se compone de un material graduado, es decir, que

consta de material fino y grueso, con el objetivo de protegerla y sirva de superficie de rodadura, debe cumplir con las condiciones siguientes:

- Debe ser de calidad uniforme y exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial
- El balasto debe tener un peso unitario suelto no menor de 80 libras por pie cúbico
- El tamaño del agregado grueso del balasto no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa a utilizar y en ningún caso debe ser mayor de 10 centímetros
- El espesor de la capa de balasto no debe ser menor a 15 centímetros
- El porcentaje de desgaste en la máquina de los Ángeles no debe exceder el 60 por ciento
- Por otra parte, la colocación del balasto debe hacerse en capas no mayores a los 25 centímetros, compactado a 90 por ciento proctor

2.9. Presupuesto

2.9.1. Cuantificación de materiales y mano de obra

El presupuesto se integró a base de precios unitarios considerando como referencias, los precios que se manejan en la región Ixil, los salarios de la mano de obra se tomaron los que la municipalidad asigna para casos similares.

2.9.2. Integración de presupuesto de la carretera

Tabla IV. Integración de presupuesto de la carretera

No	Renglón	Cantidad	Unidad	cost/unit	TOTAL
1	Trabajo preliminar				
	Replanteo topográfico	8 207	ml	Q 4	Q 32 828
	Apertura (limpieza y destronque de vegetación)	57 449	m ²	Q 9	Q 517 04
2	Volumen de corte		m ³		
	Corte de material no clasificado	236 898	m ³	Q 12	Q 2 842 776
	Relleno	8 617	m ³	Q 9	Q 77 553
3	Conformación de subrasante				
	Afinamiento de subrasante	9 848	m ³	Q 18	Q 177 264
4	Drenajes menores				
	Transversales 30 pulgadas diámetro (tubería corrugada)	48	ml	Q 712	Q 34 176
5	Obras de mampostería				
	Empedrado	200	ml	Q 300	Q 60 000
	Cunetas revestidas	400	ml	Q 52	Q 20 800
	Muros, cabezales y cajas	27	unidad	Q 4 900	Q 132 300
6	Carpeta de rodadura				
	Corte de balasto	9 848	m ³	Q 15	Q 147 720
	Carga de balasto	9 848	m ³	Q 20	Q 196 960
	Transporte de balasto	9 848	m ³	Q 50	Q 492 400
	Compactación de balasto	8 207	ml	Q 68	Q 558 076
	Cunetas naturales	16 000	ml	Q 30	Q 480 000
7	Transporte				
	Transporte de maquinaria pesada	1	Global	Q 12 300	Q 12 300
	Transporte material de desperdicio	1	Global	Q 31 000	Q 31 000
8	Otros				
	Herramientas	1	Global	Q 32 900	Q 32 900
	Costo del proyecto				Q 5 846 094
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 5 846 094
El costo total del proyecto asciende a: cinco millones ochocientos cuarenta y seis mil noventa y cuatro quetzales con 00/100.					
En cuanto a costos indirectos se aplicó el 35 por ciento.					

Fuente: elaboración propia en base a cotización.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE 20 METROS DE LONGITUD

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de 20 metros de luz, conformado por diafragmas, vigas y losas de concreto reforzado, estribos de concreto ciclópeo, con un ancho total de 5,50 metros y una altura de 2,50 metros desde el lecho del río a las vigas principales, carga viva AASHTO H15.

3.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

- Longitud: 20 metros
- Cantidad de carriles: 1
- Ancho de rodadura: 3,6 metros
- Bombeo: 2,75 por ciento

3.3. Estudios preliminares, metodología empleada, resultados obtenidos para el diseño del puente vehicular

3.3.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es de suma importancia para el diseño del puente vehicular, el levantamiento se proyectó 100 metros aguas arriba y 100

metros aguas abajo, así como 50 metros a cada uno de los lados del lugar donde se ubicará el puente; para la altimetría se utilizó el método taquimétrico y para planimetría el método de conservación del azimut, el equipo utilizado fue un teodolito marca *WILD T-1*, estatal y cinta métrica.

3.3.2. Evaluación de la calidad del suelo

La evaluación de la calidad del suelo, es un dato de suma importancia ya que sobre ella recae la responsabilidad de la estabilidad de la estructura. Para el estudio de suelos se extrajo una muestra inalterada de 1 pie cúbico del lugar, a una profundidad de 2,80 metros que se sometió al ensayo de compresión triaxial, tipo de ensayo no consolidado y no drenado, para obtener los parámetros de corte, en el análisis de laboratorio realizado por el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se obtuvo los siguiente datos:

Tipo de ensayo	= No consolidado y no drenado
Descripción del suelo	= Limo arenoso color café claro
Ángulo de fricción interna ϕ	= 25,79 grados
Cohesión C_u	= 0,50 Toneladas por metro cuadrado
Densidad seca	= 1,44 Toneladas por metro cúbico

Para el cálculo del valor soporte se utilizó la ecuación general del Dr. *Karl Terzaghi*:

$$q_u = C \cdot N_c + Z \cdot \phi \cdot N_q + 0,5 \cdot \phi \cdot B \cdot N_\phi$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga límite en toneladas por metro cuadrado

C = Cohesión del suelo en kilogramos por centímetros cuadrado

ρ = Peso volumétrico del suelo en toneladas por metro cúbico

Z = Profundidad donde se realizó la prueba

B = Ancho de zapata

Nc = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

Nq = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N ρ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Cálculo de los factores de capacidad de carga

$$Nq = \tan^2(45 + \phi/2) * e^{\pi * \tan \phi}$$

$$Nq = \tan^2(45 + 25,79/2) * e^{\pi * \tan (25,79)} = 11,59$$

$$Nc = (Nq - 1) * \cot \phi$$

$$Nc = (11,59 - 1) * \cot (25,79) = 21,92$$

$$N\rho = 2 * (Nq - 1) * \tan \phi$$

$$N\rho = 2 * (11,59 - 1) * \tan (25,79) = 10,23$$

$$qu = C * Nc + Z * \rho * Nq + 0,5 * \rho * B * N\rho$$

$$qu = 0,50 * 21,92 + 2,50 * 1,44 * 11,59 + 0,5 * 1,44 * 3 * 10,23$$

$$qu = 74,78 \text{ toneladas por metro cuadrado}$$

El valor encontrado de qu es el esfuerzo límite, Terzaghi recomienda un factor de seguridad no menor de tres para q_{adm} , que es el esfuerzo admisible o diseño de cimentación.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.} ; \text{ con F.S.} = 3$$

$$q_{adm} = 74,78/3 = 24,93 \text{ toneladas por metro cuadrado}$$

Por lo tanto, se adopta un valor soporte de suelo $V_s = 24,90$ toneladas por metro cuadrado

3.3.3. Cálculo de caudales máximos

El cálculo de éste caudal, sirven para no exponer la superestructura a corrientes peligrosas, que retornan cada cierto tiempo, porque a partir de ese dato puede localizarse, dentro de la sección del cauce del río, la altura recomendable sobre la crecida máxima, como mínimo debe ser de 2 metros.

El cálculo del caudal máximo se puede obtener a través del método racional:

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

Q = Caudal (metros cúbicos por segundo)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia (milímetro por hora = mm/h)

A = Área de la cuenca que tributa (Hectaria = Ha)

Además:

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

∴ a y b = constantes que dependen de la región

t = tiempo de concentración (minutos)

Fórmula $Q = V A$

Se aplica la fórmula de *Manning*, para encontrar la velocidad del caudal y conocer el área necesaria de la sección, para evacuar dicho caudal y con ello la altura de la creciente máxima, la pendiente del cauce del río se encuentra por medio de los datos de topografía del lugar.

Fórmula de *Manning*: No. 1

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

Donde

V = velocidad en (m/s.)

R = radio hidráulico

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Encontrando la velocidad por el método sección pendiente

$$\text{Pendiente } S = \frac{(995 \text{ m} - 990 \text{ m})}{146,7365 \text{ m}} = 3,41\%$$

Estos se obtienen a través de los datos de topografía.

Perímetro mojado = 36,23 m

Área = 68,906 m²

$$\text{Radio Hidráulico} = \frac{68,906 \text{ m}^2}{36,23 \text{ m}} = 1,902 \text{ m}$$

Coeficiente de rugosidad para grava = 0,029

Sustituyendo estos valores en la fórmula de *Manning* No. 1 :

$$V = \frac{1}{0,029} (1,902 \text{ m}^2 /3)^{1/3} (0,0341)^{1/2}$$

Velocidad = $V = 9,76 \text{ m/s}$

$$Q = A V$$

$$Q = 68,906 \text{ m}^2 * 9,76 \text{ m/s}$$

$$Q = 672,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

De éste resultado se concluye que la crecida máxima puede llegar a 1,50 metros sobre el lecho del río actual.

Cota topográfica a la que llega la creciente máxima: 996,10 metros

Luz libre desde la creciente máxima, hasta la parte inferior de las vigas principales: 2,50 metros

Cota de la parte inferior de vigas principales: 998,60 metros

3.4. Diseño del puente vehicular

3.4.1. Datos y especificaciones

- Longitud: 20 metros
- Cantidad de carriles: 1
- Ancho de rodadura: 3,60 metros
- Banqueta: 1,40 metros

- Carga: H-15
- Bombeo: 2,75 por ciento

3.4.2. Diseño de la superestructura

3.4.2.1. Diseño de la losa

Según recomendación de AASHTO, las losas para puentes de concreto reforzado no deben ser menores de 6 pulgadas de espesor.

$$6 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} = 15 \text{ cm} \text{ espesor mínimo de la losa del puente}$$

Esto es para el espesor mínimo, pero se procede a calcular el peralte de la siguiente manera:

3.4.2.1.1. Cálculo del peralte

El espesor de la losa de rodadura se calcula así:

$$t = 1,2 * \frac{L + 3,05}{30} \geq 0,175 \text{ m} \quad \therefore L = \text{luz libre entre vigas}$$

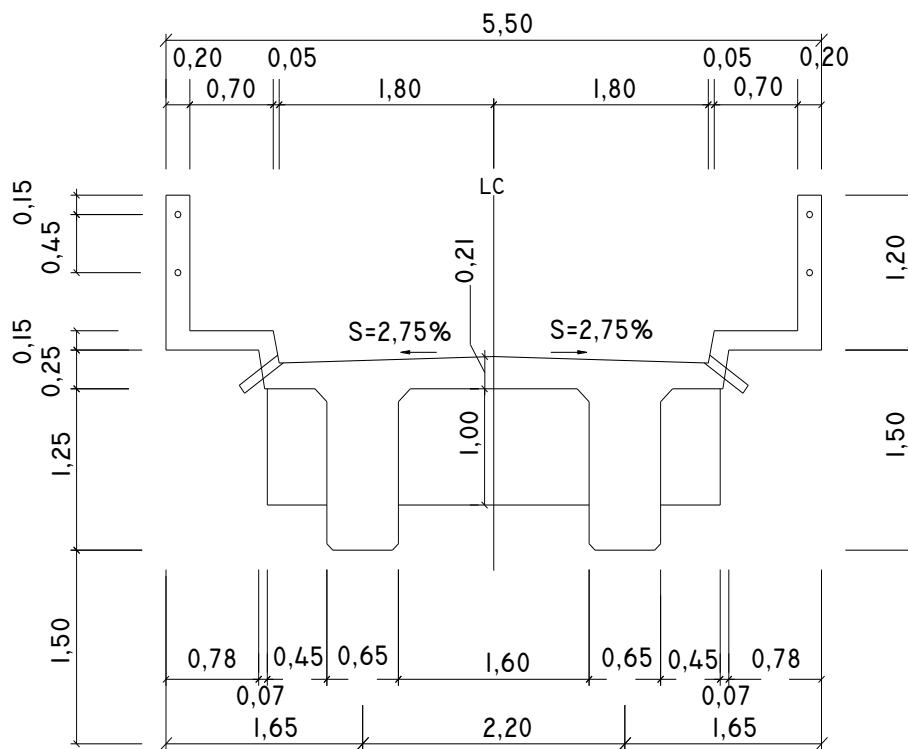
$$t = 1,2 * \frac{1,60 + 3,05}{30} = 0,186 \text{ m} > 0,175 \text{ m, se usa } t=0,20 \text{ m}$$

3.4.2.1.2. Cálculo de los momentos

Integración de carga

La integración de cargas es la sumatoria de carga muerta (peso propio), carga viva y carga de impacto, esta última es aplicada al momento de la entrada del camión (carga viva).

Figura 7. Sección transversal del puente



SECCIÓN B-B (GEOMETRÍA)

ESCALA 1:25

Fuente: elaboración propia.

Carga muerta

$$\begin{aligned}W_{\text{concreto}} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,20 \text{ m} * 1 \text{ m} &&= 480 \text{ kg/m} \\W_{\text{asfalto}} &= 1\,800 \text{ kg/m}^3 * 0,05 \text{ m} * 1 \text{ m} &&= 90 \text{ kg/m} \\W_{\text{poste y pasamanos}} &&&= \underline{90 \text{ kg/m}} \\ \text{Total} &= &&660 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Momento para carga muerta

Carga Muerta = $W_{\text{Losa}} + W_{\text{asfalto}} + W_{\text{poste}} + \text{pasamanos}$

$$W_{\text{cm}} = 2\,400 * 1 * 0,20 + 1\,800 * 1 * 0,05 + 90 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{cm}} = 480 + 90 + 90$$

$$W_{\text{cm}} = 660 \text{ kg-m}$$

Carga muerta ancho de rodadura

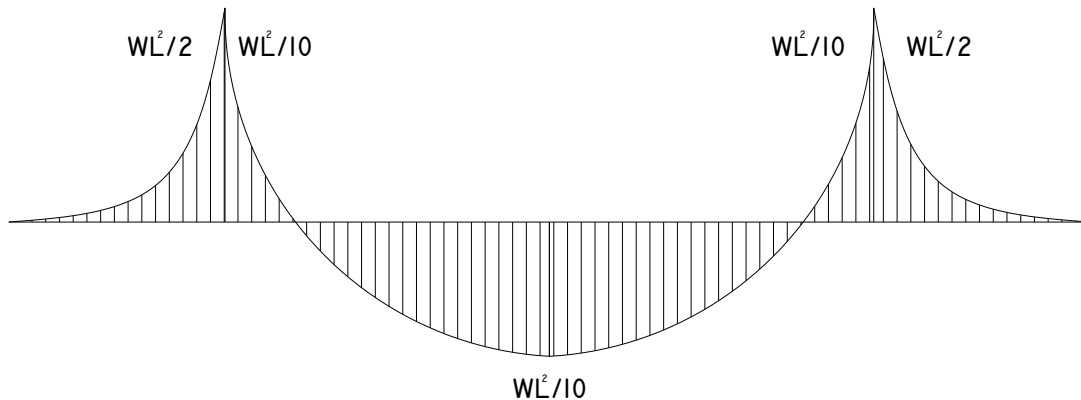
$$M_{\text{cm}} = \frac{1}{10} * W * L^2 = \frac{1}{10} * 660 \text{ kg/m} (1,60 \text{ m})^2 = 168,96 \text{ kg - m}$$

Carga muerta de voladizo.

$$M_{\text{cm}} = \frac{1}{2} * W * L^2 = \frac{1}{2} * 660 \text{ kg/m} * (1,35 \text{ m})^2 = 601,42 \text{ kg - m}$$

Carga muerta a usar = 601,42 kg-m

Figura 8. Diagrama de momentos



Fuente: elaboración propia.

Carga viva

Se utilizará la carga de un camión H-15, según normas AASHTO, para el eje más pesado de 12 toneladas.

Momento para carga viva

AASHTO da la fórmula siguiente:

Momento de carga viva:

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

Donde "S" es la distancia a rostros internos de las vigas principales, dado en pies y "P" es la carga viva del eje más pesado del camión.

$$M_{cv} = \frac{5.25 + 2}{32} * 24\,030,14 \text{ lb}$$

$$M_{cv} = 5\,444,33 \text{ lb} - \text{pie} = 752,72 \text{ kg} - \text{m}$$

Carga de impacto

La aplicación de cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave y gradual, sino violenta, por lo que se considera un incremento al momento producido por la carga viva, según AASHTO no deberá sobrepasar del 30 por ciento. Este porcentaje se determina a través de la fórmula siguiente:

$$I = \frac{50}{(S + 125)}$$

Donde "S" es el espacio interior entre vigas, medida en pulgadas.

$$I = \frac{50}{(65,62 + 125)} = 0,262 \neq 30 \text{ por ciento}, \text{ entonces usar el } 26,20 \text{ por ciento.}$$

Momento para carga de impacto

El momento de impacto resulta de calcular con la siguiente fórmula:

$$M_{cv} * I = 752,72 \text{ kg-m} * 1,262 = 950,16 \text{ kg-m.}$$

Integrando los momentos para diseño de losa

$$M_{\text{último}} = 1,3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + I) \right]$$

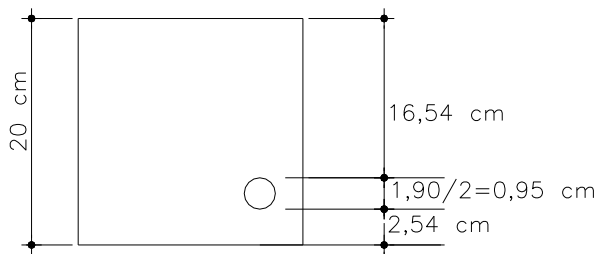
$$M_{\text{último}} = 1,3 \left[601,42 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} (950,16 \text{ kg-m}) \right]$$

$$M_{\text{último}} = 2\,840,53 \text{ kg-m.}$$

3.4.2.1.3. Cálculo del refuerzo

$$A_s = \left[\frac{0,85 * F'c}{F_y} \right] * \left[b * d - \sqrt{\left[(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0,0038 * F'c} \right]} \right]$$

Figura 9. Sección de losa



Fuente: elaboración propia.

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

$$d = 16,54 \text{ cm}$$

$$M_u = 2\,840,53 \text{ kg-m}$$

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = \left[\frac{0,85 * F'c}{F_y} \right] * \left[b * d - \sqrt{\left[(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0,0038 * F'c} \right]} \right]$$

$$A_s = 7,03 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{14,10}{2810}\right) * (100) * (16,54) = 8,53 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_{\max} = 0,50 * \rho * b$$

$$A_{s_{\max}} = 0,01848 * 100 * 16,54 = 30,57 \text{ cm}^2$$

A_s requerido es menor que $A_{s_{\min}}$ entonces usar $A_{s_{\min}} = 8,30 \text{ cm}^2$

Proponer \emptyset No. 5 = $1,98 \text{ cm}^2$

$$8,30 \text{ cm}^2 * \frac{1 \text{ barra No. 5}}{1,98 \text{ cm}^2} = 4,19 \text{ barras No. 5 en un metro lineal}$$

Colocar \emptyset No. 5 @ 0,20 m, en cama inferior transversal

Cálculo del acero por temperatura

Cama superior transversal

$$A_s = 0,002 * b * h = 0,002 * 100 * 16,54 = 3,31 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar \emptyset No. 3

$$3,31 \text{ cm}^2 * \frac{1 \text{ barra No. 3}}{0,713 \text{ cm}^2} = 4,64 \text{ barras No. 3 en un metro lineal}$$

Colorar \emptyset No. 3 @ 0,20 m, en cama superior transversal

Cálculo del acero longitudinal

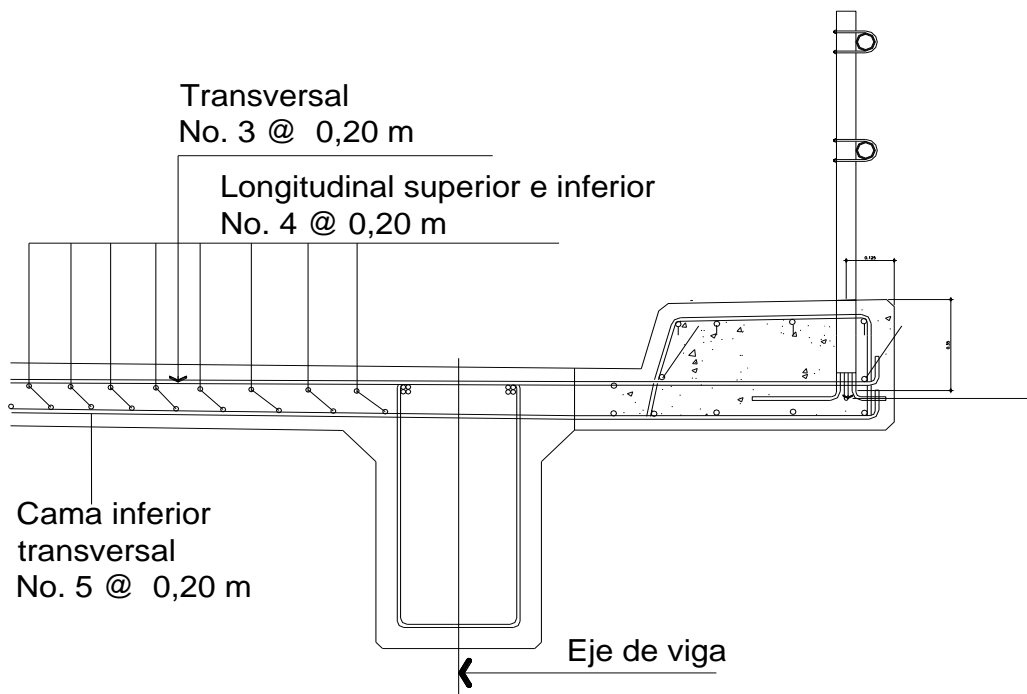
$$A_s = 0,67 * A_{s_{\text{principal}}} = 0,67 * 8,30 = 5,56 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar \emptyset No. 4

$$5,72 \text{ cm}^2 \frac{1 \text{ barra No. 4}}{1,27 \text{ cm}^2} = 4,50 \text{ barras No. 4 en un metro lineal}$$

Longitudinal colocar Ø No. 4 @ 0,20 m, en cama superior e inferior

Figura 10. **Armado de losa**



Fuente: elaboración propia en base a resultados.

3.4.2.2. Diseño de vigas

3.4.2.2.1. Cálculo del peralte y base

AASHTO recomienda:

$$\text{Peralte} = \frac{L}{16} \text{ a } \frac{L}{12}, \quad L = \text{luz libre en metros}$$

$$\text{Base} = \frac{2}{5}t, \quad t = \text{peralte de la viga principal}$$

$$\text{Dimensionamiento: } \frac{L}{16} = \frac{20}{16} = 1,25 \text{ m Se propone altura de 1,30 metros}$$

$$\text{Base } \frac{2}{5}t = \frac{2}{5}(1,30 \text{ m}) = 0,52 \text{ m Se propone una base de 0,65 metros}$$

Integración de carga

$$W_{\text{losa}} = 2\,400 * 2,75 \text{ m} * 0,20 \text{ m} = 1\,320 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{recubrimiento}} = 1\,800 * 1,80 * 0,050 = 162 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{pasamanos}} = 15 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{poste}} = 75 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma W = 1\,320 \text{ kg/m} + 162 \text{ kg/m} + 15 \text{ kg/m} + 75 \text{ kg/m} = 1\,572 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la viga con $b = 0,65 \text{ m}$ y $t = 1,30 \text{ m}$

$$W_{\text{viga}} = 0,65 \text{ m} * 1,30 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 2\,028 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 1\,572 \text{ kg/m} + 2\,028 \text{ kg/m} = 3\,600 \text{ kg/m}$$

3.4.2.2.2. Cálculo de los momentos

Cálculo de sobrecarga:

Según especificaciones de AASHTO 3.23.1 párrafo 3.23.2, 3,1,5 la fracción de la carga que absorbe cada viga de concreto reforzado es:

$$\text{Puente de una vía: } \frac{S}{6.5} \text{ si } S \leq 6 \text{ ft}$$

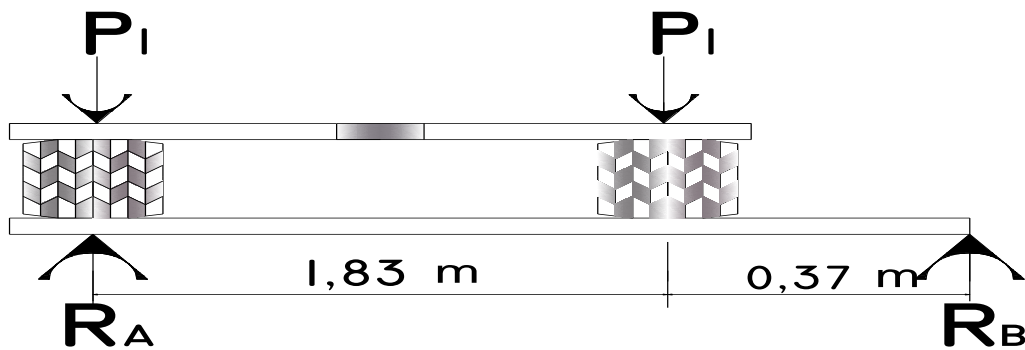
Donde S es el espaciamiento de viga en pies a ejes.

$$\text{Separación: } 1,60 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 0,30 \text{ m} = 2,20 \text{ m} > 6 \text{ ft}$$

Factor de distribución

El factor de distribución para la viga, es un factor de seguridad, ya que el camión no pasa exactamente por el centro de la losa, por lo que se busca el caso crítico. Aplicar método de corrimiento del camión a lo ancho del puente

Figura 11. Diagrama de cuerpo libre de corrimiento del camión



Fuente: elaboración propia.

Haciendo sumatoria de momentos en R_B

$$\sum M_B = 0$$

$$P_1 (2,20 \text{ m}) + P_1(0,37 \text{ m}) = (2,20 \text{ m}) R_A$$

$$R_A = 1,17 P_1 \text{ usar factor de sobrecarga F.D.} = 1,17$$

Cálculo de momento y cortante máximo por carga muerta

$$M_{\text{máx}} = \frac{W L^2}{8} + \frac{P L}{3}$$

W = Peso total por carga muerta

P = Peso del diafragma interior (distribuido proporcionalmente entre las vigas)

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8}((1\ 572 + 2\ 028)(20^2)) + \frac{1}{3}(1\ 440(20))$$

$M_{\text{máx}} = 189\ 600\ \text{kg-m}$ = Momento máximo por carga muerta

$$V_{\text{máx}} = \frac{W L}{2} + P_{\text{diafragma interior}} + P_{\text{diafragma exterior}}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{(1\ 572 + 2\ 028)(20)}{2} + 1\ 440\ \text{kg} + 1\ 008\ \text{kg}$$

$V_{\text{máx}} = 38\ 448\ \text{kg}$ = Corte máximo por carga muerta

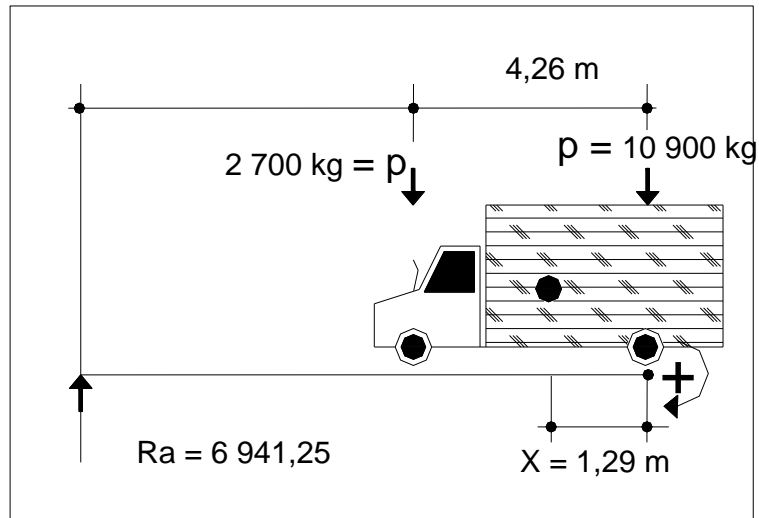
Cálculo de momento y cortante máximo por carga viva

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

Centro de gravedad

Para determinar la posición del centro de gravedad, se efectúa sumatoria de momentos en C.G., como sigue:

Figura 12. Diagrama de cargas de H-15



Fuente: elaboración propia.

$$\sum M_{cg} = 0 \quad (\text{Sentido antihorario positivo})$$

$$0 = 2\,700 (X + 2,14) - 10\,900 (2,14 - X)$$

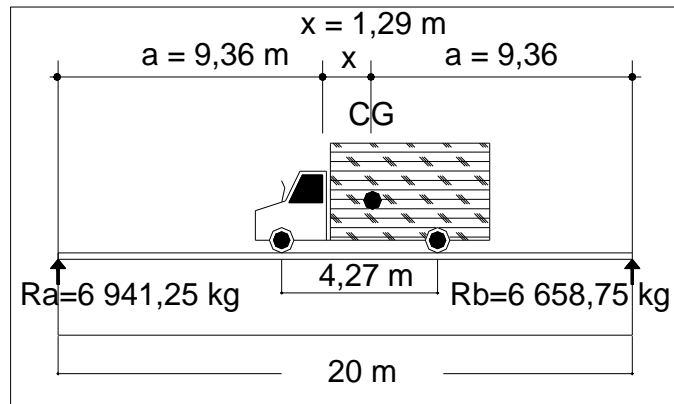
$$X = 1,29 \text{ metros}$$

Entonces:

$$a + 1,29 + a = 20$$

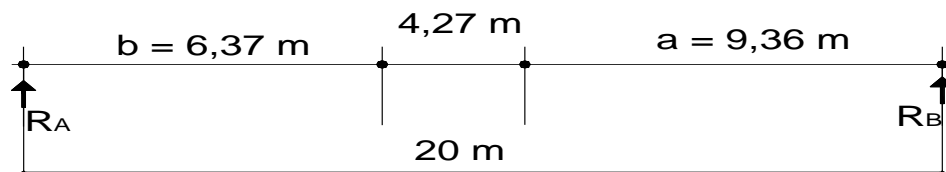
$$a = 9,36 \text{ metros}$$

Figura 13. **Posición del vehículo que produce momento máximo**



Fuente: elaboración propia.

Figura 14. **Diagrama de cuerpo libre**



Fuente: elaboración propia.

$$\sum M_A = 0$$

$$20R_B = 2\,700 (6,37 \text{ m}) + 10,64 (10\,900)$$

$$R_B = 6\,658,75 \text{ kg}$$

$$\sum R_A = 0$$

$$R_A + 6\,658,75 \text{ kg} = 2\,700 \text{ kg} + 10\,900 \text{ kg}$$

$$R_A = 6\,941,25 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ por carga viva} = 6\,658,75 \text{ kg (9,36 m)} = 62\,325,90 \text{ kg-m}$$

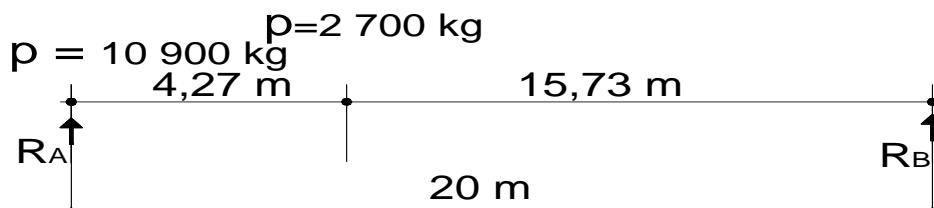
Cálculo del corte máximo

$$V_{\text{máx}} = 15,75(2\,700) + 20(10\,900) = 20 R_B$$

$$R_A = 13\,023,55 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 13\,023,55 \text{ kg} = \text{Corte máximo por carga viva}$$

Figura 15. Diagrama de cuerpos y carga



Fuente: elaboración propia en base a resultados.

Cálculo de impacto

Condición $I \leq 30$ por ciento.

$$I = 15,24 / (1 + 38)$$

Donde $I =$ luz libre entre vigas

$$I = 15,24 / (1,60 + 38) = 0,37$$

Utilizar $I = 30$ por ciento

Momento último AASHTO 3.22.1.A

$$M_u = 1,3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * l * 1,17) \right]$$

$$M_u = 1,3 \left[189\,600 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} (62\,325,90 \text{ kg-m} * 1,30 * 1,17) \right] = 451\,875 \text{ kg-m}$$

Corte último AASHTO 3.22.1.A

$$V_n = 1,3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * l * 1,17) \right]$$

$$V_n = 1,3 \left[38\,448 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} (13\,023,55 \text{ kg-m} * 1,30 * 1,17) \right] = 92\,901,51 \text{ kg-m}$$

3.4.2.2.3. Cálculo de los refuerzos

$$M_u = 451\,875 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 65 \text{ centímetros}$$

$$d = 123,39 \text{ centímetros}$$

$$A_s = \left[\frac{0,85 * F'_c}{F_y} \right] * \left[b * d - \sqrt{\left[(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0,0038 * F'_c} \right]} \right]$$

$$A_{s \text{ req}} = 111,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (f'_c / f_y) * 0,90 / (6\,090 + F_y) * b * d$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (280 / 4\,200) * 0,90 / (6\,090 + 4\,200) * 65 \text{ cm} * 123,39 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 114,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = (14,1 / 4\,200 \text{ kg/cm}^2) * 65 \text{ cm} * 123,39 \text{ cm} = 26,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s < A_{s_{\max}}$$

Con éste resultado se usa A_s requerido = 111,10 centímetros cuadrados

Equivalente a 8 Ø No. 8

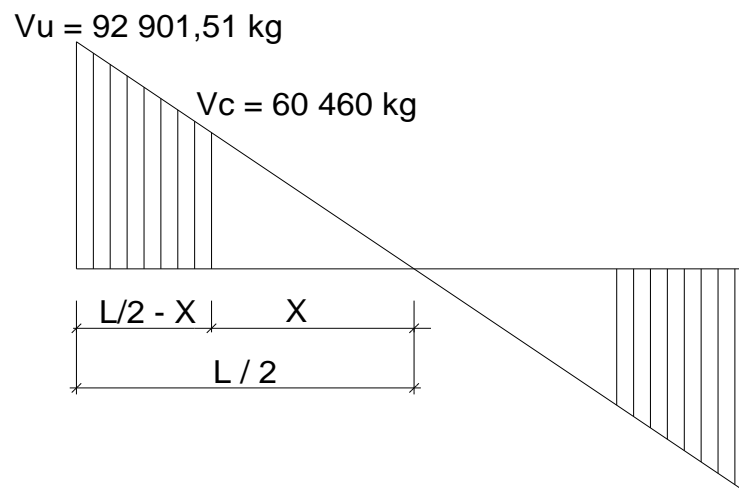
Refuerzo adicional: Según AASHTO por cada pie de altura, colocar 0,25 pie al cuadrado como refuerzo adicional 1 Ø No. 5 @ 0,30 metros en cada cara de la viga.

3.4.2.2.4. Diseño a corte

$$V_{\text{resistente}} = 0,85(0,53) \sqrt{280} (65)(123,39) = 60\,460 \text{ kg}$$

Cálculo de refuerzo a corte:

Figura 16. Diagrama del esfuerzo que resiste el concreto



Fuente: elaboración propia.

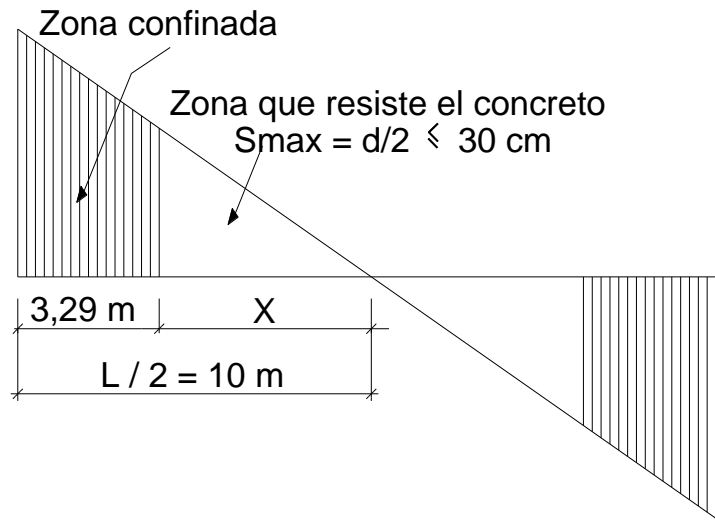
$$X = (60\,460 \cdot 10) / 92\,901,51$$

$$X = 6,51 \text{ metros}$$

$$L/2 - X = \text{área confinada}$$

$$L/2 - 6,51 = 3,29 \text{ metros}$$

Figura 17. Diagrama de la zona confinada por corte



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{X}{VC} = \frac{L/2}{V_u}$$

La zona que resiste el concreto es = 6,71 metros

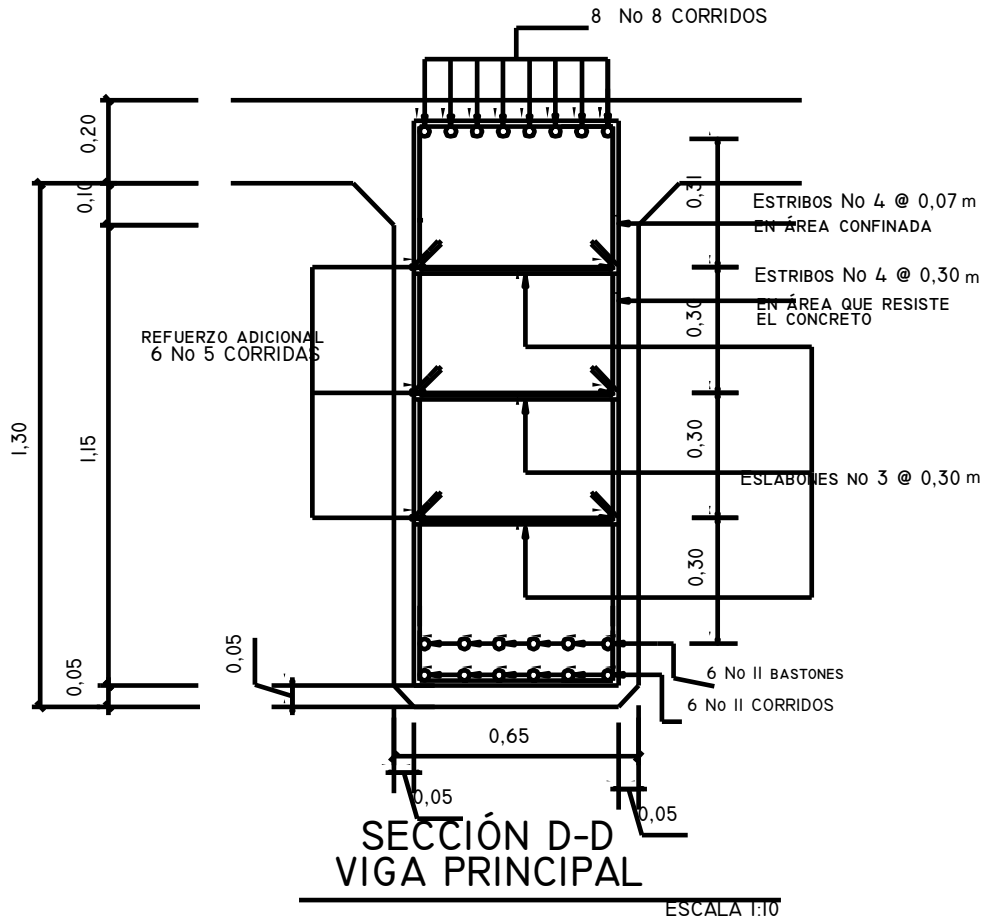
Colocar \emptyset No. 4 @ $d/2 < 30$ cm esto quiere decir: \emptyset No. 4 @ 0,30 metros

La zona confinada es de 3,29 metros

Usar \emptyset No. 4 a $S = (2 \cdot 1,27 \cdot 4 \cdot 200 \cdot 65) / 92\,901,51 = 7,46$ centímetros

Colocar \emptyset No. 4 @ 7 centímetros

Figura 18. **Diseño de viga principal**



Fuente: elaboración propia.

3.4.2.3. **Diseño de los diafragmas**

Se usarán dos diafragmas externos y dos diafragmas internos, ya que la luz del puente es de 20 metros. Los diafragmas no están diseñados para soportar cargas provenientes de losa, sino solo para proveer rigidez y evitar el alabeo de las vigas principales. Para ninguno de los dos casos, la altura del

diafragma debe ser menor a 0,50 metros y estas se distribuyen a cada tercio de la luz del puente.

3.4.2.3.1. Diseño de los diafragmas interiores

Las alturas de los diafragmas según AASHTO:

Diafragma interior = $\frac{3}{4}$ h de la viga principal

Diafragma exterior = $\frac{1}{2}$ h de la viga principal

$h = \frac{3}{4} * 1,30 \text{ cm} = 0,98 \text{ metros} \approx 1 \text{ metro}$

$h = \frac{1}{2} * 1,30 \text{ cm} = 0,65 \text{ metros}$

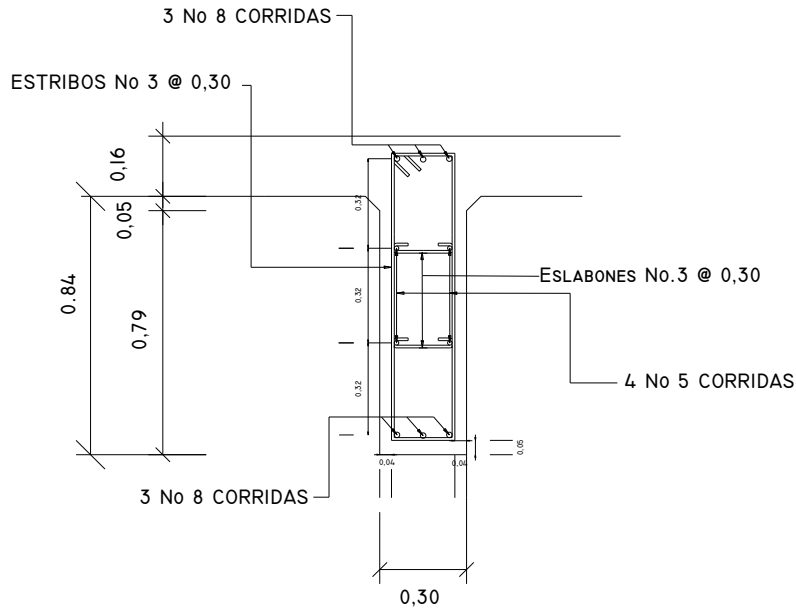
Proponiendo una base de 30 centímetros.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,10(bd)}{f_y} = \frac{14,10(30 * 93,57)}{2810} = 14,08 \text{ cm}^2$$

3 Ø No. 8 corridas en cada cama.

Estribos Ø No. 3 @ cada $\frac{d}{2}$ máximo, ó \leq a 0,30 m, colocar @ 30 centímetros

Figura 19. **Diafragma interno**



DIAFRAGMA INTERNO

ESCALA 1:20

Fuente: elaboración propia.

3.4.2.3.2. Diseño de los diafragmas exteriores

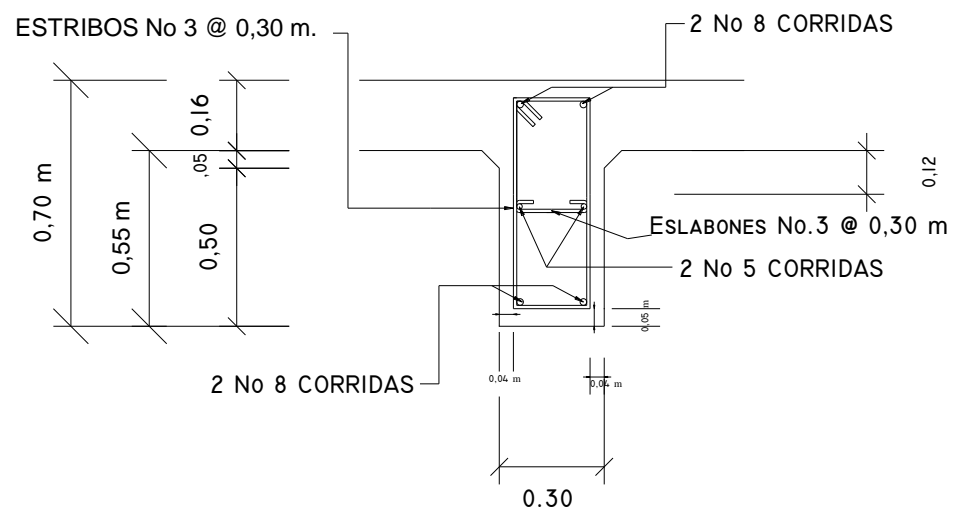
Diafragma exterior = $\frac{1}{2}$ h de la viga principal
 $h = \frac{1}{2} * 1,30 \text{ cm} = 0,65 \text{ metros} \approx 70 \text{ centímetros}$

Proponiendo una base de 30 centímetros.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,10(bd)}{f_y} = \frac{14,10(30 * 70)}{2810} = 10,53 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 Ø No. 8 en ambas camas
 Estribos Ø No. 3 @ 0,30 metros
 Refuerzo adicional
 Según AASHTO son $0,25 \text{ in}^2$ por ft ≈ 30 centímetros

Figura 20. **Diafragma externo**



DIAFRAGMA EXTERNO

ESCALA 1:20

Fuente: elaboración propia.

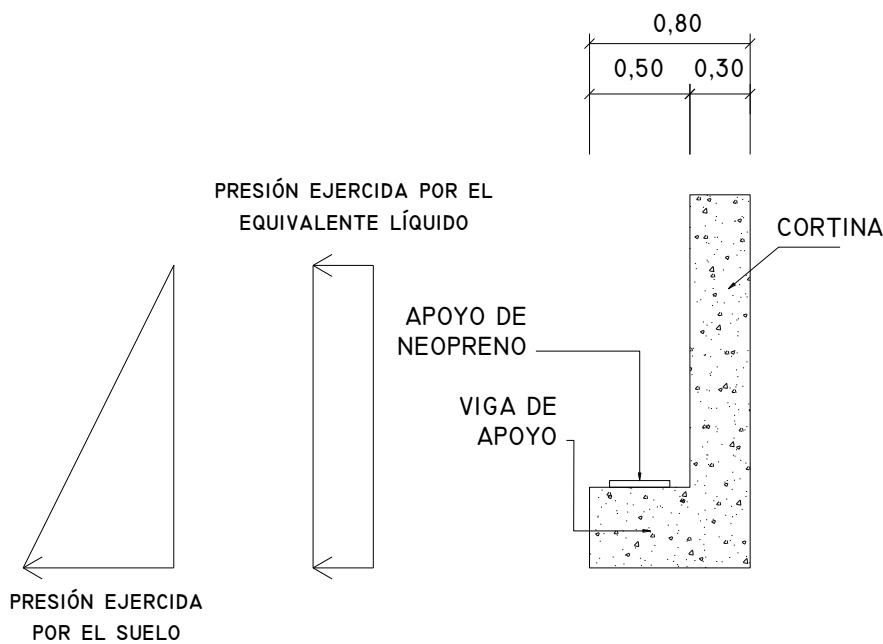
3.4.3. Diseño de la subestructura

3.4.3.1. Diseño de la cortina

Por norma, la parte superior de la cortina no debe ser menor a 0,30 metros, además la altura deberá de ser la suma de la altura de la viga, el espesor de la losa y el espesor de la capa de rodadura, para éste caso, la altura

de la cortina será de 1,60 metros. Para la viga de apoyo se tomará un ancho de 0,50 metros.

Figura 21. Dimensiones de cortina, viga de apoyo, diagrama de presiones y elastómeros



Fuente: elaboración propia.

Empuje de tierra

Se debe de considerar una sobrecarga de suelo con un equivalente líquido de 0,61 metros de alto, con una presión de 480 kilogramo por metro cúbico. Para el peso del suelo se tomará el equivalente líquido de 480 kilogramo por metro cuadrado y un ancho unitario de 1 metro.

$$F = \text{Empuje} = E_{\text{suelo}} + E_{\text{sobrecarga}}$$

$$F = 480 \cdot 0,61 \cdot 1,60 + 480 \cdot 1,60 \cdot 0,5$$

$$F = 468,48 + 384$$

$$F = 844,80 \text{ kg}$$

Fuerza longitudinal, LF

La fuerza longitudinal debe ser igual al 5 por ciento de la carga viva (AASHTO 1.2.13), y su centro de gravedad se supone a 1,83 metros sobre la superficie de rodadura.

$$LF = \frac{0,05 * P}{2H} = \frac{0.05 * 6\ 800}{2 * 1,60} \quad C = 106,25 \text{ kg/m}$$

Como son dos llantas (del mismo eje) las que actúan sobre la cortina, entonces:

$$LF = 2 * 106,25 = 212,50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 1,83 \text{ m} + 1,60 \text{ m} = 3,43 \text{ m}$$

$$212,50 * (3,43/2) = 364,44 \text{ kg}$$

Fuerza de sismo, S

Se toma un coeficiente sísmico de 0,12 que es para zonas de alto riesgo, según AASHTO 3.21, y se aplicará la fuerza al centro de la cortina.

$$\text{Peso de cortina, } W = 1\ 152 \text{ kg/m}$$

$$S = 0.12W = 0.12 * 1\ 152 = 138,24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = 1,60/2 = 0,80 \text{ metros}$$

$$138,24 * 0,80 \text{ m} = 110,60 \text{ kg}$$

Combinaciones de carga (AASHTO Tabla 3.22.1.A)

Grupo III:

$$M = 1,3 (\text{Esobrecarga} + \text{Esuelo} + \text{LF}')$$

$$V = 1,3 (\text{Esobrecarga} + \text{LF}')$$

Grupo VII:

$$M = 1,3 (\text{Esobrecarga} + \text{Esuelo} + \text{S})$$

$$V = 1,3 (\text{F} + \text{S})$$

Se toman los resultados mayores de entre los dos grupos, los que corresponden a la combinación del grupo III:

$$M_{\text{máx}} = 1\,581,996 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 1\,242,02 \text{ kg-m}$$

Diseño del refuerzo

$$M_{\text{máx}} = 1\,581,996 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 1\,242,02 \text{ kg-m}$$

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

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

$$b = 100 \text{ centímetros}$$

$$d = 26,87 \text{ centímetros}$$

$$A_{s\text{mín}} = (14,1/2\,810 \text{ kg/cm}^2) * 100 \text{ cm} * 26,87 \text{ cm} = 13,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 13,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (f'_c/f_y) * 6090 / (6\,090 + F_y) * b * d$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (211/2\,810) * 6090 / (6\,090 + 2\,810) * 100 \text{ cm} * 26,87 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,01856 * 100 * 26,87$$

$$A_{s\text{máx}} = 49,87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Se utiliza $A_{s\text{mín}} = 13,48 \text{ cm}^2$ equivalente a \emptyset No 5 @ 14 cm

Refuerzo por corte, utilizar \emptyset mínimo @ $S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$, armado \emptyset No 3 @ 14 cm

3.4.3.2. Diseño de la viga de apoyo

Se diseña por aplastamiento

Por norma las dimensiones de espesor debe ser de 2 centímetros por cada metro de longitud del puente.

$$L = 20(0,02) = 0,40 \text{ metros}$$

Espesor mínimo de 40 centímetros

Refuerzo principal:

$$A_{s\text{mín}} = A_{st} = 14.1 * b * d / f_y$$

$$A_{st} = 14,10 * 40 * 37 / 2810 = 7,43 \text{ cm}^2$$

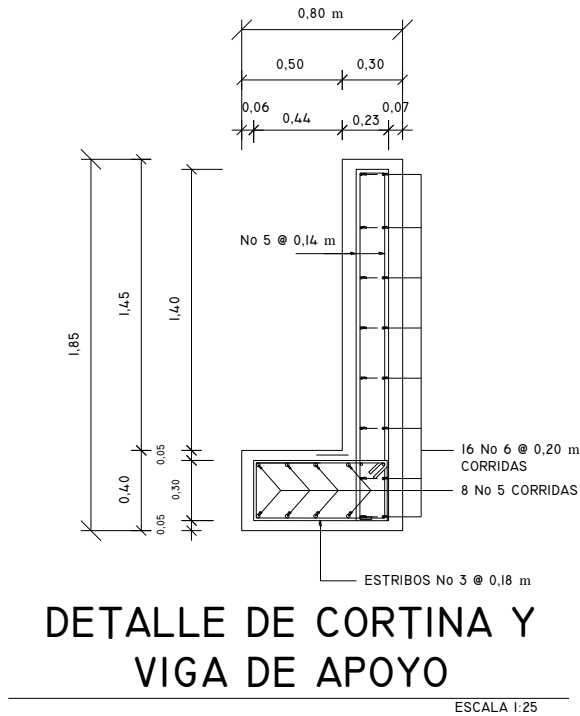
Equivalente a 4 \emptyset No. 5 en cama superior e inferior

Refuerzo transversal:

$$\text{Colocar } A_{s\text{mín}} \text{ a } S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

$A_{s\text{mín}} = \emptyset$ No 3 @ $d/2$; \emptyset No 3 @ 18 centímetros

Figura 22. **Detalle de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

Diseño de asiento o base (elastomérico)

Los apoyos de un puente son dispositivos mecánicos capaces de transmitir las cargas verticales y horizontales desde la superestructura a la subestructura. Las fuerzas o acciones a soportar por los apoyos depende de los grados de restricción que estos posean, y a la vez determinan las solicitaciones sobre los elementos de la subestructura a la cual se conectan.

La AASHTO 10.29.1.1 y 10.29.1.2 establece las condiciones de apoyo para un puente en condición de la longitud de su claro. Para apoyos fijos en

claros menores de 15,24 metros no se necesita hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 15,24 metros deberán proveerse tipos de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación.

De acuerdo al tipo de material, los apoyos pueden ser metálicos y elastoméricos. El uso de apoyos metálicos se restringen a superestructuras metálicas, mientras que el elastomérico se usa independientemente en superestructuras de concreto y metálicas.

Según AASHTO 14.1 en adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual esté unida.

- Propiedades de los materiales elastoméricos

Estas dependen de sus elementos constituyentes, pero una de las propiedades más importantes es el módulo cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete necesaria para deformarlo una cantidad igual a su espesor. Cuando se conoce o se ha especificado éste valor, el mismo deberá utilizarse para su diseño; de lo contrario los valores serán aquellos del rango aplicable en la tabla AASHTO 14.3.1

Tabla V. **Propiedad de los elastómeros de diferentes durezas**

Handness (Shorre `A`)	50	60	70
Shear modulus at 73°F (psi)	95-130	130-200	200-300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: tabla AASHTO 14.3.1

- Esfuerzo por compresión

En AASHTO 14.4.1.1 describe que no se previene este valor por corte, el esfuerzo de compresión promedio en cualquier capa no debe exceder de: 1 000 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados de acero 800 libras por pulgada cuadrada para apoyos simples o reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos.

Según su modulo de cortante y su factor de forma:

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

Donde:

G = Módulo del cortante del elastómero a 73 grados *fahrenheit*

S = Factor de forma según figura

S = Área cargada/área efectiva libre agrietarse

L = Longitud del cojinete en dirección paralela a la viga

W = Longitud del cojinete en dirección perpendicular a la viga

$$\text{Área cargada } S_1 = 65 \cdot 50 = 3\,250$$

$$\text{Área efectiva libre de agrietarse } 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Entonces $S = 65 \cdot 50 / (30 \cdot 30) = 3,61 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{LW}{S_1(L + W)} = \frac{65(50)}{(3,61)(65 + 50)} = 7,83 \geq 5$$

El espesor total será: $h_{rt} = t/2 \cdot 7,83/2 = 3,91 \text{ centímetros} = 1,54 \text{ pulgadas}$

$h_{rt} = 1,54 \text{ pulgadas}$

- Deformación por compresión

La deformación instantánea por compresión será calculada como lo describe la AASHTO 14.4.1.2 como:

$$\Delta_c = \sum_i \epsilon_{ci} h_{ri}$$

Donde:

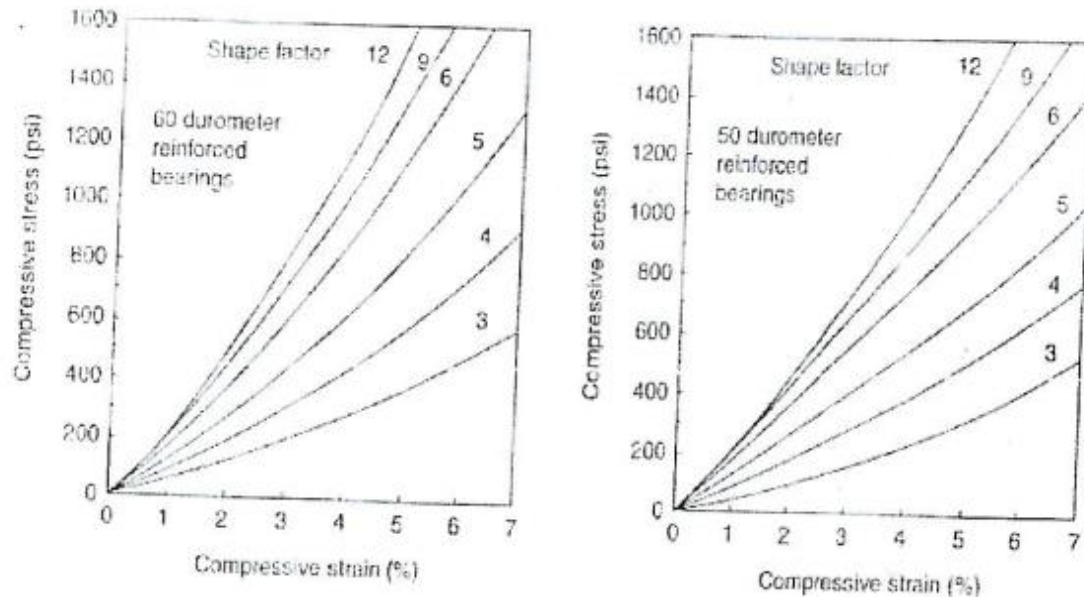
ϵ_{ci} = Tensión instantánea de compresión en la capa de elastómero i-esimo de un cojinete de elastómero laminado.

h_{ri} = Espesor de la capa de elastómero en el cojinete de elastómero

El valor de la deformación por compresión depende, entre otras cosas, del factor de forma y la dureza del elastómero. La deformación por compresión decrece cuando aumenta el factor de forma y/o dureza. estos valores se pueden observar en la figura siguiente, y en AASHTO 14.4.1.2^a y 14.4.1.2B.

A base de un análisis racional, se puede usar la figura para tener información de la deformación de 35 por ciento en una compresión de 800 libras por pulgada cuadrada, obteniendo como su uso la curva No. 6 para este caso.

Figura 23. **Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete de elastómero**



Fuente: figuras AASHTO 14.4.1.3.

- Deformación por cortante

La deformación por cortante Δ_s será tomada como la máxima deformación posible causada por flujo plástico, la contracción por el postensionamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de instalación y al menos la temperatura favorable extrema como lo describe AASHTO 14.4.1.3 a menos que un dispositivo para desplazamiento se instale.

El apoyo será diseñado de forma que $h_{rt} \geq 2\Delta_s$

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero

Δ_s =servicio de máxima deformación de corte del elastómero

$$H_{gt} / 2 = \Delta_s$$

$$1,54 \text{ in} / 2 = 0,77 \text{ in} = \Delta_s$$

Es la máxima deformación del elastómero

- Estabilidad

Para garantizar la estabilidad del apoyo, el espesor total:

$$\frac{3,84(h_{rt}/L)}{S_1\sqrt{1+2L/W}} \leq \frac{2,67}{S(S+2)(1+L/4W)} \quad (14.6.5.3.6-1)$$

La presión es estable para todas las cargas admisibles en esta especificación y sin mayor consideración de la estabilidad se requiere:

$$h_{rt} = 1,54 \text{ pulgadas}$$

$$L = 12 \text{ pulgadas}$$

$$W = 12 \text{ pulgadas}$$

$$S = 1,54 \text{ pulgadas}$$

$$\frac{3,84 (1,54/12)}{1,54\sqrt{1+2 (12/12)}} \leq \frac{2,67}{1,54(1,54 + 2)(1 + 12/4 * 12)}$$

0,18 ≤ 0,39 ok. Si cumple, entonces se concluye que la sección es estable y no representa ningún problema, inclusive se puede disminuir todavía la sección del elastómero.

- Refuerzo

Debe satisfacer los requisitos de la M251 y su resistencia en libras por pulgada lineal a esfuerzo de trabajo en cada dirección, no debe ser menor que:

1 400 t_i para acero laminado y 1 700 t_i para aceros

Para estos propósitos h_{ri} se toma como el espesor medio de las dos capas de elastómero unidades al refuerzo, si son de diferente espesor. La resistencia por pulgada lineal es dada por el producto del espesor del material y los esfuerzos permitidos sobre la sección neta. El espesor del acero será apropiadamente incrementado si se hacen agujeros en éste, en un valor de:
2*(ancho grueso) / ancho neto

- Anclaje

Si existe alguna combinación de cargas que cause una fuerza de corte mayor que 1/5 de la fuerza de compresión ocurrida simultáneamente, el apoyo será asegurado contra el movimiento horizontal. Si los apoyos están sujetos a ambas superficies superior e inferior, la unión debe ser tal que en la dirección vertical la tensión no sea posible.

$$H = \frac{GLW\Delta_s}{h_{rt}} = \frac{(150/14,22)(65 * 50)(1,51)}{3,33} = 15\,545,61$$

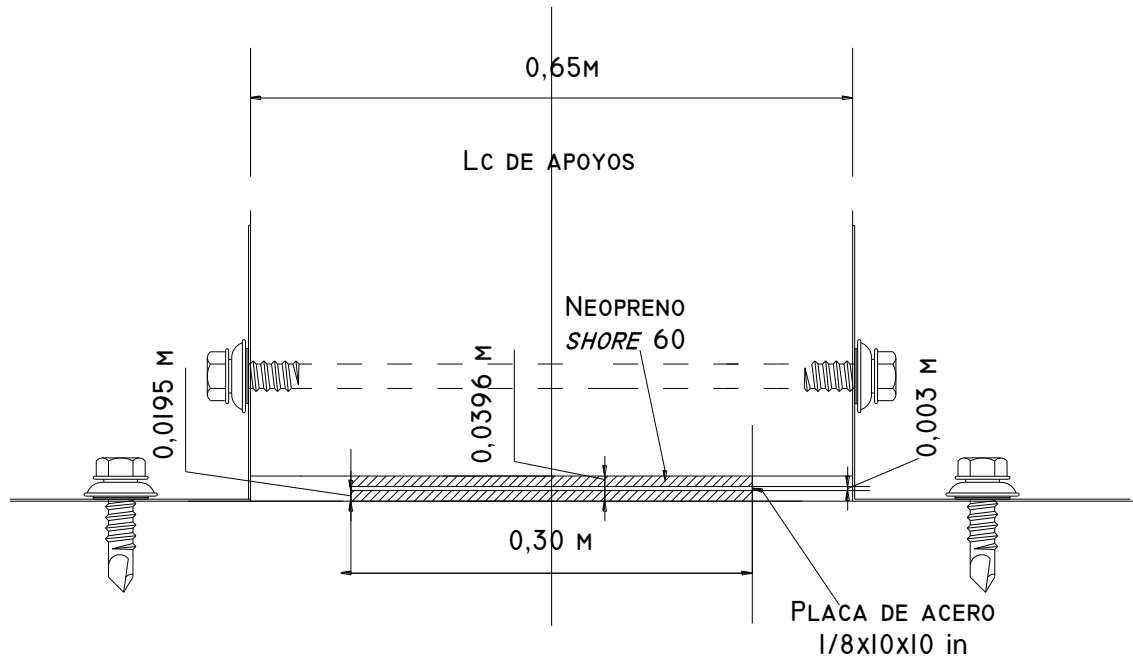
$$V_{CM} = 92\,901,51$$

$$V_{CM} = 92\,901,51 / 5 = 18\,580,30$$

$$V_{CM} \geq H \quad 18\,580,30 \geq 15\,545,61$$

Por lo tanto, el neopreno no necesita anclaje.

Figura 24. Diagrama de neopreno dureza shore A 60



Fuente: elaboración propia en base a resultados.

3.4.3.3. Diseño de los estribos de concreto ciclópeo

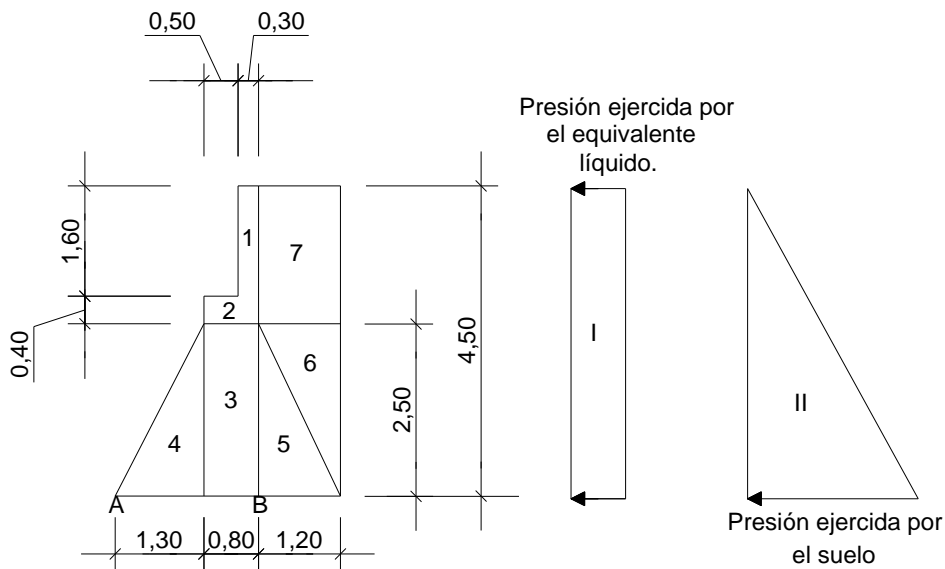
Los estribos serán de concreto ciclópeo, para aprovechar el material local en el río. Es necesario en este punto hacer ver que la geometría de los estribos se modificará con respecto a la que comúnmente presentan, para éste caso en especial, se decidió el diseño de estribos con poca altura pero con una base suficientemente ancha, que permita que se cumplan todos los chequeos a los que deben ser sometidos, como se verá en las siguientes figuras.

Datos:

$$W_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

Wconcreto ciclópeo	= 2 700 kg/m ³
Wsuelo	= 1 400 kg/m ³
Valor soporte	= Vs = 24,90 t/m ²
Equivalente líquido	= 292,80 kg/m ³

Figura 25. Geometría y diagrama de presiones en el estribo



Fuente: elaboración propia.

$$P_n = \frac{1}{2}(P_{ar}) + P_{aq} \cdot H$$

$$P_n = \frac{1}{2}(4\,760 \text{ kg/m}^3) + 854 \text{ kg/m}^3 \cdot 3,40 \text{ m} = 11\,000 \text{ kg/m}$$

$$P_n = 5,50(11\,000 \text{ kg/m}) = 60\,500 \text{ kg}$$

Centro de aplicación según cálculos de centros de cada figura, Y = 1,27 metros

Momento producido por el empuje de la tierra

$$M_v = P_u \cdot \text{Brazo} = 60\,500 \text{ kg} \cdot 1,27 \text{ m} = 76\,835 \text{ kg/m}$$

Tabla VI. **Cálculo de momento estabilizante, (respecto de punto B)**

Seccion	Volumen (m ³)	Peso E. (kg/m ³)	Peso sección (kg)	Momento (kg-m)	Figura
1	3,14	2 400	5 940	12 474,00	rec
2	0,88	2 400	3 504	6 482,40	rec
3	12,38	2 700	33 412	50 118,75	rec
4	2,06	2 700	3 353	4 176,90	trian
5	4,33	2 700	11 693	30 403,62	trian
6	15,68	1 400	21 945	60 897,38	rec
7	3,75	1 400	6 063	17 887,03	trian
Total W		90 912,40	M.E. =	182 440,08	5

Fuente: elaboración propia en base a resultados.

Chequeo del muro sin superestructura

I. Volteo

$$\text{Volteo} = M_E / M_V$$

$$\text{Volteo} = 182\,440,08 \text{ kg-m} / 76\,804,27 \text{ kg-m}$$

$$\text{Volteo} = 2,375 > 1,5 \text{ ok.}$$

II. Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = n(W_e / W_v)$$

$$\text{Deslizamiento} = (90\,912,40 \text{ kg}) / 30\,475,80 \text{ kg}$$

$$\text{Deslizamiento} = 2,98 > 1,5 \text{ ok.}$$

III. Cálculo de presiones

$$a = (M_E - M_V) / W$$

Donde:

a = Distancia del punto "0" donde se hace sumatoria de momentos hasta donde actúan las cargas verticales.

M_E = Momento estabilizante

M_V = Momento de volteo

W = Peso del elemento

$M_V = 182\,440,08 \text{ kg-m} / 76\,804,27 \text{ kg-m}$

$a = (182\,440,08 \text{ kg-m} - 76\,804,27 \text{ kg-m}) / 90\,912,40$

a = 1,16 metros

3a = 3(1,16 m) = 3,48 > 3.30 ok.

La resultante del peso y empuje vertical actúa dentro del núcleo de la sección; de lo contrario las presiones negativas podrían dañar la subestructura.

Cálculo de excentricidad (e)

$e = b/2 - a$

$e = (3,30 \text{ m} / 2) - 1,16 \text{ m}$

e = 0,49 metros

Cálculo de presiones (P)

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

$P = (90\,912,40 \text{ kg} / (18,15\text{m} * 1\text{m}))(1 \pm (6 * 0,49 \text{ m})/3,3 \text{ m})$

$P_{\text{máx}} = 9\,471,46 \text{ kg/m}^2 < V_{\text{valor soporte del suelo}} = 24,90 \text{ kg/m}^2 \text{ ok.}$

$P_{\text{mín}} = 546,43 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ ok.}$

Verificación del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo es necesario, para verificar si el muro es resistente al peso de la estructura que tendrá que soportar.

Chequeo del muro con superestructura

$$W_{\text{viga de apoyo}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 1,50 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 5,50 \text{ m} + 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 5,50 \text{ m} = 8\,052 \text{ kg}$$

$$W_{\text{carga viva equivalente}} = 61\,893,10 \text{ kg (2)} = 123\,786,20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 8\,052 \text{ kg} + 123\,786,20 \text{ kg} = 131\,838,20 \text{ kg}$$

Peso de la superestructura que tributa hacia un estribo = 131 838,20 kg

Brazo = 1,85 metros

Momento estabilizante = M_E

$$M_E = 131\,838,20 \text{ kg} * 1,85 \text{ m} = 243\,900,67 \text{ kg-m}$$

$$M_{E \text{ TOTAL}} = 243\,900,67 \text{ kg-m} + 182\,440,08 \text{ kg-m} = 426\,340,75 \text{ kg-m}$$

I. Volteo

$$\text{Volteo} = M_{E \text{ TOTAL}} / M_V$$

$$\text{Volteo} = 426\,340,75 \text{ kg-m} / 76\,804,27 \text{ kg-m}$$

$$\text{Volteo} = 5,50 > 1,5 \text{ ok.}$$

II. Deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (W_{\text{TOTAL}} + W_E) / W_W$$

$$\text{Deslizamiento} = (131\,838,20 \text{ kg} + 90\,912,40 - 9\,444 \text{ peso cortina}) / 60\,475,80 \text{ kg}$$

$$\text{Deslizamiento} = 3,53 > 1,5 \text{ ok.}$$

III. Presiones

$$a = (M_{E \text{ TOTAL}} - M_V) / (M_{\text{TOTAL}} - M_E)$$

$$a = (426\,340,75 \text{ kg-m} - 76\,804,27 \text{ kg-m}) / (131\,838,20 + 90\,912,40 - 9\,444)$$

$$a = 1,639 \text{ metros}$$

$$3a = 4,91 \text{ m} > 3,30 \text{ m ok.}$$

Cálculo de excentricidad (e)

$$e = b/2 - a$$

$$e = (3,30 \text{ m} / 2) - 1,725 \text{ m}$$

$$e = -0,075 \text{ metros}$$

Cálculo de presiones (P)

$$P = \frac{W_{tot2} + We}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right]$$

$$P = \left[\frac{(90\,912,40 \text{ kg} + (90\,912,40 - 9\,444 \text{ kg}))}{(18,15 \text{ m} * 1 \text{ m})} \right] \left[1 \pm (6 * 0,49 \text{ m}) / (3,3 \text{ m}) \right]$$

$$P_{\text{máx}} = 10\,150 \text{ kg/m}^2 < V_{\text{valor soporte del suelo}} = 24\,930 \text{ kg/m}^2 \text{ ok.}$$

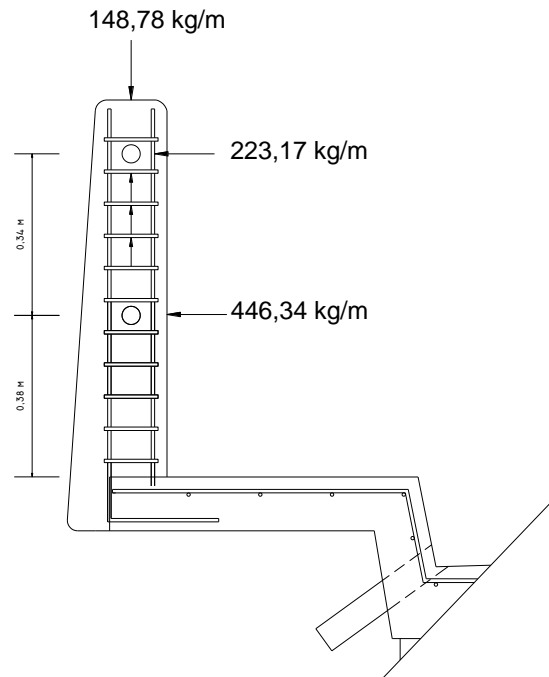
$$P_{\text{mín}} = 13\,320 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ ok.}$$

De acuerdo a estos resultados, las dimensiones del muro resistirán las cargas a las que serán expuestas.

3.5. Diseño del barandal

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

Figura 26. Perfil de poste para baranda



Fuente: elaboración propia en base a resultados.

Se diseña como viga continua y se tomará la carga mayor 300 libras por pie (446,34 kilogramos por metro). Adaptando tubos estándares de 2 pulgadas diámetro, según AISC:

$$\varnothing_{\text{exterior}} = 2,375 \text{ in}$$

$$\varnothing_{\text{interior}} = 2,067 \text{ in}$$

$$I = 0,665 \text{ in}^4$$

$$C = \frac{\Phi_{\text{exter}}}{2} = 1,19 \text{ in}$$

Modulo de sección

$$S = \frac{I}{C} = 0,56 \text{ in}$$

Análisis de resistencia de tubo

$$\text{Fluencia} = 20\,000 \text{ psi}$$

$$M = S f_y = 0,56(20\,000) = 11\,200 \text{ lb-in}$$

$$M = 933,33 \text{ lb-ft} \quad 933,33 = 300 \frac{l^2}{10} \quad l = 5,58 \text{ ft} \quad l = 1,70 \text{ m}$$

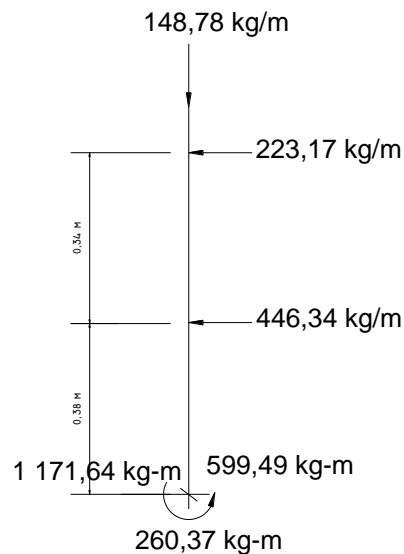
$$(I/C)*F \geq W*L^2/10$$

$$(0,665/1,1875)(20\ 000)/12 \geq (150 + 3,65)*(6,562)^2 / 10$$

$$933,33 \text{ lb-pie} \geq 661,61 \text{ lb-pie} \quad \text{ok.}$$

Se colocarán postes de concreto a cada 2,25 metros y se diseñará a flexo compresión, es decir, una carga axial más un momento. Las cargas actuantes se analizan de la siguiente manera:

Figura 27. **Diseño de miembros verticales para baranda**



Fuente: elaboración propia.

Comprobando la esbeltez de la columna, por ACI 318S-5(10,10)

$$E_s = \frac{kl_u}{r} \quad l_u = 0,90 \text{ m} \quad r = 0,3b \quad b \leq e \quad e = 0,15$$

$$K = 1(\text{empotrado en un lado}) \quad E_s = \frac{1(0,90)}{0,3(0,15)} = 20 < 22$$

Si E_s es menor que 22 se considera columna corta. Por lo tanto, el poste de baranda se considera como columna corta.

Para el armado longitudinal se propone 4 varillas \emptyset No. 4, y estribos \emptyset No. 2. Y se analiza si es capaz de resistir las fuerzas actuantes en el poste.

Donde:

$$\begin{array}{lll} A_{\text{gruesa}} = 15(0,225) = 337,50 \text{ cm}^2 & d = 19,70 \text{ cm} & b = 15 \text{ cm} \\ f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2 & \emptyset_f = 0,90 & \emptyset_c = 0,65 \\ f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 & \beta_1 = 0,85 & A_{\text{No.4}} = 1,27 \text{ cm}^2 \end{array}$$

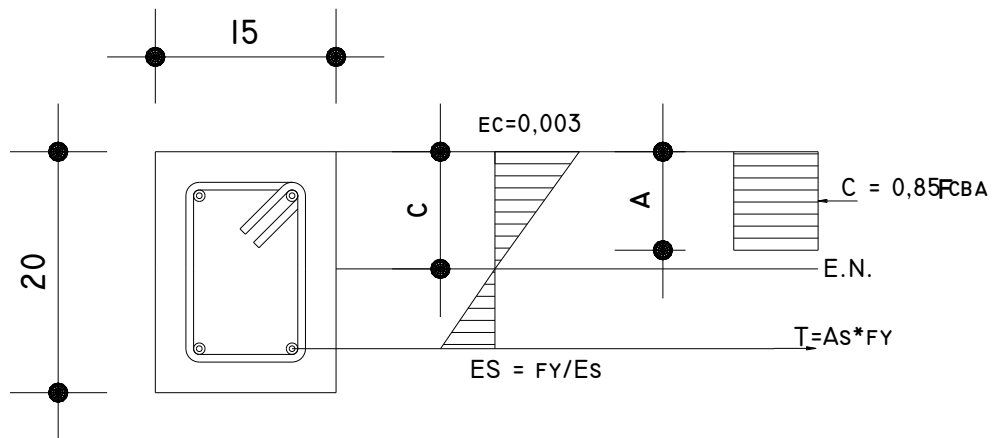
Compresión pura ACI 318S-05(10,2)

$$\begin{aligned} C_1 &= 0,80\emptyset[0,85 f'_c(A_{\text{gr}} - A_{\text{st}}) + f_y A_{\text{st}}] \\ C_1 &= 0,80(0,65) \{0,85(280) [337,50 - 4(1,979)] + (2\,810)(1,979)\} \\ C_1 &= 53\,289,72 \text{ kg} \end{aligned}$$

Flexión pura por medio de equilibrio de momentos

$$\begin{aligned} F_1 &= \emptyset A_s f_y [d - A_s f_y / 1,7 f'_c b] \\ F_1 &= (0,90)4(1,979)(2\,810) \{19,70 - 4(1,979)(2\,810) / 1,70(280)(15)\} \\ F_1 &= 1\,150,06 \text{ kg- m} \end{aligned}$$

Figura 28. Diagrama de falla balanceada



Fuente: elaboración propia.

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

Donde:

$E_s = 2,10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	$d = 19,70 \text{ cm}$	$b = 15 \text{ cm}$
$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$	$\phi_f = 0,90$	$\phi_c = 0,65$
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\beta_1 = 0,85$	$A_{No.4} = 1,27 \text{ cm}^2$

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} \quad \epsilon_s = \frac{2810}{2,10 \times 10^6} = 0,00134$$

Por relación de triángulo se determina el valor de "c" y de "a"

$$\frac{0,003 + 0,00134}{19,70} = \frac{0,003}{c} \quad c = 13,63 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0,85(13,63) \quad a = 11,59 \text{ cm}$$

Fuerzas en estado límite de armado

$$C = 0,85 f'_{cab} = 0,85(280)(11,59)(15)$$

$$C = 41\,376,30 \text{ kg}$$

$$T = A_s f_y = 2(1,979)(2\,810)$$

$$T = 11\,127,60 \text{ kg}$$

$$\sum F_x = 0 \quad C_{ext} = C_{int.}$$

$$C_{bal} = 41\,376,30 - 11\,127,60 = 30,248,70 \text{ kg}$$

$$C_2 = \emptyset P_{bal} = 0,65(30\,248,70) \quad C_2 = 19\,661,66 \text{ kg}$$

$$\sum M = 0$$

$$F_{ext} = F_{int.}$$

$$F_{bal} = 41\,376,30(0,115 - 0,1159/2) + 11\,127,60(0,115 - 0,025)$$

$$F_2 = 9\,399,95 \text{ gk-m}$$

Resumiendo datos de compresión y flexión:

$$C_1 = 53\,289,72 \quad > \quad C_2 = 19\,661,66 \text{ kg}$$

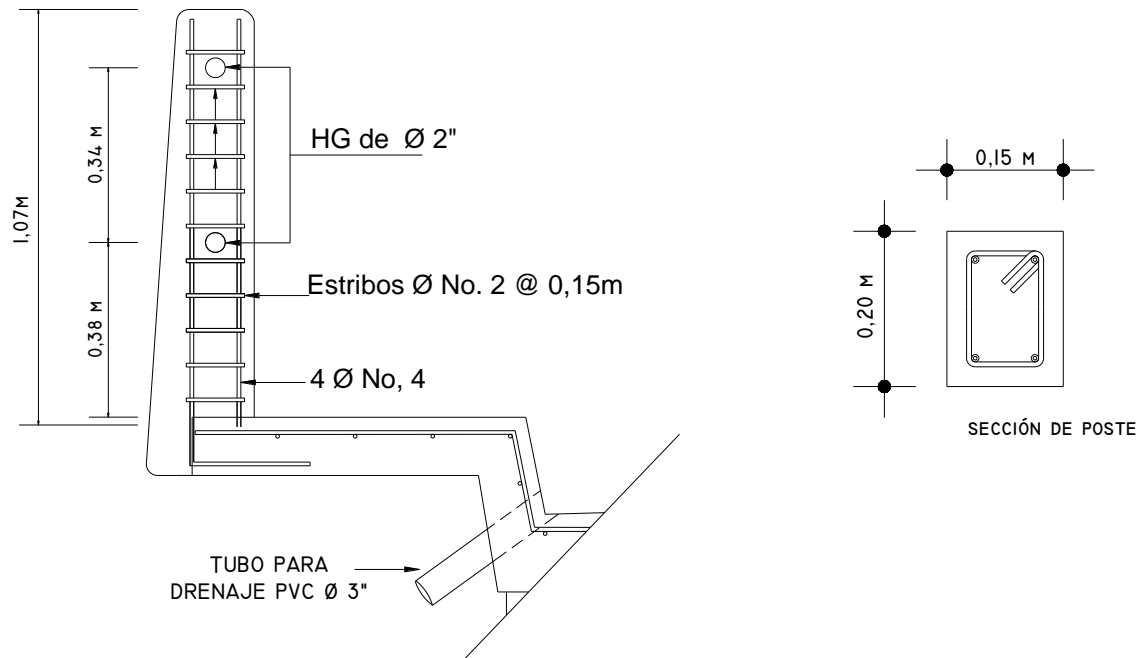
$$F_1 = 1\,150,06 \text{ kg-m} \quad < \quad F_2 = 9\,399,95 \text{ kg-m}$$

$$C_{actuando} = 260,37 \text{ kg} \quad \ll \quad C_2 = 19\,661,66 \text{ kg}$$

$$F_{actuando} = 599,49 \text{ kg-m} \quad \gg \quad F_2 = 9\,399,95 \text{ kg-m}$$

En conclusión, la sección va de acuerdo con el refuerzo propuesto. El refuerzo equivalente distribuido será el refuerzo de 4 varillas \emptyset No. 4 más estribos No. 2 @ 15 centímetros.

Figura 29. **Diseño de barandal**



Fuente: elaboración propia.

3.6. **Elaboración de los planos**

Se elaboraron los siguientes planos:

Planta general

Detalle de armado de losa

Detalle de vigas principales

Detalle de diafragmas

Detalle de viga de apoyo y cortina

Detalle de estribos

Detalle del barandal y otros que se encuentran en el apéndice en planos.

3.7. Elaboración del presupuesto

El presupuesto se integró a base de precios unitarios considerando como referencias, los precios que se manejan en la región Ixil.

Tabla VII. **Presupuesto de puente vehicular de 20 metros de longitud**

Proyecto: Puente vehicular de 20 metros de longitud						
Ubicación: Aldea Xeó, Nebaj – Quiché						
1	Preliminares	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
1.1	Limpia y chapeo	56	m ²	Q 125	Q	7 000
1.2	Trazo	235	ml	Q 18	Q	4 230
1.3	Excavación	45	m ³	Q 45	Q	2 025
					Q	9 505
2	Sub-estructura					
2.1	Estribos de concreto ciclopeo	44	m ³	Q 2 700	Q	118 800
2.2	Viga de apoyo	11	ml	Q 2 400	Q	26 400
2.3	Cortina	11	ml	Q 2 300	Q	25 300
2.4	Aletones	3,4	m ³	Q 1 527	Q	5 191,80
2.5	Apoyo de neopreno	4	u	Q 2 400	Q	9 600
2.6	Aproches	40	m ³	Q 300	Q	12 000
					Q	197 291,80
3	Super-estructura					
3.1	Vigas principales	40	ml	Q 6 500	Q	260 000
3.2	Diafragmas externos	7,6	ml	Q 6 000	Q	45 600
3.3	Diafragmas internos	7,6	ml	Q 5 500	Q	41 800
3.4	Losa y banquetta	115	m ²	Q 2 900	Q	333 500
3.5	Drenajes	20	u	Q 1 800	Q	36 000
3.6	Postes	24	u	Q 800	Q	19 200
3.7	Pasamanos	32	u	Q 215	Q	6 880
					Q	742 980
4	Acabados					
4.1	Acabado final	1	Global	Q 10 800	Q	10 800
Precio total del proyecto						Q 964 326,80
El precio total del proyecto asciende a: novecientos sesenta y cuatro mil trescientos veintiséis quetzales con 80/100.						

En cuanto a costos indirectos se aplicó el 35 por ciento

Fuente: elaboración propia en base a cotizaciones locales.

3.8. Diseño de puente vehicular de 8 metros de longitud

Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de 8 metros de luz, conformado por diafragmas, vigas y losa de concreto reforzado, estribos de concreto ciclópeo, con un ancho total de 4,20 metros y una altura de 2,25 metros desde el lecho del río a las vigas principales, carga viva AASHTO H15.

Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

- Longitud: 8 metros
- Cantidad de carriles: 1
- Ancho de rodadura: 3,6 metros
- Carga: H15
- Bombeo: 2,75 por ciento

Estudios preliminares, metodología empleada, resultados obtenidos para el diseño del puente vehicular

Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es de suma importancia para el diseño del puente vehicular, el levantamiento se proyectó 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo, así como 50 metros a cada uno de los lados del lugar donde se ubicará el puente; para la altimetría se utilizó el método taquimétrico y para planimetría el método de conservación del azimut, el equipo utilizado fue un teodolito marca *WILD T-1*, estatal y cinta métrica.

Diseño del puente vehicular

Datos y especificaciones

- Longitud: 8 metros
- Cantidad de carriles: 1
- Ancho de rodadura: 3,60 metros
- Banqueta: 0,70 metros
- Carga: H-15
- Bombeo: 2,75 por ciento

Diseño de la superestructura

Diseño de la losa

Según recomendación de AASHTO, las losas para puentes de concreto reforzado no deben ser menores de 6 pulgadas de espesor.

$$6 \text{ in} * \frac{2,54 \text{ cm}}{1 \text{ in}} = 15 \text{ cm} \text{ espesor mínimo de la losa del puente}$$

Esto es para el espesor mínimo, pero se procede a calcular el peralte de la siguiente manera:

Cálculo del peralte

El espesor de la losa de rodadura se calcula así:

$$t = 1,2 * \frac{L + 3,05}{30} \geq 0,175 \text{ m} \quad \therefore L = \text{luz libre entre vigas}$$

$$t = 1,2 * \frac{1,60 + 3,05}{30} = 0,186 \text{ m} > 0,175 \text{ m, se usa } t=0,20 \text{ m}$$

Cálculo de los momentos

Integración de carga

La integración de cargas es la sumatoria de carga muerta (peso propio), carga viva y carga de impacto, esta última es aplicada al momento de la entrada del camión (carga viva.)

Carga muerta

$$\begin{aligned} W_{\text{concreto}} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,20 \text{ m} * 1 \text{ m} &&= 480 \text{ kg/m} \\ W_{\text{asfalto}} &= 1\,800 \text{ kg/m}^3 * 0,05 \text{ m} * 1 \text{ m} &&= 90 \text{ kg/m} \\ W_{\text{poste y pasamanos}} &&&= \underline{90 \text{ kg/m}} \\ \text{Total} &= 660 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momento para carga muerta

$$W_{cm} = 660 \text{ kg-m}$$

Carga muerta ancho de rodadura

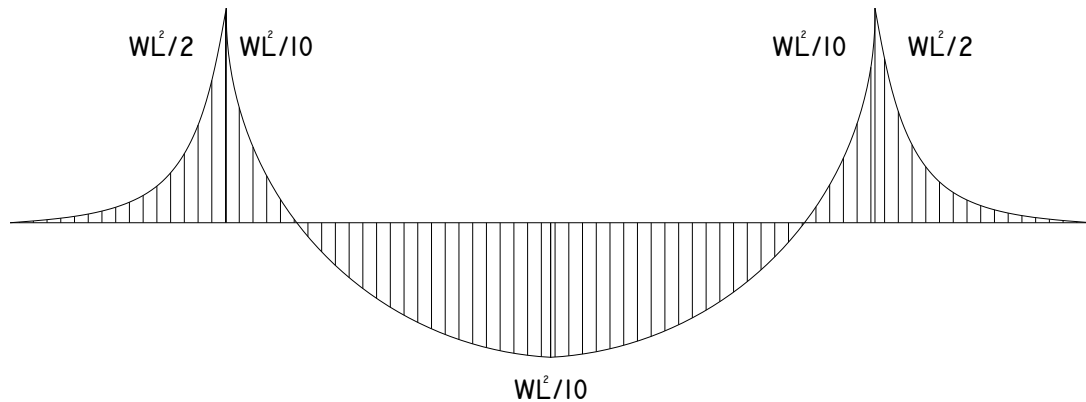
$$M_{cm} = \frac{1}{10} * W * L^2 = \frac{1}{10} * 660 \text{ kg/m} (1,60 \text{ m})^2 = 168,96 \text{ kg - m}$$

Carga muerta de voladizo.

$$M_{cm} = \frac{1}{2} * W * L^2 = \frac{1}{2} * 660 \text{ kg/m} * (1,35 \text{ m})^2 = 601,42 \text{ kg - m}$$

$$\text{Carga muerta a usar} = 601,42 \text{ kg-m}$$

Figura 30. Diagrama de momentos



Fuente: elaboración propia.

Carga viva

Se utilizará la carga de un camión H-15, según normas AASHTO, para el eje más pesado de 12 toneladas

Momento para carga viva

AASHTO da la fórmula siguiente:

Momento de carga viva:

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

Donde "S" es la distancia a rostros internos de las vigas principales, dado en pies y "P" es la carga viva del eje más pesado del camión.

$$M_{cv} = \frac{5,25 + 2}{32} * 24\,030,14 \text{ lb}$$

$$M_{cv} = 5\,444,33 \text{ lb} - \text{pie} = 752,72 \text{ kg} - \text{m}$$

Carga de impacto

La aplicación de cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave y gradual, sino violenta, por lo que se considera un incremento al momento producido por la carga viva, según AASHTO no deberá sobrepasar del 30 por ciento. Este porcentaje se determina a través de la fórmula siguiente:

$$I = \frac{50}{(S + 125)}$$

Donde "S" es el espacio interior entre vigas, medida en pies

$$I = \frac{50}{(65,62 + 125)} = 0,262 \neq 30 \text{ por ciento entonces usar el } 26,20 \text{ por ciento}$$

Momento para carga de impacto

El momento de impacto resulta de calcular con la siguiente fórmula:

$$M_{cv} * I = 752,72 \text{ kg-m} * 1,262 = 950,16 \text{ kg-m}$$

Integrando los momentos para diseño de losa

$$M_{\text{ultimo}} = 1,3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + I) \right]$$

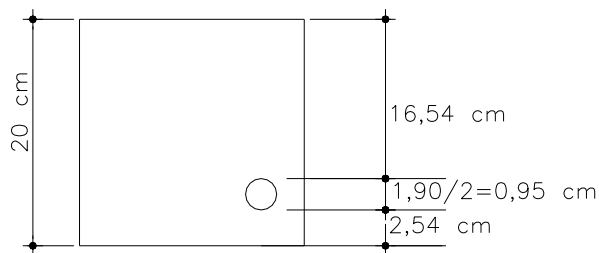
$$M_{\text{ultimo}} = 1,3 \left[601,42 \text{ kg} - \text{m} + \frac{5}{3} (950,16 \text{ kg} - \text{m}) \right]$$

$$M_{\text{último}} = 2\,840,53 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del refuerzo

$$A_s = \left[\frac{0,85 * F'c}{F_y} \right] * \left[b * d - \sqrt{\left[(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0,0038 * F'c} \right]} \right]$$

Figura 31. Diseño de sección de losa



Fuente: elaboración propia.

b = 100 centímetros

d = 16,54 centímetros

M_u = 2 840,53 kg-m

$F'c$ = 210 kg/cm²

F_y = 2 810 kg/cm²

$$A_s = \left[\frac{0,85 * F'c}{F_y} \right] * \left[b * d - \sqrt{\left[(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0,0038 * F'c} \right]} \right]$$

$$A_s = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = p_{\text{min}} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{14,10}{2810}\right) * (100) * (16,54) = 8,30 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_{\max} = 0,50 * \rho * b$$

$$A_{s_{\max}} = 0,01848 * 100 * 16,54 = 30,57 \text{ cm}^2$$

A_s requerido es menor que $A_{s_{\min}}$ entonces usar $A_{s_{\min}} = 8,30 \text{ cm}^2$

Proponer \emptyset No. 5 = $1,98 \text{ cm}^2$

$$8,30 \text{ cm}^2 * \frac{1 \text{ barra No. 5}}{1,98 \text{ cm}^2} = 4,19 \text{ barras No. 5 en un metro lineal}$$

Colocar \emptyset No. 5 @ 0,20 metros en cama inferior transversal

Cálculo del acero por temperatura

Cama superior transversal

$$A_s = 0,002 * b * h = 0,002 * 100 * 16,54 = 3,31 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar \emptyset No. 3

$$3,31 \text{ cm}^2 * \frac{1 \text{ barra No. 3}}{0,713 \text{ cm}^2} = 4,64 \text{ barras No. 3 en un metro lineal}$$

Colorar \emptyset No. 3 @ 0,20 m, en cama superior transversal

Cálculo del acero longitudinal

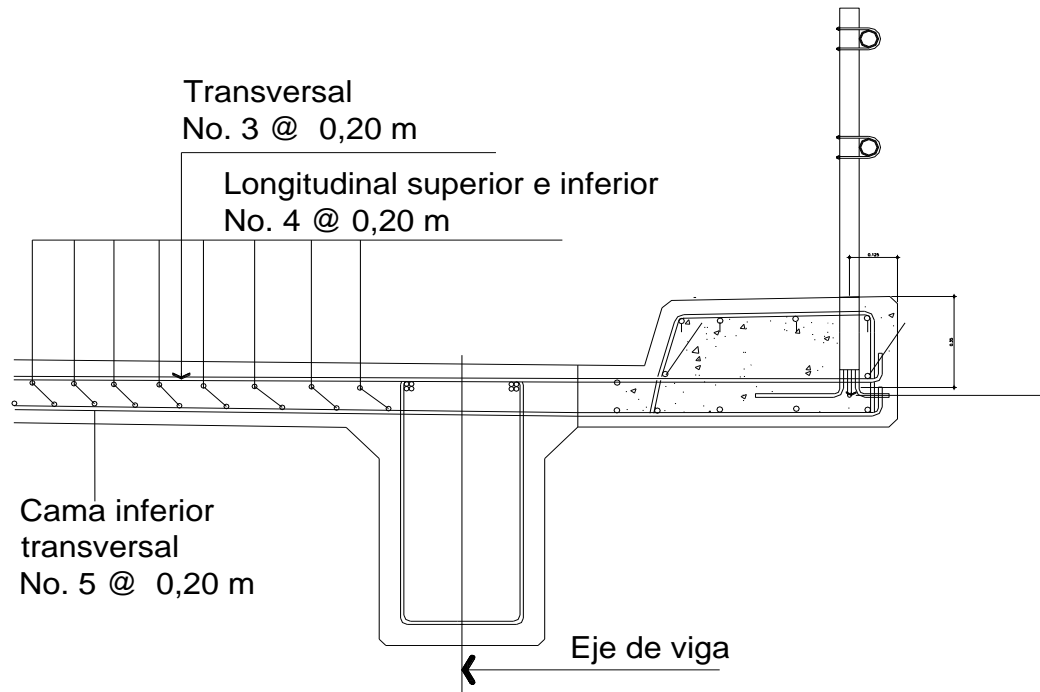
$$A_s = 0,67 * A_{s_{\text{principal}}} = 0,67 * 8,30 = 5,56 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar \emptyset No. 4

$$5,72 \text{ cm}^2 * \frac{1 \text{ barra No. 4}}{1,27 \text{ cm}^2} = 4,50 \text{ barras No. 4 en un metro lineal}$$

Longitudinal colocar \emptyset No. 4 @ 0,20 metros, en cama superior e inferior

Figura 32. Detalle de armado de losa



Fuente: elaboración propia.

Diseño de vigas

Cálculo del peralte y base

AASHTO recomienda:

$$\text{Peralte} = \frac{L}{16} \text{ a } \frac{L}{12}, \quad L = \text{luz libre en metros}$$

$$\text{Base} = \frac{2}{5}t, \quad t = \text{peralte de la viga principal}$$

$$\text{Dimensionamiento: } \frac{L}{12} = \frac{8}{12} = 0,67 \text{ m Se propone altura de 0,80 metros}$$

Base $\frac{2}{5}t = \frac{2}{5}(0,80 \text{ m}) = 0,30 \text{ m}$ Se propone una base de 0,30 metros

Integración de carga

$$W_{\text{losa}} = 2\,400 * 2,10 \text{ m} * 0,20 \text{ m} = 1\,008 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{recubrimiento}} = 1\,800 * 1,80 * 0,050 = 162 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{pasamanos}} = 15 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{poste}} = 75 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma W = 1\,008 \text{ kg/m} + 162 \text{ kg/m} + 15 \text{ kg/m} + 75 \text{ kg/m} = 1\,260 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la viga con $b = 0,30 \text{ m}$ y $t = 0,80 \text{ metros}$

$$W_{\text{viga}} = 0,30\text{m} * 0,80\text{m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 576 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 1\,260 \text{ kg/m} + 576 \text{ kg/m} = 1\,836 \text{ kg/m}$$

Cálculo de sobrecarga

Según especificaciones de AASHTO 3.23.1 párrafo 3.23.2, 3,1,5 la fracción de la carga que absorbe cada viga de concreto reforzado es:

$$\text{Puente de una vía: } \frac{S}{6.5} \text{ si } S \leq 6 \text{ ft}$$

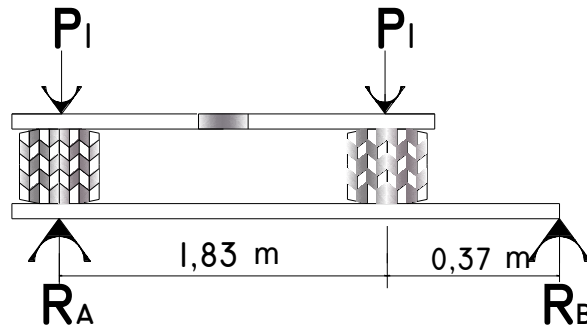
Donde S es el espaciamiento de viga en pies a ejes.

$$\text{Separación: } 1,60 \text{ m} + 0,15 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 1,90 \text{ m} > 6 \text{ ft}$$

Factor de distribución

El factor de distribución para la viga, es un factor de seguridad, ya que el camión no pasa exactamente por el centro de la losa, por lo que se busca el caso crítico. Aplicar método de corrimiento del camión a lo ancho del puente

Figura 33. Diagrama de cuerpo libre de corrimiento del camión



Fuente: elaboración propia.

Haciendo sumatoria de momentos en R_B

$$\sum M_B = 0$$

$$P_1 (2,20 \text{ m}) + P_1(0,37 \text{ m}) = (2,20 \text{ m}) R_A$$

$$R_A = 1,17 P_1 \text{ usar factor de sobrecarga F.D.} = 1,17$$

Cálculo de momento y cortante máximo por carga muerta

$$M_{\text{máx}} = \frac{W L^2}{8} + \frac{P L}{3}$$

W = Peso total por carga muerta

P = Peso del diafragma interior (distribuido proporcionalmente entre las vigas)

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8}((1\ 836)(8^2)) + \frac{1}{3}(1\ 029,60 (8))$$

$$M_{\text{máx}} = 17\ 433,60 \text{ kg-m} = \text{Momento máximo por carga muerta}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{WL}{2} + P_{\text{diafragma interior}} + P_{\text{diafragma exterior}}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{(1\ 836)(8)}{2} + 1\ 029,60\ \text{kg} + 1\ 029,60\ \text{kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 9\ 403,2\ \text{kg} = \text{Corte máximo por carga muerta}$$

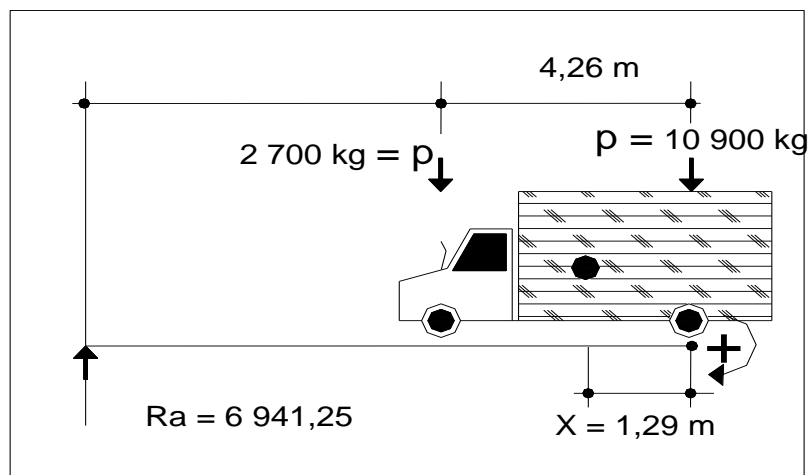
Cálculo de momento y cortante máximo por carga viva

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

Centro de gravedad

Para determinar la posición del centro de gravedad, se efectúa sumatoria de momentos en C.G., como sigue:

Figura 34. Diagrama de cargas de H-15



Fuente: elaboración propia.

$$\sum M_{cg} = 0 \quad (\text{Sentido antihorario positivo})$$

$$0 = 2\,700 (X + 2,14) - 10\,900 (2,14 - X)$$

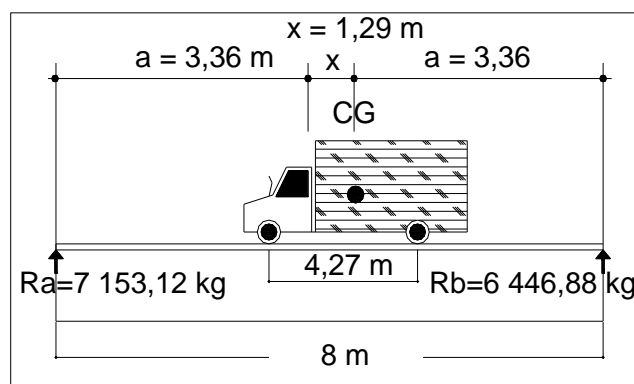
$$X = 1,29 \text{ metros}$$

Entonces:

$$a + 1,29 + a = 8$$

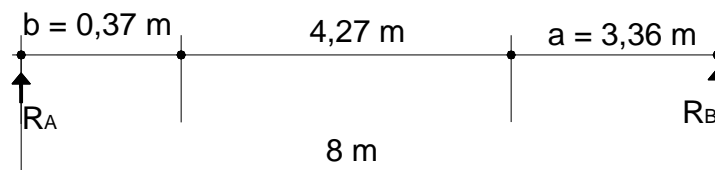
$$a = 3,36 \text{ metros}$$

Figura 35. **Posición del vehículo que produce momento máximo**



Fuente: elaboración propia.

Figura 36. **Diagrama de cuerpo libre**



Fuente: elaboración propia.

$$\sum M_A = 0$$

$$8R_B = 2\,700 (0,37 \text{ m}) + 4,64 (10\,900)$$

$$R_B = 6\,446,88 \text{ kg}$$

$$\sum R_A = 0$$

$$R_A + 6\,446,88 \text{ kg} = 2\,700 \text{ kg} + 10\,900 \text{ kg}$$

$$R_A = 7\,153,12 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ por carga viva} = 7\,153,12 \text{ kg} (3,36 \text{ m}) = 24\,034,48 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

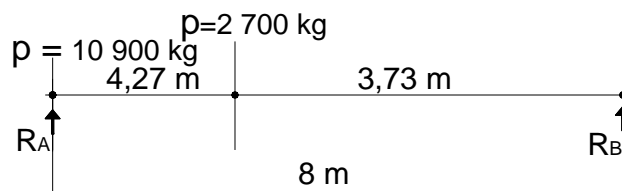
Cálculo del corte máximo

$$V_{\text{máx}} = 3,73(2\,700) + 8(10\,900) = 8\,R_B$$

$$R_A = 12\,158,88 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 12\,158,88 \text{ kg} = \text{Corte máximo por carga viva}$$

Figura 37. **Diagrama de cuerpos y carga**



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de impacto:

Condición $I \leq 30$ por ciento

$$I = 15,24 / (I + 38)$$

Donde $I =$ luz libre entre vigas

$$I = 15,24 / (1,60 + 38) = 0,37$$

Utilizar I = 30 por ciento

Momento último AASHTO 3.22.1.A

$$M_u = 1,3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I * 1,17) \right]$$

$$M_u = 1,3 \left[17\,433,60 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} (24\,034,48 \text{ kg-m} * 1,30 * 1,17) \right] = 101\,869,31 \text{ kg-m}$$

Corte último AASHTO 3.22.1.A

$$V_n = 1,3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I * 1,17) \right]$$

$$V_n = 1,3 \left[9\,403 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} (12\,158,88 \text{ kg-m} * 1,30 * 1,17) \right] = 52\,293 \text{ kg-m}$$

Cálculo de los refuerzos

$$M_u = 101\,869 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ centímetros}$$

$$d = 78,39 \text{ centímetros}$$

$$A_s = \left[\frac{0,85 * F'_c}{F_y} \right] * \left[b * d - \sqrt{\left[(b * d)^2 - \frac{(M_u * b)}{0,0038 * F'_c} \right]} \right]$$

$$A_{s \text{ req}} = 40,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (f'_c / f_y) * 0,90 / (6\,090 + F_y) * b * d$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (280 / 4\,200) * 0,90 / (6\,090 + 4\,200) * 30 \text{ cm} * 78,39 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 43,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = (14,1/4 \text{ 200 kg/cm}^2) * 30 \text{ cm} * 78,39 \text{ cm} = 7,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s < A_{s_{\max}}$$

Con éste resultado se usa A_s requerido = 40,54 cm²

Equivalente a 8 Ø No. 8

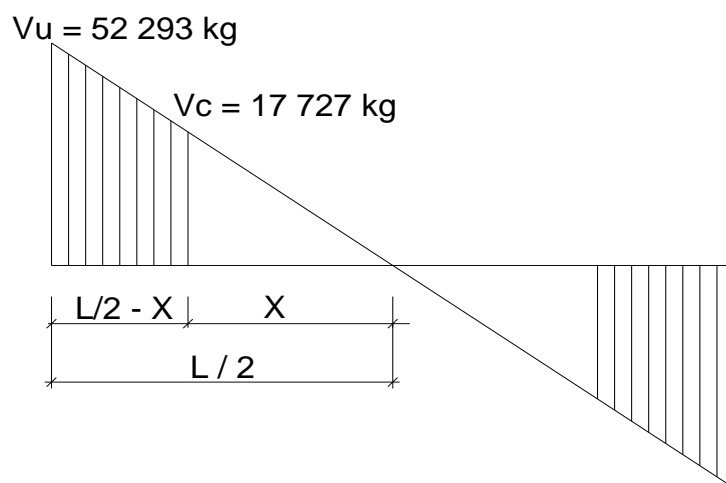
Refuerzo adicional: Según AASHTO por cada pie de altura, colocar 0,25 pulgadas cuadradas como refuerzo adicional = 1 Ø No. 5 @ 0,30 metros en cada cara de la viga.

Diseño a corte

$$V_{\text{resistente}} = 0,85(0,53) \sqrt{280} (30)(78,39) = 17\,727 \text{ kg}$$

Cálculo de refuerzo a corte:

Figura 38. **Diagrama del esfuerzo que resiste el concreto**



Fuente: elaboración propia.

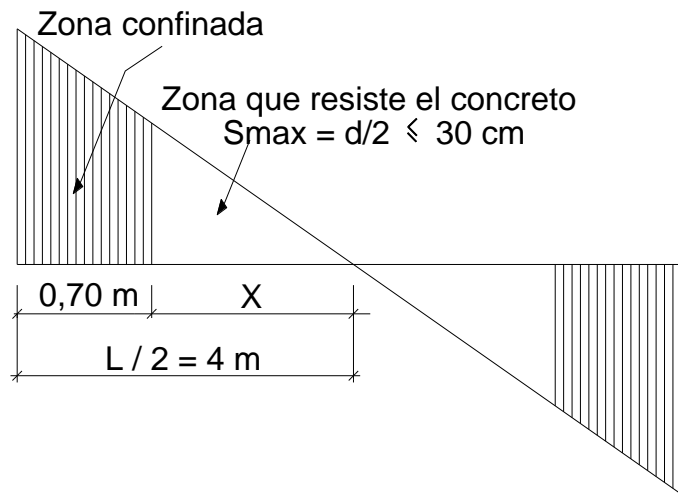
$$X = (17\,727 \cdot 4) / 52\,293$$

$$X = 1,34 \text{ metros}$$

$$L/2 - X = \text{área confinada}$$

$$L/2 - 1,34 = 0,70 \text{ metros}$$

Figura 39. Diagrama de la zona confinada por corte



Fuente: elaboración propia.

$$\frac{X}{VC} = \frac{L/2}{V_u}$$

La zona que resiste el concreto es = 3,30 metros

Colocar Ø No. 4 @ d/2 < 30 cm esto quiere decir: Ø No. 4 @ 0,25 metros

La zona confinada es de 0,70 metros

Usar Ø No. 4 a @ 15 centímetros

Figura 40. Diseño de viga principal



Fuente: elaboración propia.

Diseño de los diafragmas

Se usarán dos diafragmas externos y un diafragma interno, ya que la luz del puente es de 8 metros. Los diafragmas no están diseñados para soportar cargas provenientes de losa, sino solo para proveer rigidez y evitan el alabeo de las vigas principales.

Diseño del diafragma interno

Las alturas de los diafragmas según AASHTO:

Diafragma interior = $\frac{3}{4}$ h de la viga principal

Diafragma exterior = $\frac{1}{2}$ h de la viga principal

$h = \frac{3}{4} * 80 \text{ cm} = 0,55 \text{ metros}$

$h = \frac{1}{2} * 80 \text{ cm} = 0,55 \text{ metros}$

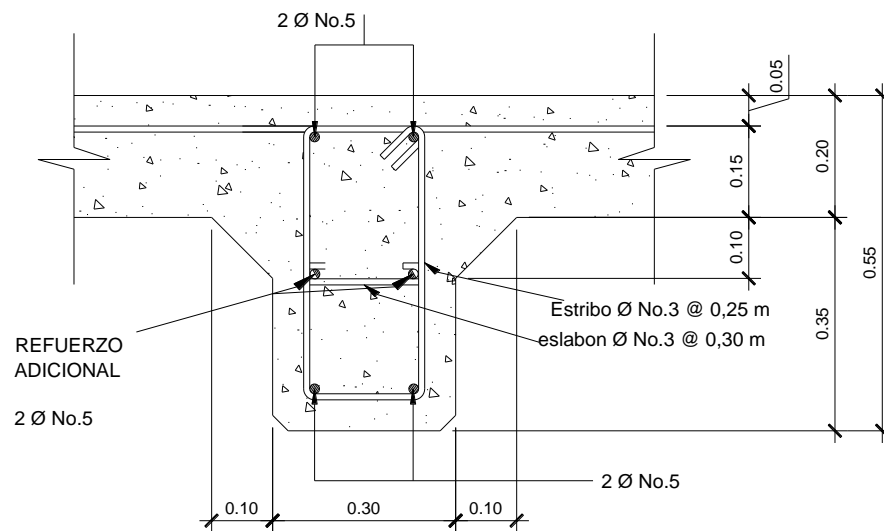
Proponiendo una base de 30 centímetros.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,10(bd)}{f_y} = \frac{14,10(30 * 55)}{2810} = 8,27 \text{ cm}^2$$

2 Ø No. 8 corridas en cada cama.

Estribos Ø No. 3 @ cada $\frac{d}{2}$ máximo, ó \leq a 0,30 m, colocar @ 25 cm

Figura 41. **Diafragma interno**



Diafragma Interno
ESCALA 1/10

Fuente: elaboración propia.

Diseño de los diafragmas exteriores

Diafragma exterior = $\frac{1}{2} h$ de la viga principal

$h = \frac{1}{2} * 0,80 \text{ metros} = 0,40 \text{ metros} \approx 55 \text{ centímetros}$

Proponiendo una base de 30 centímetros.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,10(bd)}{f_y} = \frac{14,10(30 * 55)}{2810} = 8,30 \text{ cm}^2$$

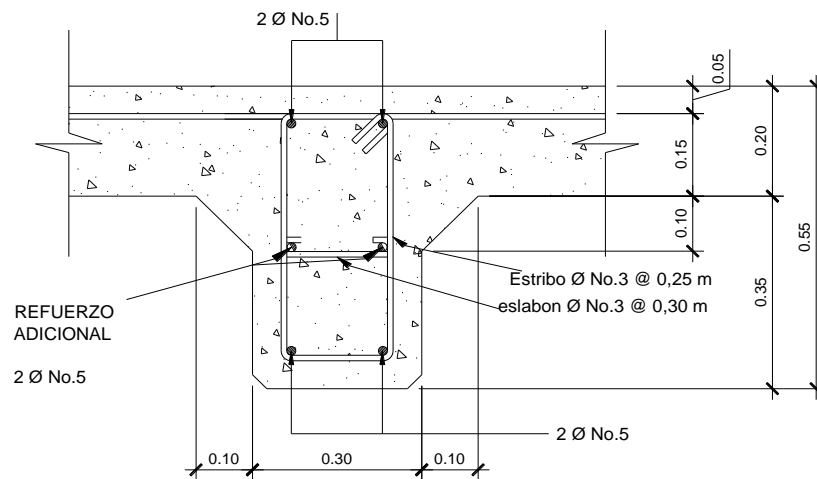
Colocar 2 \varnothing No. 8 en ambas camas

Estribos \varnothing No. 3 @ 0,25 m

Refuerzo adicional

Según AASHTO son $0,25 \text{ in}^2$ por ft $\approx 30 \text{ centímetros}$

Figura 42. **Diafragma externo**



Diafragma Externo
ESCALA 1/10

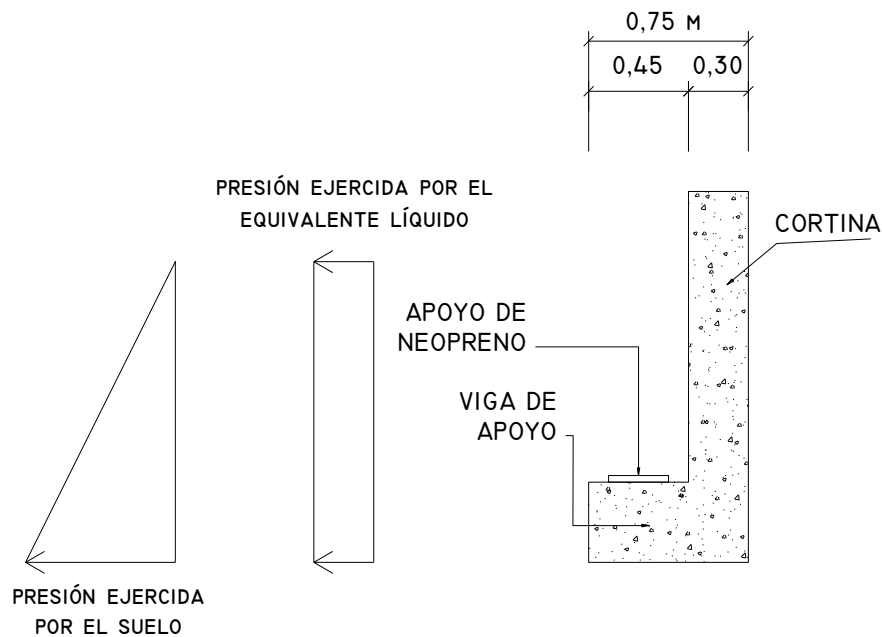
Fuente: elaboración propia.

Diseño de la subestructura

Diseño de la cortina

Por norma, la parte superior de la cortina no debe ser menor a 0,30 metros, además la altura deberá de ser la misma que la altura de la viga, el espesor de la losa y el espesor de la capa de rodadura pasaran sobre la cortina, para éste caso, la altura será de 0,60 metros. Para la viga de apoyo se tomará un ancho de 0,45 metros.

Figura 43. **Dimensiones de cortina, viga de apoyo, diagrama de presiones y elastómeros**



Fuente: elaboración propia.

Empuje de tierra

Se debe de considerar una sobrecarga de suelo con un equivalente líquido de 0,25 metros de alto, con una presión de 480 kilogramo por metro cúbico. Para el peso del suelo se tomará el equivalente líquido de 480 kilogramo por metro cuadrado y un ancho unitario de 1 metro.

$$\begin{aligned} F &= \text{Empuje} = E_{\text{suelo}} + E_{\text{sobrecarga}} \\ F &= 480 \cdot 0,25 \cdot 0,60 + 480 \cdot 0,60 \cdot 0,5 \\ F &= 72 + 144 \quad F = 216 \text{ kilogramos} \end{aligned}$$

Fuerza longitudinal, LF

La fuerza longitudinal debe ser igual al 5 por ciento de la carga viva (AASHTO 1.2.13), y su centro de gravedad se supone a 1,83 metros sobre la superficie de rodadura.

$$LF = \frac{0,05 \cdot P}{2H} = \frac{0,05 \cdot 6\,800}{2 \cdot 0,60} \quad C = 283 \text{ kg/m}$$

Como son dos llantas (del mismo eje) las que actúan sobre la cortina, entonces:

$$LF = 2 \cdot 283 = 566 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 1,83 \text{ m} + 0,60 \text{ m} = 2,43 \text{ m}$$

$$566 \cdot (2,43/2) = 688 \text{ kg}$$

Fuerza de sismo, S

Se toma un coeficiente sísmico de 0,12 que es para zonas de alto riesgo, según AASHTO 3.21, y se aplicará la fuerza al centro de la cortina.

Peso de cortina, $W = 432 \text{ kg/m}$

$S = 0.12W = 0.12 \cdot 432 = 52 \text{ kg/m}$

Brazo al centro de gravedad = $0,60/2 = 0,30 \text{ metros}$

$52 \cdot 0,30 \text{ m} = 15,60 \text{ kg}$

Combinaciones de carga (AASHTO Tabla 3.22.1.A)

Grupo III:

$M = 1,3 \text{ (Esobrecarga + Esuelo + LF')}$

$V = 1,3 \text{ (Esobrecarga + LF')}$

Grupo VII:

$M = 1,3 \text{ (Esobrecarga+ Esuelo + S)}$

$V = 1,3 \text{ (F +S)}$

Se toman los resultados mayores de entre los dos grupos, los que corresponden a la combinación del grupo III:

$M_{\text{máx}} = 1\,175 \text{ kg-m}$

$V_{\text{máx}} = 1\,082 \text{ kg-m}$

Diseño del refuerzo

Datos:

$M_{\text{máx}} = 1\,175 \text{ kg-m}$

$V_{\text{máx}} = 1\,082 \text{ kg-m}$

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

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

$b = 100 \text{ centímetros}$

$d = 26,87 \text{ centímetros}$

$$A_{s\text{mín}} = (14,1/2\ 810\ \text{kg/cm}^2) * 100\ \text{cm} * 26,87\ \text{cm} = 13,48\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 13,48\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (f'c/fy) * 0,90 / (6\ 090 + Fy) * b * d$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,50 * 0,85 * 0,85 * (211/2\ 810) * 0,90 / (6\ 090 + 2\ 810) * 100\ \text{cm} * 26,87\ \text{cm}$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,01856 * 100 * 26,87$$

$$A_{s\text{máx}} = 49,87\ \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,35\ \text{cm}^2$$

Se utiliza $A_{s\text{mín}} = 13,48\ \text{cm}^2$ equivalente a \emptyset No 4 @ 15 cm

Refuerzo por corte, utilizar \emptyset mínimo @ $S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$, armado \emptyset No 4 @ 25 cm

Diseño de la viga de apoyo

Se diseña por aplastamiento

Por norma las dimensiones de espesor debe ser de 2 centímetros por cada metro de longitud del puente.

$$L = 8(0,02) = 0,16\ \text{metros}$$

Espesor mínimo de 30 centímetros

Refuerzo principal:

$$A_{s\text{mín}} = A_{st} = 14,1 * b * d / f_y$$

$$A_{st} = 14,10 * 30 * 42 / 2\ 810 = 6,32\ \text{cm}^2$$

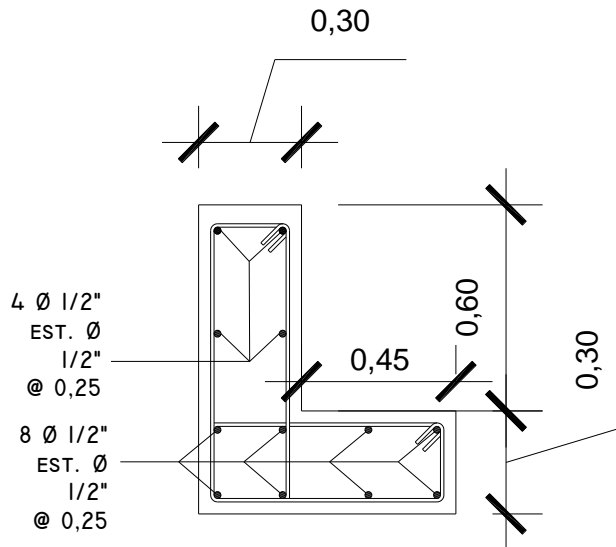
Equivalente a 4 \emptyset No. 4 en cama superior e inferior

Refuerzo transversal:

Colocar $A_{s\text{mín}}$ a $S_{\text{máx}} = d/2$

Asmín = \emptyset No 4 @ $d/2$; \emptyset No 4 @ 25 cm

Figura 44. **Detalle de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia.

Diseño de asiento o base (elastomérico)

Los apoyos de un puente son dispositivos mecánicos capaces de transmitir las cargas verticales y horizontales desde la superestructura a la subestructura. Las fuerzas o acciones a soportar por los apoyos depende de los grados de restricción que estos posean, y a la vez determinan las sollicitaciones sobre los elementos de la subestructura a la cual se conectan.

La AASHTO 10.29.1.1 y 10.29.1.2 establece las condiciones de apoyo para un puente en condición de la longitud de su claro. Para apoyos fijos en claros menores de 15,24 metros no se necesita hacer consideraciones por

deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 15,24 metros deberán proveerse tipos de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación.

- Propiedades de los materiales elastoméricos

Estas dependen de sus elementos constituyentes, pero una de las propiedades más importantes es el módulo cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete necesaria para deformarlo una cantidad igual a su espesor. Cuando se conoce o se ha especificado éste valor, el mismo deberá utilizarse para su diseño; de lo contrario los valores serán aquellos del rango aplicable en la tabla AASHTO 14.3.1

Tabla VIII. **Propiedad de los elastómeros de diferentes durezas**

Handness (Shorre `A`)	50	60	70
Shear modulus at 73°F (psi)	95-130	130-200	200-300
Instantaneous deflection	25%	35%	45%

Fuente: tabla AASHTO 14.3.1

- Esfuerzo por compresión

En AASHTO 14.4.1.1 describe que no se previene este valor por corte, el esfuerzo de compresión promedio en cualquier capa no debe exceder de: 1 000 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados de acero 800 libras por pulgada cuadrada para apoyos simples o reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos.

Según su modulo de cortante y su factor de forma:

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

Donde:

G = Módulo del cortante del elastómero a 73 grados *fahrenheit*

S = Factor de forma según figura

S = Área cargada/área efectiva libre agrietarse

L = Longitud del cojinete en dirección paralela a la viga

W = Longitud del cojinete en dirección perpendicular a la viga

$$\text{Área cargada } S_1 = 45 \cdot 30 = 1\,350$$

$$\text{Área efectiva libre de agrietarse } 20 \cdot 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces } S = 45 \cdot 30 / (20 \cdot 20) = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{LW}{S_1(L+W)} = \frac{45(30)}{(3,38)(45+30)} = 5,32$$

El espesor total será: $h_{rt} = t/2 \cdot 5,32 / 2 = 2,66$ centímetros = 1,05 pulgadas

$$h_{rt} = 1,05 \text{ pulgadas}$$

- Deformación por compresión

La deformación instantánea por compresión será calculada como lo describe la AASHTO 14.4.1.2 como:

$$\Delta_c = \sum_i \epsilon_{ci} h_{ri}$$

Donde:

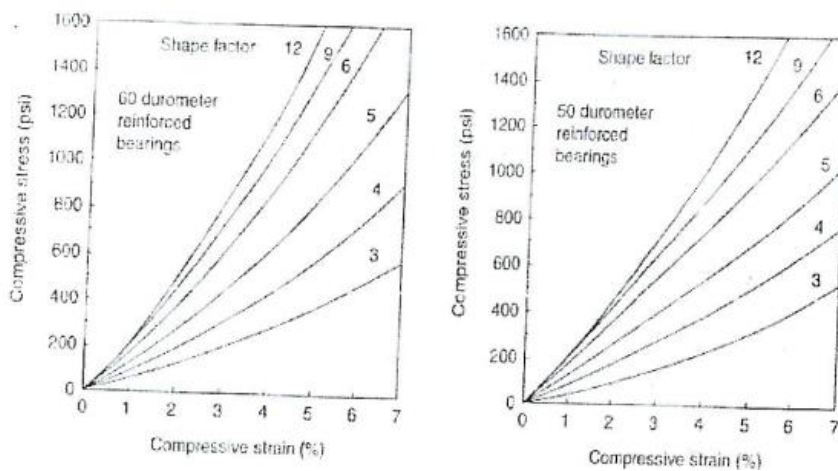
ϵ_{ci} = Tensión instantánea de compresión en la capa de elastómero i-esimo de un cojinete de elastómero laminado.

h_{ri} Espesor de la capa de elastómero en el cojinete de elastómero

El valor de la deformación por compresión depende, entre otras cosas, del factor de forma y la dureza del elastómero. La deformación por compresión decrece cuando aumenta el factor de forma y/o dureza, estos valores se pueden observar en la figura siguiente, y en AASHTO 14.4.1.2^a y 14.4.1.2B.

A base de un análisis racional, se puede usar la figura para tener información de la deformación de 35 por ciento en una compresión de 800 libras por pulgada cuadrada, obteniendo como su uso la curva No. 6 para éste caso.

Figura 45. **Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete de elastómero**



Fuente: figuras AASHTO 14.4.1.3.

- Deformación por cortante

La deformación por cortante Δ_s será tomada como la máxima deformación posible causada por flujo plástico, la contracción por el postensionamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de

instalación y al menos la temperatura favorable extrema como lo describe AASHTO 14.4.1.3 a menos que un dispositivo para desplazamiento se instale.

El apoyo será diseñado de forma que $h_{rt} \geq 2\Delta_s$

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero

Δ_s =servicio de máxima deformación de corte del elastómero

$$H_{gt} / 2 = \Delta_s$$

$$1,05 \text{ in} / 2 = 0,52 \text{ in} = \Delta_s$$

Es la máxima deformación del elastómero

- Estabilidad

Para garantizar la estabilidad del apoyo, el espesor total:

$$\frac{3,84(h_{rt}/L)}{S_1\sqrt{1+2L/W}} \leq \frac{2,67}{S(S+2)(1+L/4W)} \quad (14.6.5.3.6-1)$$

La presión es estable para todas las cargas admisibles en esta especificación y sin mayor consideración de la estabilidad se requiere:

$$h_{rt} = 1,05 \text{ pulgadas}$$

$$L = 8 \text{ pulgadas}$$

$$W = 8 \text{ pulgadas}$$

$$S = 1,05 \text{ pulgadas}$$

$$\frac{3,84 (1,05/8)}{1,05\sqrt{1+2 (8/8)}} \leq \frac{2,67}{1,05(1,05 + 2)(1 + 8/4 * 8)}$$

$0,28 \leq 0,67$ ok. Si cumple, entonces se concluye que la sección es estable y no representa ningún problema.

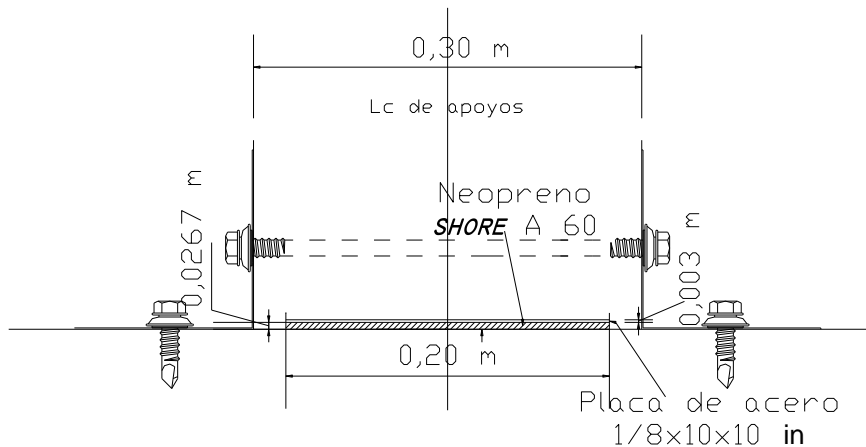
- Refuerzo

Debe satisfacer los requisitos de la M251 y su resistencia en libras por pulgada lineal a esfuerzo de trabajo en cada dirección, no debe ser menor que: 1 400 t_i para acero laminado y 1 700 t_i para aceros.

- Anclaje

Si existe alguna combinación de cargas que cause una fuerza de corte mayor que 1/5 de la fuerza de compresión ocurrida simultáneamente, el apoyo será asegurado contra el movimiento horizontal.

Figura 46. Diagrama de neopreno dureza *shore A 60*



Fuente: elaboración propia.

Diseño del barandal

De acuerdo a las especificaciones AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan como viga continua y se tomará la carga mayor 300 libras por pie (446,34 kilogramos por metro).

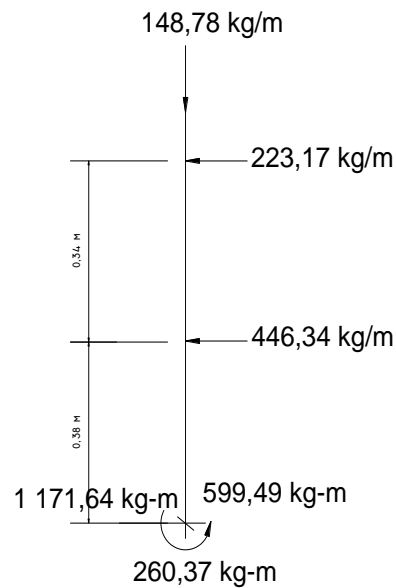
Adaptando tubos estándares de 2 pulgadas, según AISC:

Análisis de resistencia de tubo:

$$\begin{aligned} \text{Fluencia} &= 20\,000 \text{ psi} & M &= S f_y = 0,56(20\,000) = 11\,200 \text{ lb-in} \\ M &= 933,33 \text{ lb-ft} & 933,33 &= 300 \frac{I^2}{10} & I &= 5,58 \text{ ft} & I &= 1,70 \text{ m} \\ (I/C) \cdot F &\geq W \cdot L^2 / 10 \\ (0,665/1,1875)(20\,000)/12 &\geq (150 + 3,65) \cdot (6,562)^2 / 10 \\ 933,33 \text{ lb-pie} &\geq 661,61 \text{ lb-pie} \quad \text{ok.} \end{aligned}$$

Se colocarán postes de concreto a cada 2,25 metros y se diseñará a flexo compresión, es decir, una carga axial más un momento.

Figura 47. **Diseño de miembros verticales para baranda**



Fuente: elaboración propia.

Comprobando la esbeltez de la columna, por ACI 318S-5(10,10)

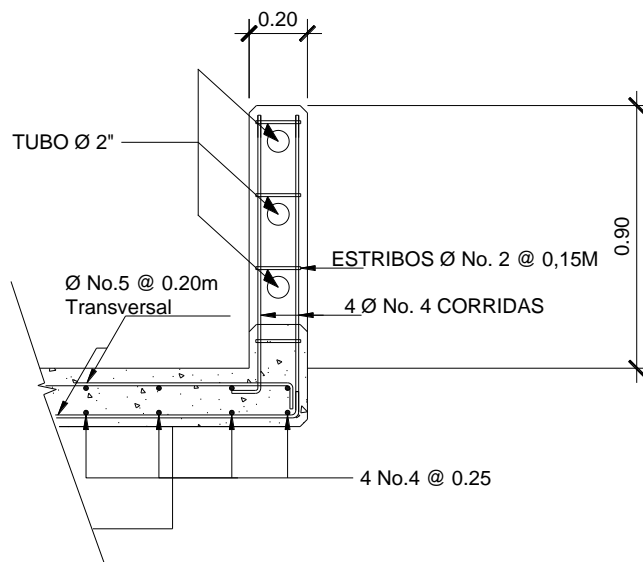
$$E_s = \frac{kl_u}{r} \quad l_u = 0,90 \text{ m} \quad r = 0,3b \quad b \leq e \quad e = 0,15$$

$$K = 1(\text{empotrado en un lado}) \quad E_s = \frac{1(0,90)}{0,3(0,15)} = 20 < 22$$

Si E_s es menor que 22 se considera columna corta. Por lo tanto, el poste de baranda se considera como columna corta.

En conclusión, la sección va de acuerdo con el refuerzo propuesto. El refuerzo equivalente distribuido será el refuerzo de 4 varillas \emptyset No. 4 más estribos No. 2 @ 15 centímetros.

Figura 48. **Diseño de barandal**



Fuente: elaboración propia.

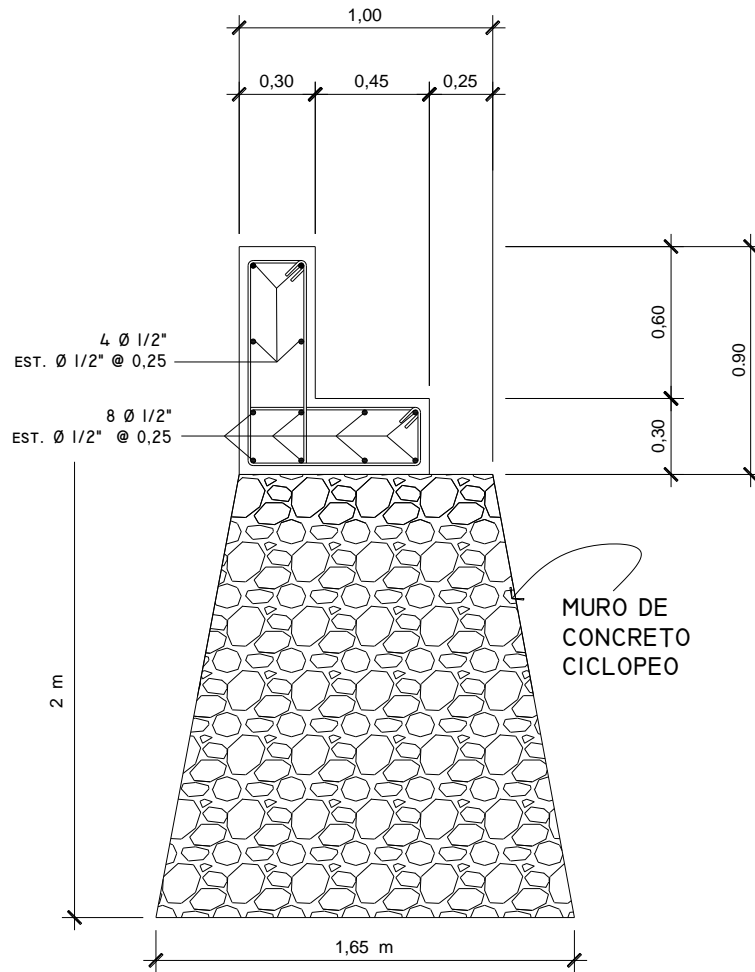
Diseño de los estribos de concreto ciclópeo

Los estribos serán de concreto ciclópeo, para aprovechar el material local en el río. Es necesario en este punto hacer ver que la geometría de los estribos se modificará con respecto a la que comúnmente presentan, para éste caso en especial, se decidió el diseño de estribos con poca altura pero con una base suficientemente ancha, que permita que se cumplan todos los chequeos a los que deben ser sometidos.

Datos:

Wconcreto	= 2 400 kg/m ³
Wconcreto ciclópeo	= 2 700 kg/m ³
Wsuelo	= 1 400 kg/m ³
Valor soporte = Vs	= 24,90 t/m ²
Equivalente líquido	= 292,80 kg/m ³

Figura 49. **Diseño de los estribos de concreto ciclópeo**



Fuente: elaboración propia.

Elaboración de los planos

Se elaboraron los siguientes planos:

Planta general

Detalle de armado de losa

Detalle de vigas principales

Detalle de diafragmas

Detalle de viga de apoyo y cortina

Detalle de estribos

Detalle del barandal y otros que se encuentran en el apéndice.

Elaboración del presupuesto

El presupuesto se integró a base de precios unitarios considerando como referencias, los precios que se manejan en la región Ixil, los salarios de la mano de obra se tomaron los que la municipalidad asigna para casos similares. En cuanto a costos indirectos se aplicó el 35 por ciento.

Tabla IX. Integración de presupuesto del puente vehicular de 8 metros de longitud

Proyecto: Puente vehicular de 8 metros de longitud					
Ubicación: Aldea Xeó, Nebaj – Quiché					
1	Preliminares	CANTIDAD	UNIDAD	Precio Unitario	Total
1.1	Limpia y chapeo	16	m ²	Q 25	Q 400
1.2	Trazo	50	ml	Q 16	Q 800
1.3	Excavación	192	m ³	Q 25	Q 4 800
					Q 6 000
2	Sub-estructura				
2.1	Estribos con concreto ciclopeo	8	m ³	Q 1 800	Q 14 400
2.2	Viga de apoyo	9	ml	Q 1 400	Q 12 600
2.3	Cortina	11	ml	Q 1 800	Q 19 800
2.4	Aletones	4	m ³	Q 1 527	Q 6 108
2.5	Apoyo de neopreno	2	U	Q 1 200	Q 2 400
2.6	Aproches	12	m ³	Q 300	Q 3 600
					Q 58 908
3	Super-estructuras				
3.1	Vigas principales	18	ml	Q 3 800	Q 68 400
3.2	Diafragmas externos	5,5	ml	Q 2 500	Q 13 750
3.3	Diafragmas internos	5	ml	Q 2 500	Q 12 500
3.4	Losa y banqueteta	46	m ²	Q 1 900	Q 87 400
3.5	Drenajes	12	U	Q 32	Q 384
3.6	Postes	16	U	Q 488	Q 7 808
3.7	Pasamanos	16	U	Q 1 660	Q 26 560
					Q 216 802
4	Acabados				
4.1	Acabado final	1	Global	Q 12 200	Q 12 200
Precio total del proyecto					Q 293 910
El precio total del proyecto asciende a: doscientos noventa y tres mil novecientos diez quetzales con 00/100.					

En cuanto a costos indirectos se aplicó el 35 por ciento

Fuente: elaboración propia en base a cotizaciones.

CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado en la región Ixil, permitió en primer lugar, conocer de cerca la realidad que padece la población, sobre todo en infraestructura vial (carretera y puente), razón por la cual este trabajo se orientó hacia el planteamiento de una solución que les provea a los pobladores de la aldea Xeó, Nebaj, una vía de comunicación segura, confiable y pueda ser transitable en toda época del año.
2. La elaboración del presente informe colabora específicamente en la aldea Xeó, del municipio de Nebaj, en el diseño de la carretera de 8,20 kilómetros de longitud y dos puentes vehiculares para la misma aldea.
3. La construcción del proyecto tramo carretero hacia la aldea Xeó, beneficiará directamente a cuatro comunidades que se encuentran en el trayecto de dicha aldea, así como a los habitantes de comunidades aledañas y de paso, lo que conllevará a un mayor desarrollo socioeconómico. El costo al que asciende es de cinco millones ochocientos cuarenta y seis mil noventa y cuatro quetzales con 00/100.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Nebaj,

1. Proveer el mantenimiento a la carretera una vez construida, para aumentar sus años de servicio; reforestar los taludes para evitar erosión y derrumbes constantes en épocas de invierno.
2. En la construcción de los puentes vehiculares aplicar estrictamente lo que se indican en planos, a través de una supervisión técnica y profesional para garantizar la calidad de la obra y que cumpla con el período de vida al que fue diseñado.
3. Organizar a los pobladores de la aldea Xeó y aldeas aledañas, para la formación de un comité que vele y le de mantenimiento a dichos proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *Rodamientos*. Estados Unidos de América. Sección 14. 2002.
2. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 4^a ed. México: Limusa, 2004. 650 p. ISBN: 968 – 186 – 489 – 1.
3. GUZMÁN ESCOBAR, Ernesto Salvador. *Diseño de puentes*. 5^a ed. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1997. p. 57 – 72.
4. MACZ MÓ, Ronald Fernando. *Diseño de dos puentes vehiculares para las aldeas de Saquijá y Purhá y Sistema de agua potable para la aldea de Granadillas, del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2004. p. 51 – 67.
5. MALDONADO CIFUENTES, Edgar Iván. *Incorporación de estudios de impacto ambiental a la construcción de caminos rurales*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1993. 61 p.
6. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes*. 2^a ed. Bucaramanga, Colombia: UIS, 1993. 363 p.

APÉNDICES

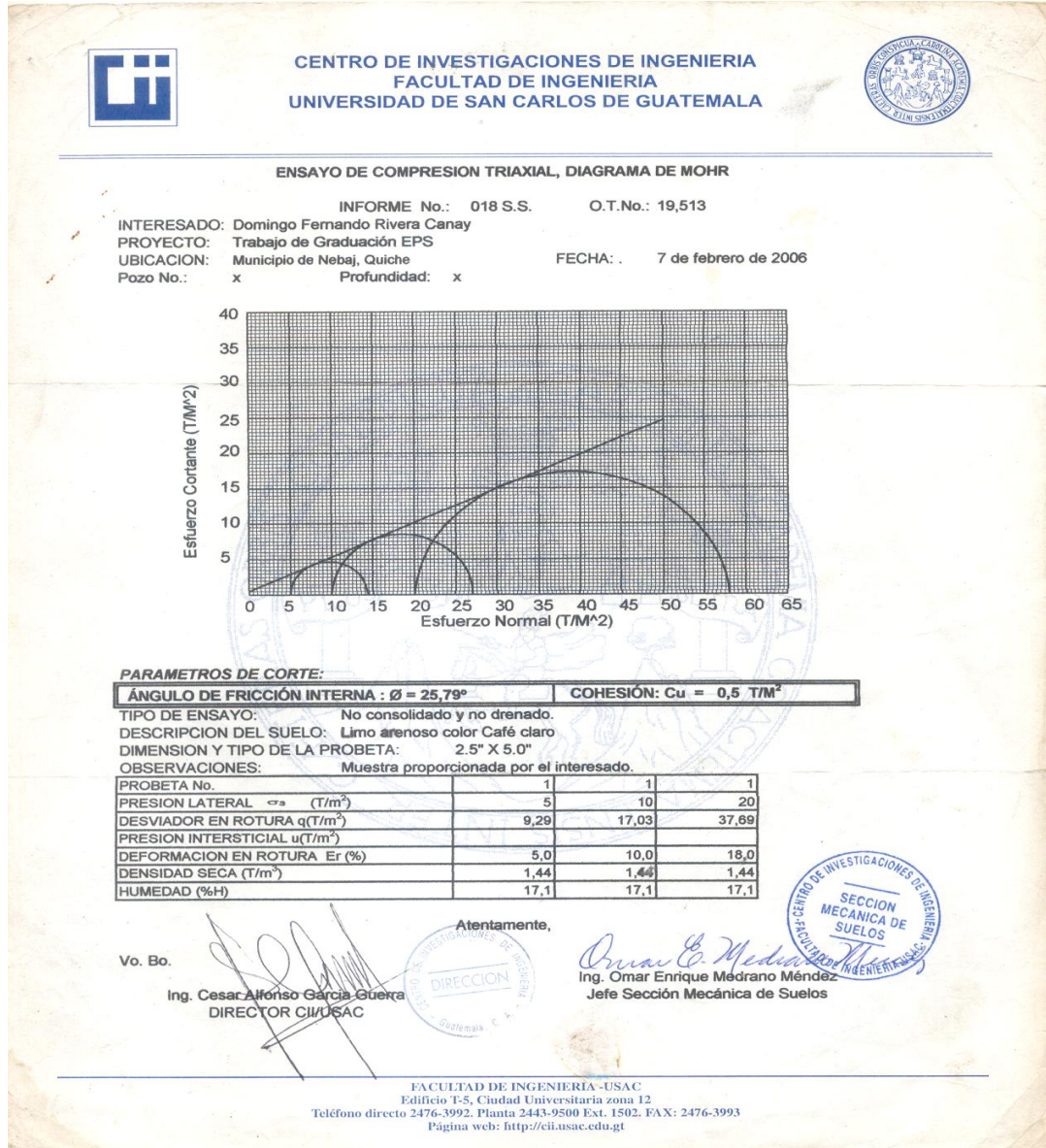
Apéndice 1

Tabla X. **Equivalente en el sistema internacional para las varillas de refuerzo**

Varilla No.	Sistema Internacional (Milímetro)
2	6
3	10
4	13
5	16
6	19
7	22
8	25
9	29
10	32
11	35
14	44
18	57

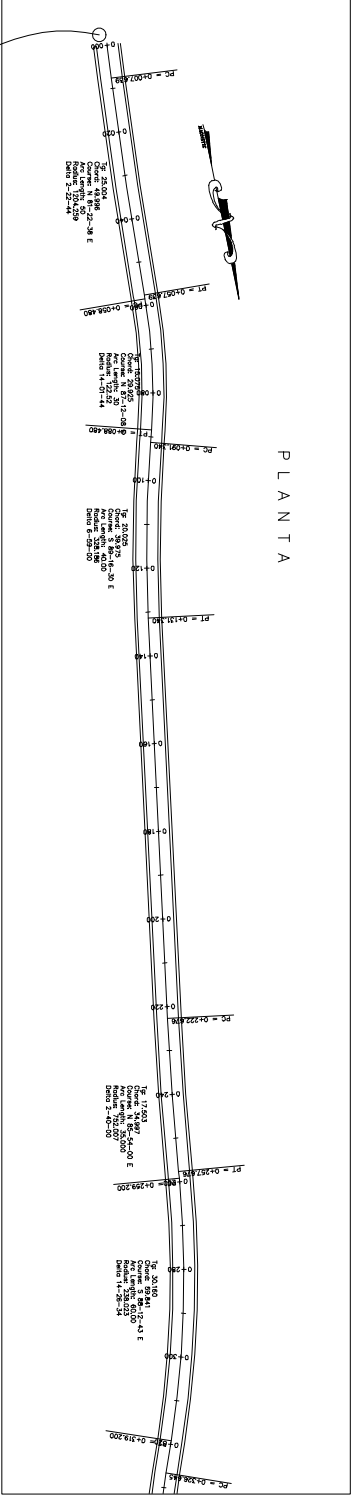
Apéndice 2

Figura 50. Ensayo de compresión *Triaxial*, Diagrama de Mohr

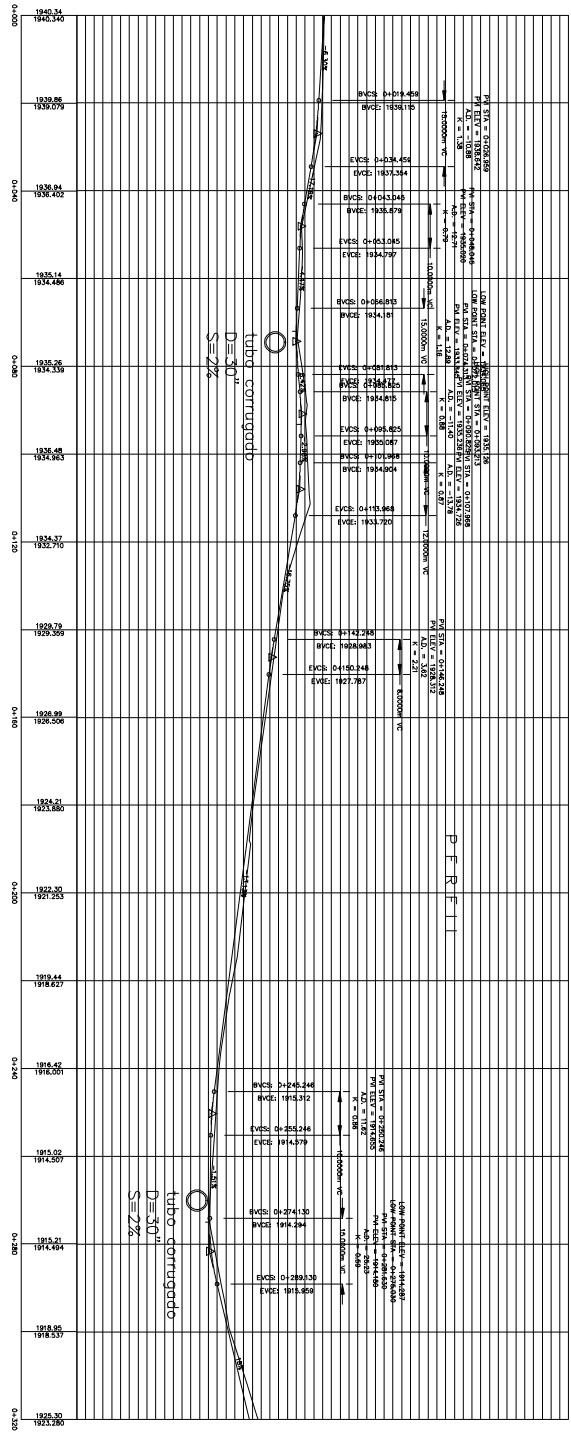


Fuente: estudio en centro de investigación de ingeniería, ensayo de compresión *triaxial*.

PLANTA



PUNTO DE PARTIDA: ENFRENTE DE LA AUXILIATURA MUNICIPAL DE LA ALDEA XEO.



ESTACION	ALTIMETRIA	TIPO DE TERRENO	TIPO DE CULTIVO	TIPO DE VEGETACION
0+000	1918.50	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE
0+050	1919.00	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE
0+100	1919.50	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE
0+150	1920.00	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE
0+200	1920.50	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE
0+250	1921.00	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE
0+300	1921.50	TIPO I	SIEMPRE VERDE	SIEMPRE VERDE

LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



Nombre: _____

Matrícula: _____

Asignatura: _____

Fecha: _____

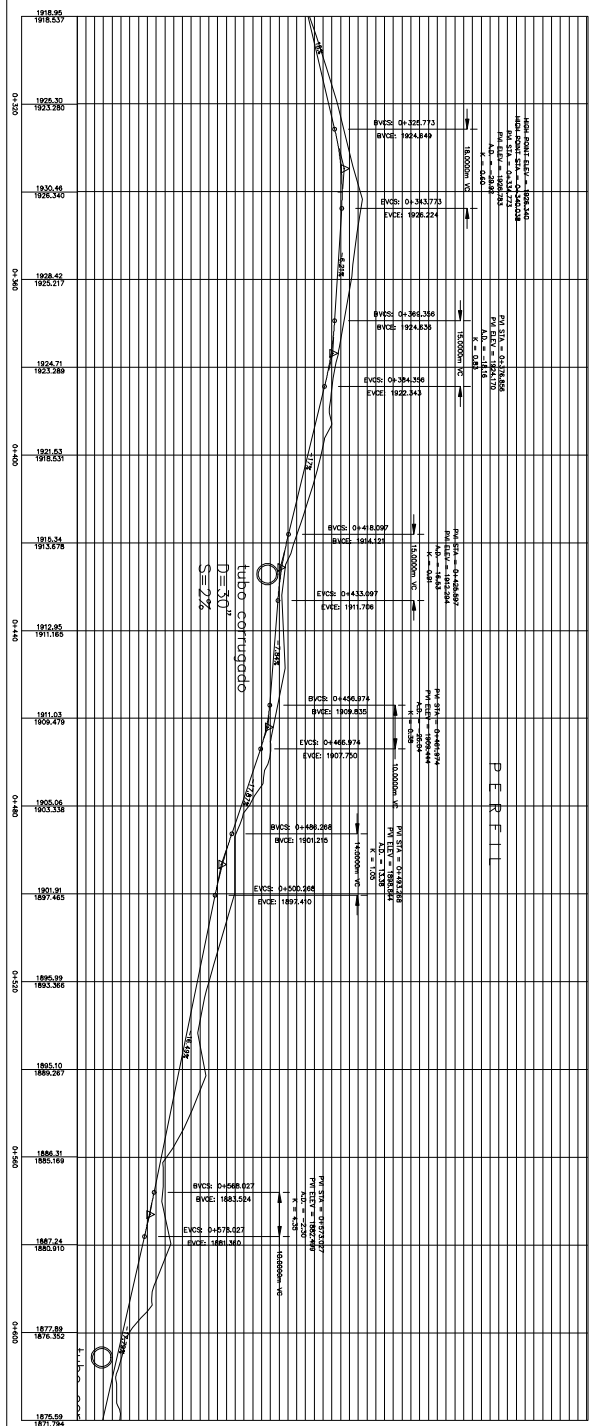
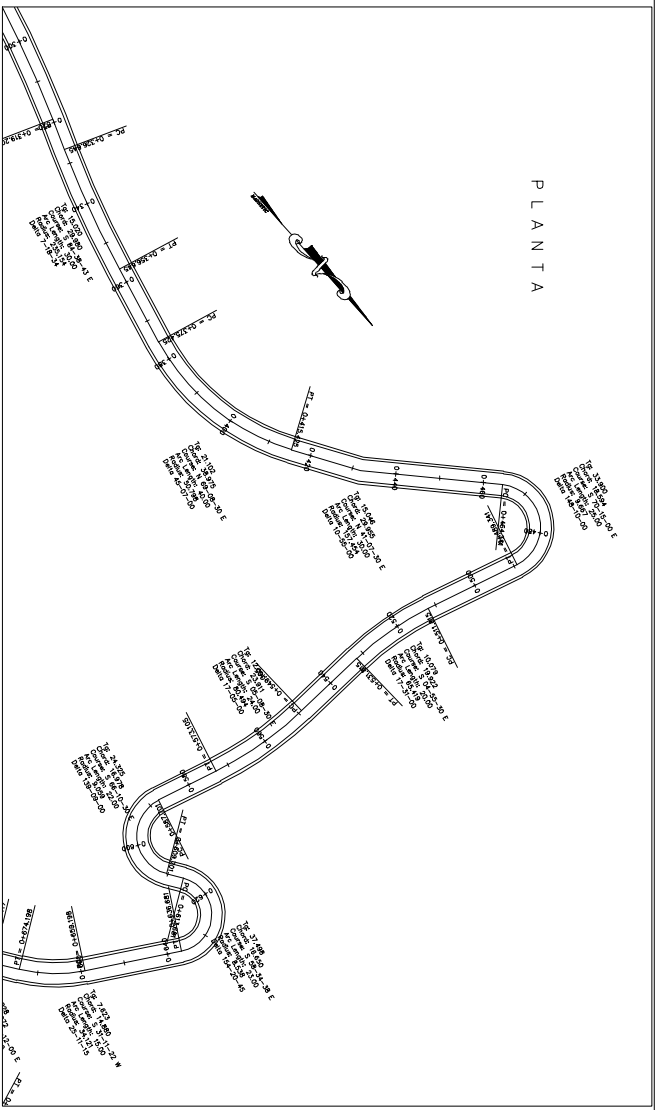
Proyecto: MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA NEBUJ

Proyecto: BRECHA DE CARRETERA ENFRENTA LA ALDEA UNIVERSIDAD JAHUJA SANTA MARÍA NEBUJ DEPARTAMENTO DE EL QUIZOTE

Plantilla / Perfil: _____

Nº: 225

Esc. No. 14241515/1516



LIBRETA TOPOGRAFICA

EST. 1	EST. 2	EST. 3	EST. 4	EST. 5	EST. 6	EST. 7	EST. 8	EST. 9	EST. 10	EST. 11	EST. 12	EST. 13	EST. 14	EST. 15	EST. 16
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16



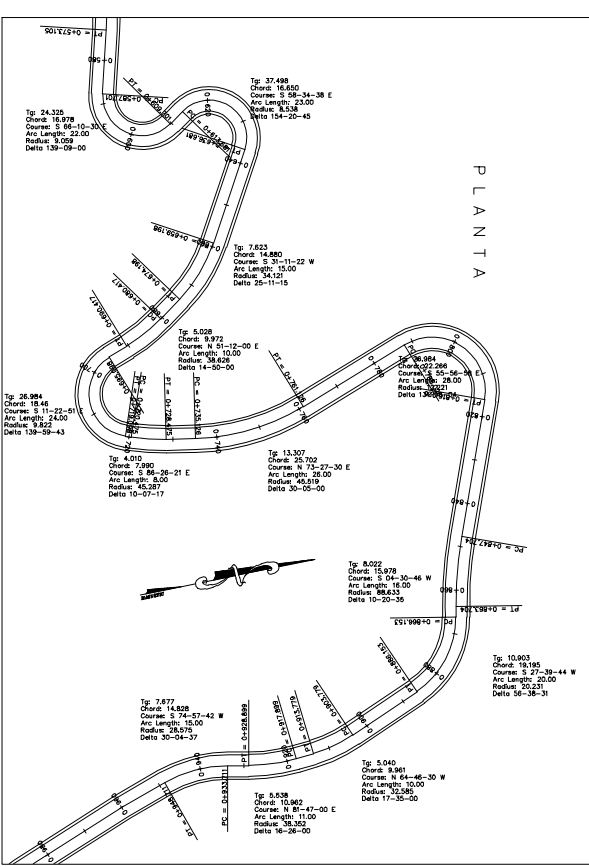
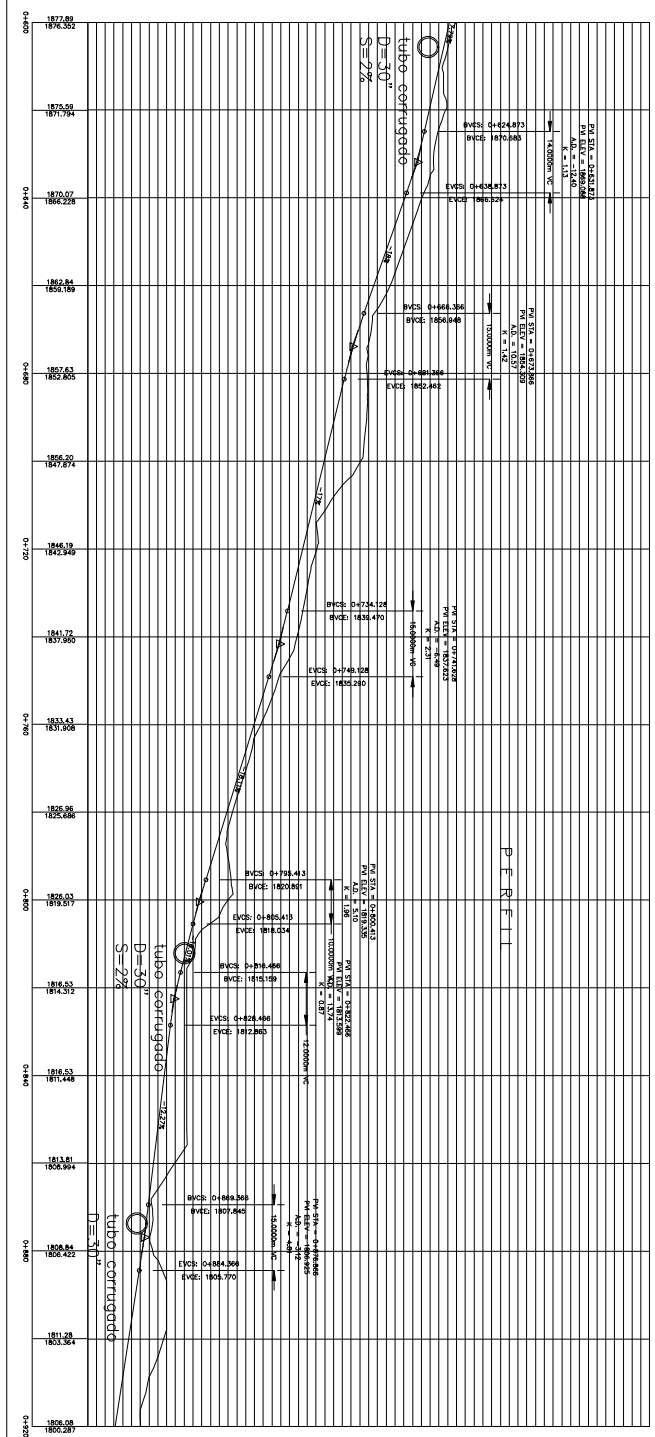
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

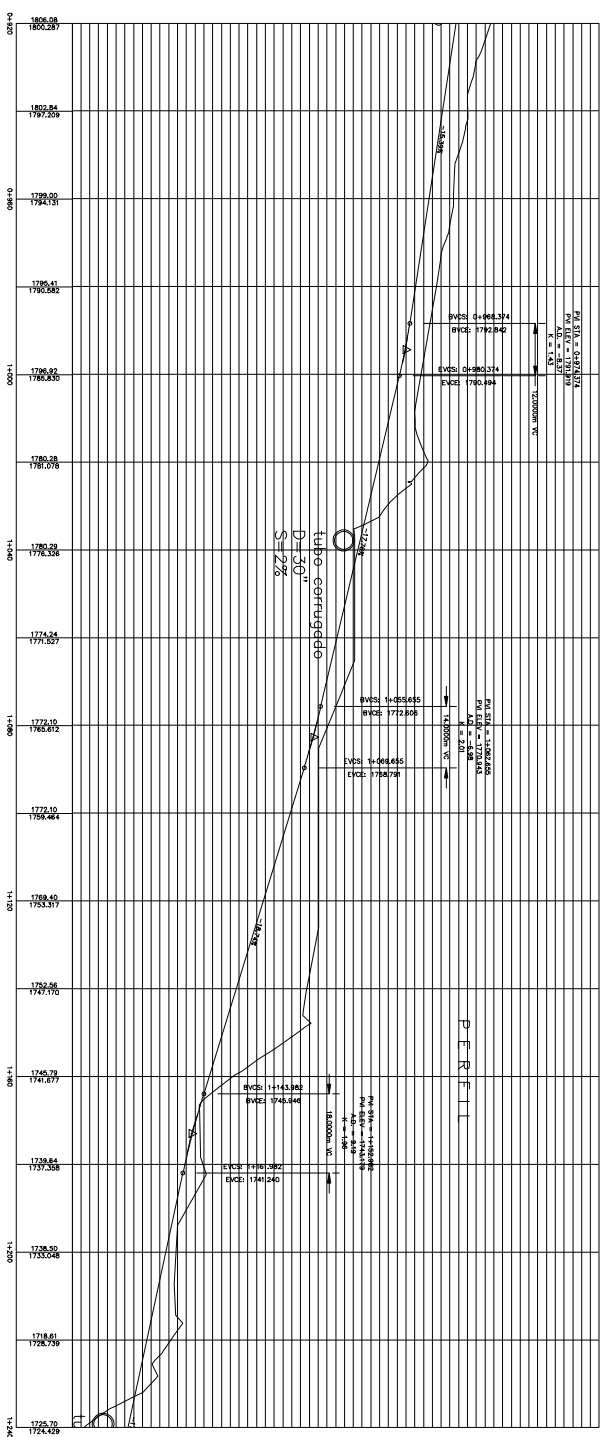
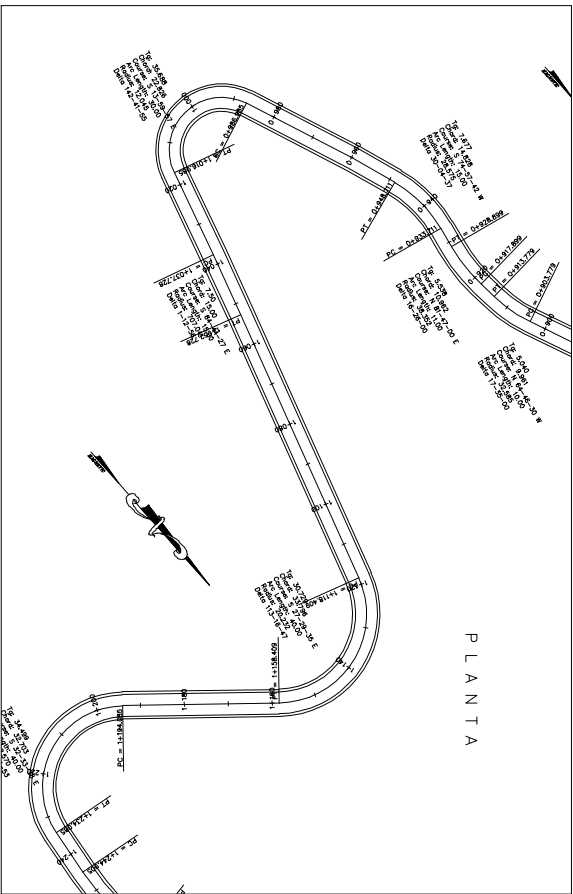
MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BARRIO DE CARRETERA
DISTRITO LA ALDEA, UNIVERSIDAD JAHUHUA
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLANTA / PERFIL
No. 3/25

Esc. No. 3/25





LIBRETA TOPOGRAFICA

ESTACION	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA
21	1725.70	1725.70	1725.70
22	1726.00	1726.00	1726.00
23	1726.50	1726.50	1726.50
24	1727.00	1727.00	1727.00
25	1727.50	1727.50	1727.50
26	1728.00	1728.00	1728.00
27	1728.50	1728.50	1728.50
28	1729.00	1729.00	1729.00
29	1729.50	1729.50	1729.50
30	1730.00	1730.00	1730.00
31	1730.50	1730.50	1730.50
32	1731.00	1731.00	1731.00
33	1731.50	1731.50	1731.50
34	1732.00	1732.00	1732.00
35	1732.50	1732.50	1732.50
36	1733.00	1733.00	1733.00
37	1733.50	1733.50	1733.50
38	1734.00	1734.00	1734.00
39	1734.50	1734.50	1734.50
40	1735.00	1735.00	1735.00



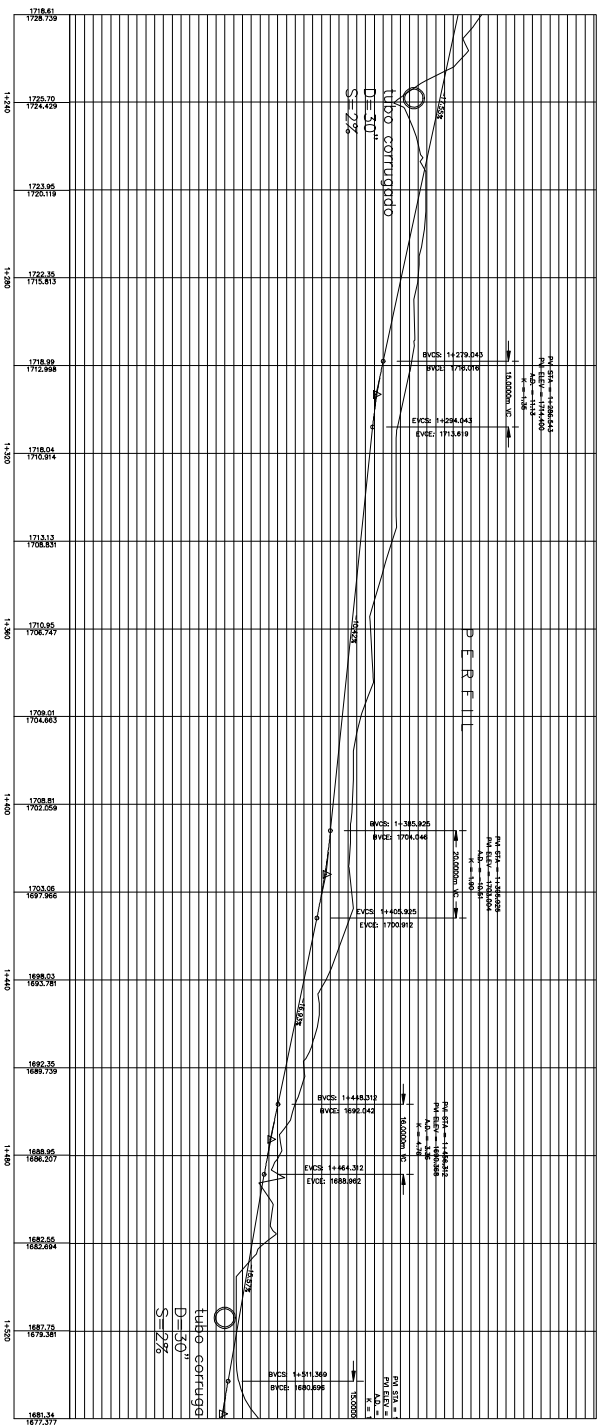
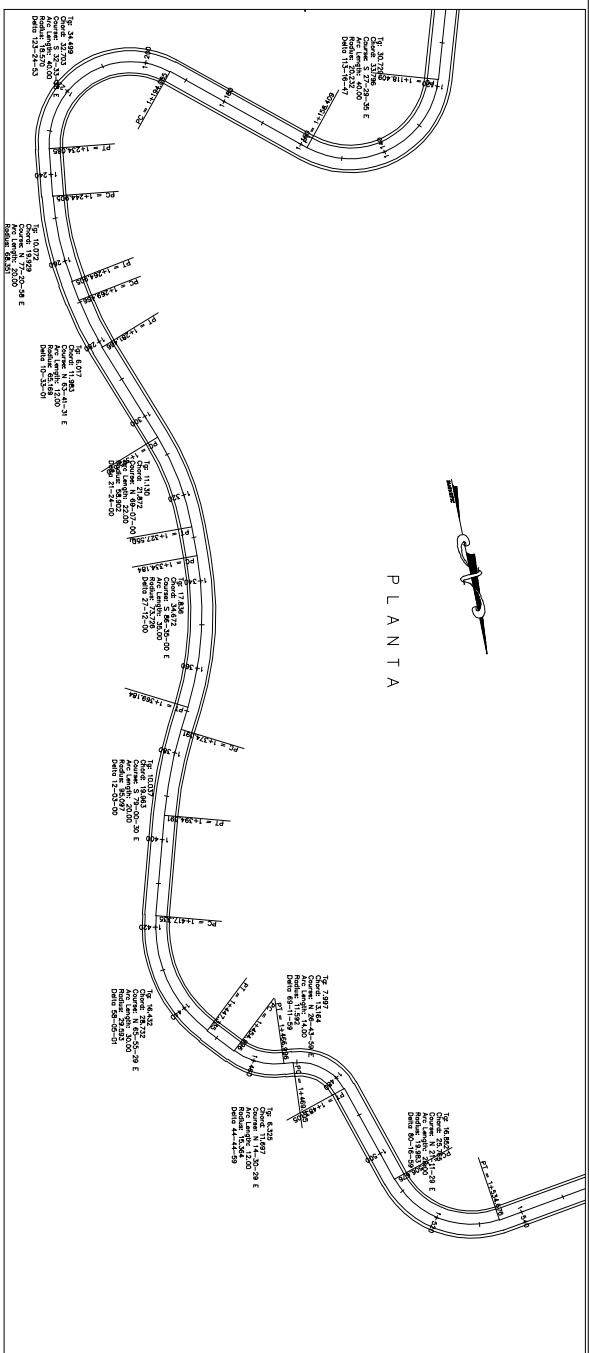
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BRECHA DE CARRETERA
DESDE LA ALDEA UNIVERSAL JAHONA
LA ALDEA 200
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUIACHE

PLANTA / PERFIL
No. 5/25

Esc. No. 5/25



LIBRETA TOPOGRAFICA

ESTACION	ELEVACION	TIPO DE PUNTO	COMENTARIOS
1+300	1718.00	PIVOT	
1+310	1717.00	PIVOT	
1+320	1716.00	PIVOT	
1+330	1715.00	PIVOT	
1+340	1714.00	PIVOT	
1+350	1713.00	PIVOT	
1+360	1712.00	PIVOT	
1+370	1711.00	PIVOT	
1+380	1710.00	PIVOT	
1+390	1709.00	PIVOT	
1+400	1708.00	PIVOT	
1+410	1707.00	PIVOT	
1+420	1706.00	PIVOT	
1+430	1705.00	PIVOT	
1+440	1704.00	PIVOT	
1+450	1703.00	PIVOT	
1+460	1702.00	PIVOT	
1+470	1701.00	PIVOT	
1+480	1700.00	PIVOT	
1+490	1699.00	PIVOT	
1+500	1698.00	PIVOT	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

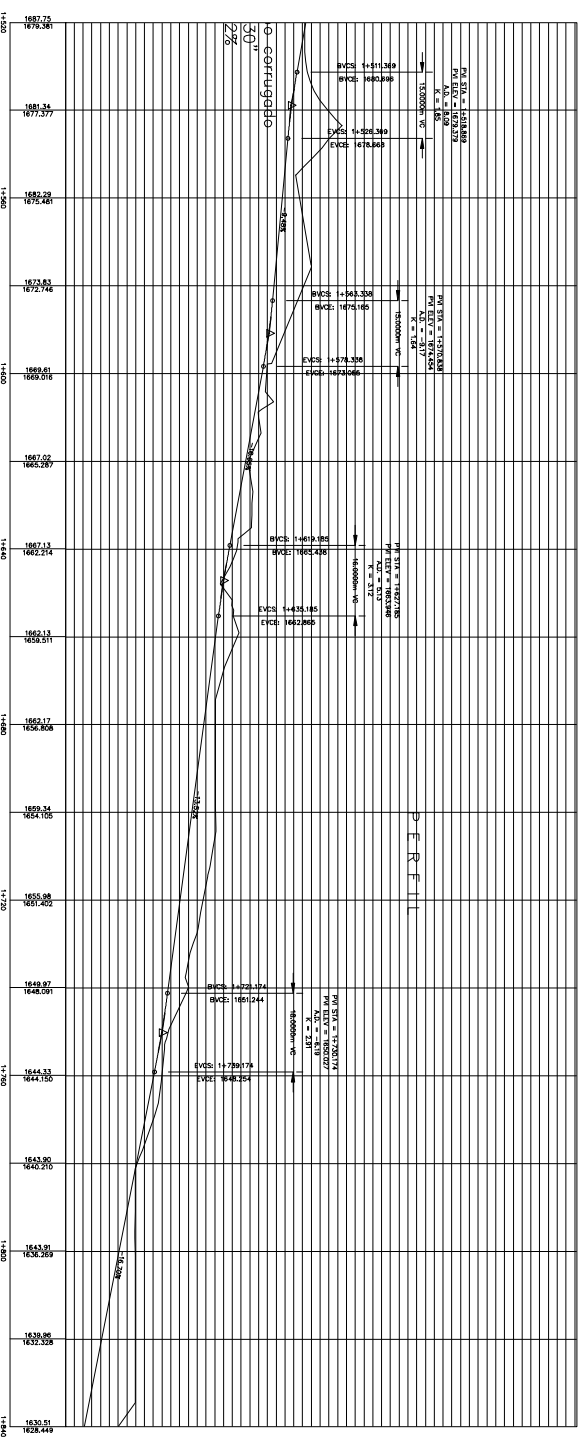
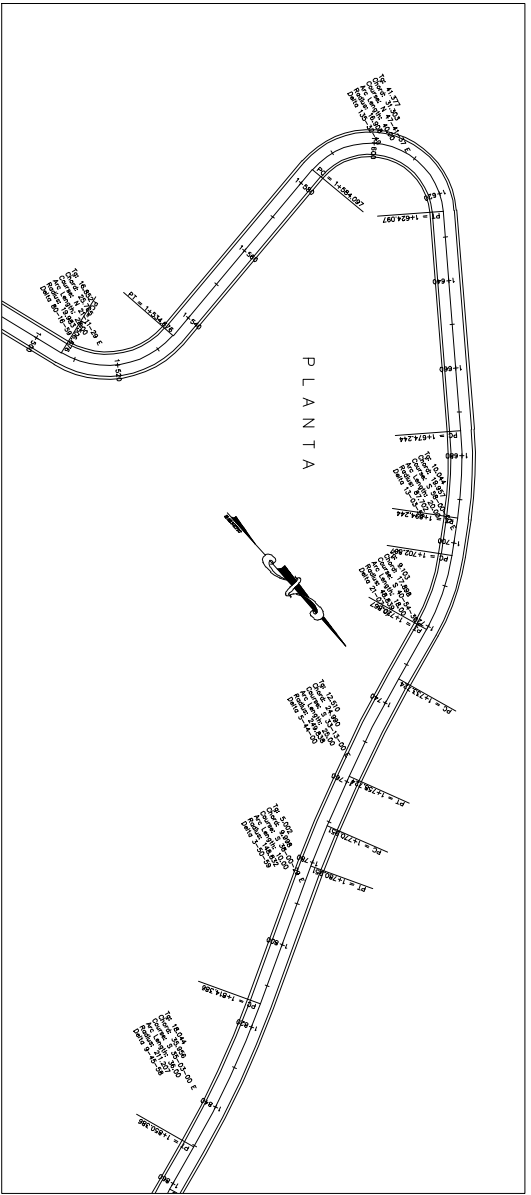
No.	Asignatura / Materia	Puntaje

MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJA

Proyecto
BARRERA DE CARRETERA
DESCRIBE LA ALDEA VERDEJA JAJHONA
SANTA MARIA NEBUJA
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

Plantilla	Fecha	Hoja	Total
PLANTA / PERFIL	17/11/2011	1 de 1	1 de 1
No.	025		

Esc. No. 142481500000



ESTACION	ALTURA	ESTACION	ALTURA
14624.097	1500.00	14704.244	1600.00
14704.244	1600.00	14784.391	1700.00
14784.391	1700.00	14864.538	1800.00
14864.538	1800.00	14944.685	1900.00
14944.685	1900.00	15024.832	2000.00
15024.832	2000.00	15104.979	2100.00
15104.979	2100.00	15185.126	2200.00
15185.126	2200.00	15265.273	2300.00
15265.273	2300.00	15345.420	2400.00
15345.420	2400.00	15425.567	2500.00
15425.567	2500.00	15505.714	2600.00
15505.714	2600.00	15585.861	2700.00
15585.861	2700.00	15666.008	2800.00
15666.008	2800.00	15746.155	2900.00
15746.155	2900.00	15826.302	3000.00
15826.302	3000.00	15906.449	3100.00
15906.449	3100.00	15986.596	3200.00
15986.596	3200.00	16066.743	3300.00
16066.743	3300.00	16146.890	3400.00
16146.890	3400.00	16227.037	3500.00
16227.037	3500.00	16307.184	3600.00
16307.184	3600.00	16387.331	3700.00
16387.331	3700.00	16467.478	3800.00
16467.478	3800.00	16547.625	3900.00
16547.625	3900.00	16627.772	4000.00
16627.772	4000.00	16707.919	4100.00
16707.919	4100.00	16788.066	4200.00
16788.066	4200.00	16868.213	4300.00
16868.213	4300.00	16948.360	4400.00
16948.360	4400.00	17028.507	4500.00
17028.507	4500.00	17108.654	4600.00
17108.654	4600.00	17188.801	4700.00
17188.801	4700.00	17268.948	4800.00
17268.948	4800.00	17349.095	4900.00
17349.095	4900.00	17429.242	5000.00
17429.242	5000.00	17509.389	5100.00
17509.389	5100.00	17589.536	5200.00
17589.536	5200.00	17669.683	5300.00
17669.683	5300.00	17749.830	5400.00
17749.830	5400.00	17829.977	5500.00
17829.977	5500.00	17910.124	5600.00
17910.124	5600.00	17990.271	5700.00
17990.271	5700.00	18070.418	5800.00
18070.418	5800.00	18150.565	5900.00
18150.565	5900.00	18230.712	6000.00
18230.712	6000.00	18310.859	6100.00
18310.859	6100.00	18391.006	6200.00
18391.006	6200.00	18471.153	6300.00
18471.153	6300.00	18551.300	6400.00
18551.300	6400.00	18631.447	6500.00
18631.447	6500.00	18711.594	6600.00
18711.594	6600.00	18791.741	6700.00
18791.741	6700.00	18871.888	6800.00
18871.888	6800.00	18952.035	6900.00
18952.035	6900.00	19032.182	7000.00
19032.182	7000.00	19112.329	7100.00
19112.329	7100.00	19192.476	7200.00
19192.476	7200.00	19272.623	7300.00
19272.623	7300.00	19352.770	7400.00
19352.770	7400.00	19432.917	7500.00
19432.917	7500.00	19513.064	7600.00
19513.064	7600.00	19593.211	7700.00
19593.211	7700.00	19673.358	7800.00
19673.358	7800.00	19753.505	7900.00
19753.505	7900.00	19833.652	8000.00
19833.652	8000.00	19913.799	8100.00
19913.799	8100.00	20000.000	8200.00

LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

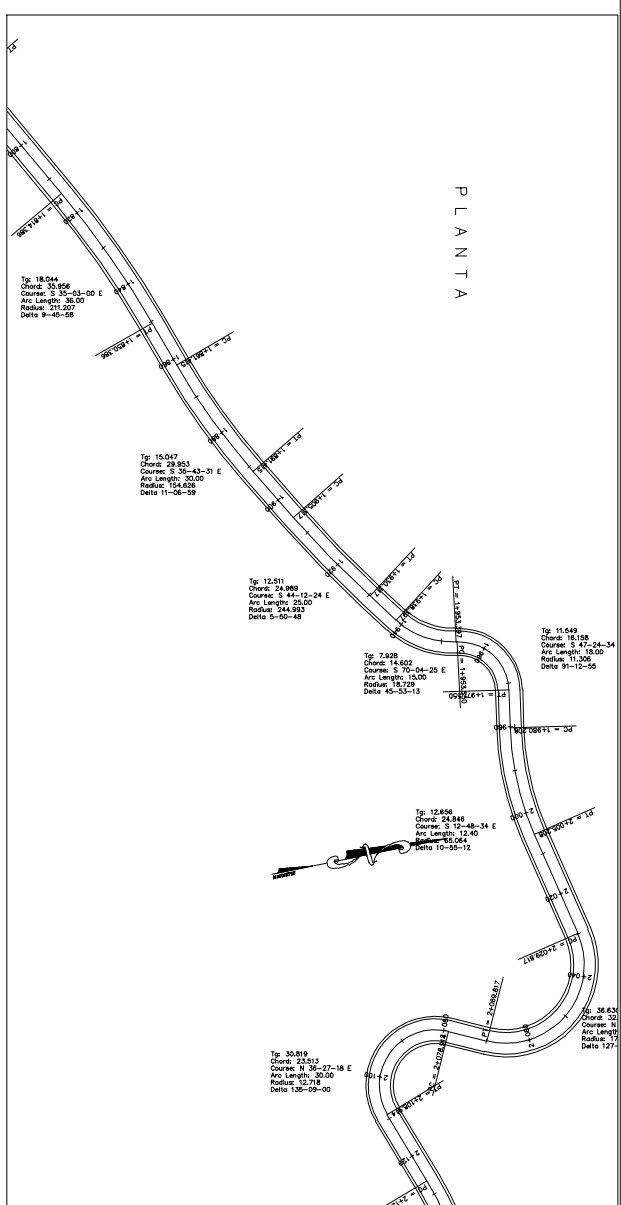
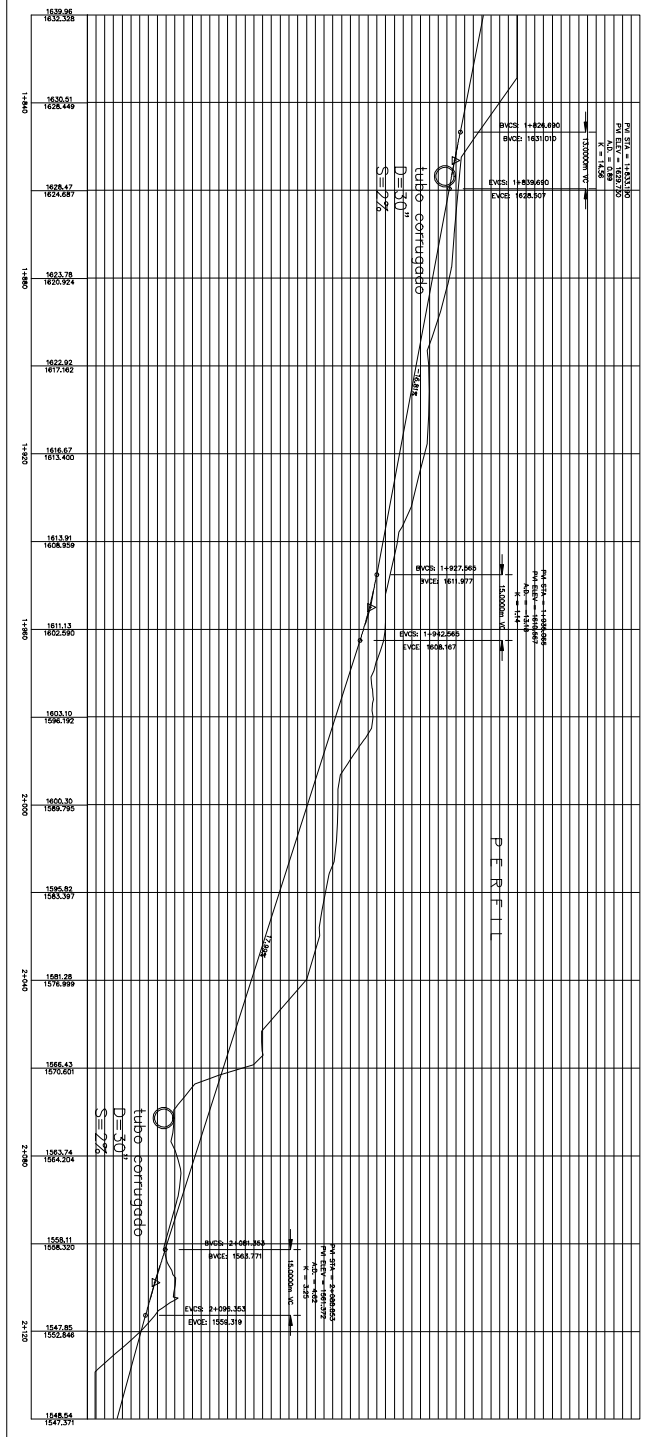



MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BRECHA DE CARRETERA
DESDE LA ALDEA UNIVERSAL JAHUJA
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUIACHE

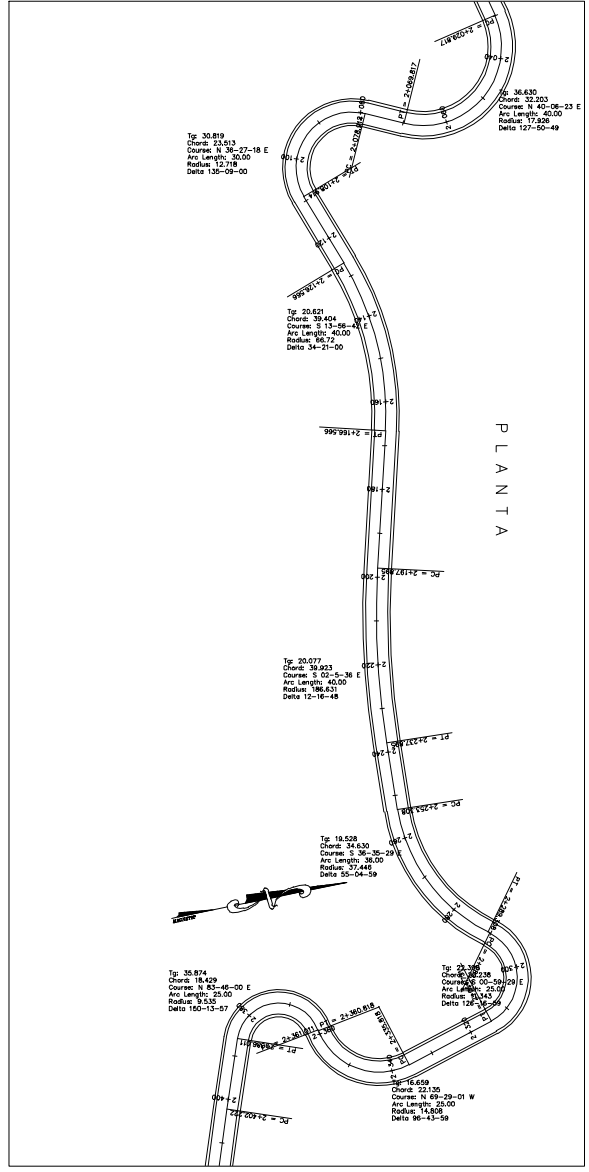
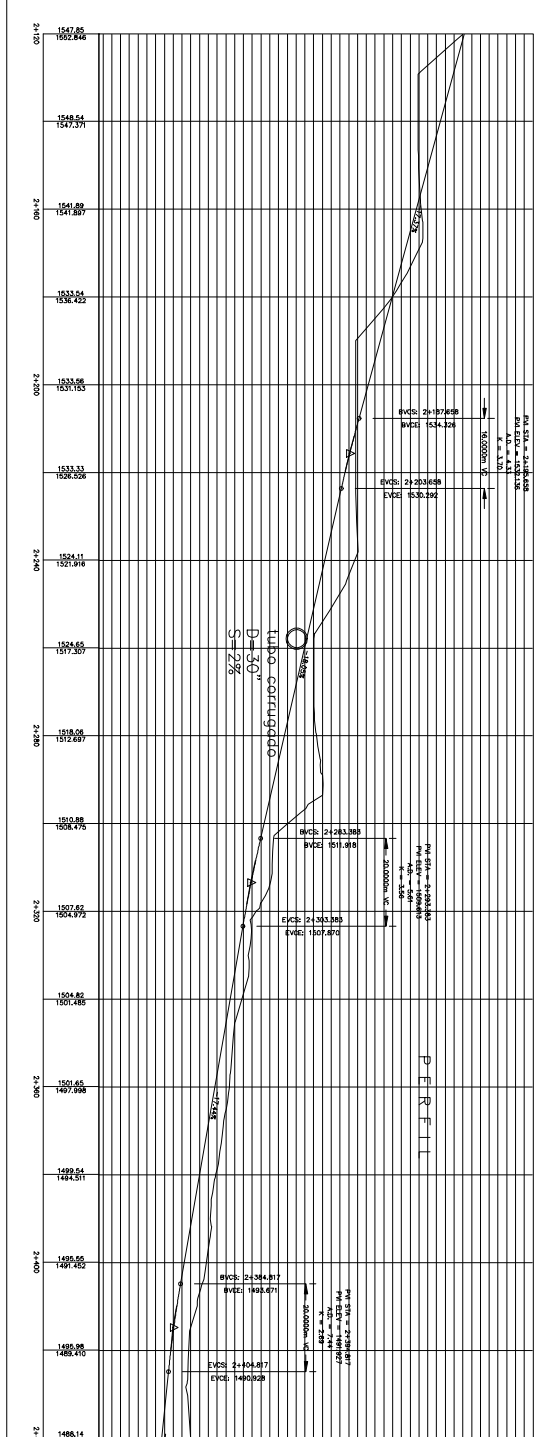
PLANTA / PERFIL
No. 7/25

No. AUTORIZACION
No. No. AUTORIZACION



 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</p>		<p style="text-align: center;">MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA NEBUJ</p>	<p style="text-align: center;">BARRIO DE CARRETERA DESCRIBE LA ALDEA VIVEROS JAJAHONJA SANTA MARIA NEBUJ DEPARTAMENTO DE EL QUICHE</p>	<p style="text-align: center;">PLANTA / PERFIL</p> <p style="text-align: center;">No. 0/25</p>
---	--	--	---	---

EST.	NO.	ANCHO	PERFIL	TIPO	EST.	NO.	ANCHO	PERFIL	TIPO
1	1	1.50	1.50	1.50	1	1	1.50	1.50	1.50
2	2	1.50	1.50	1.50	2	2	1.50	1.50	1.50
3	3	1.50	1.50	1.50	3	3	1.50	1.50	1.50
4	4	1.50	1.50	1.50	4	4	1.50	1.50	1.50
5	5	1.50	1.50	1.50	5	5	1.50	1.50	1.50
6	6	1.50	1.50	1.50	6	6	1.50	1.50	1.50
7	7	1.50	1.50	1.50	7	7	1.50	1.50	1.50
8	8	1.50	1.50	1.50	8	8	1.50	1.50	1.50
9	9	1.50	1.50	1.50	9	9	1.50	1.50	1.50
10	10	1.50	1.50	1.50	10	10	1.50	1.50	1.50
11	11	1.50	1.50	1.50	11	11	1.50	1.50	1.50
12	12	1.50	1.50	1.50	12	12	1.50	1.50	1.50
13	13	1.50	1.50	1.50	13	13	1.50	1.50	1.50
14	14	1.50	1.50	1.50	14	14	1.50	1.50	1.50
15	15	1.50	1.50	1.50	15	15	1.50	1.50	1.50
16	16	1.50	1.50	1.50	16	16	1.50	1.50	1.50
17	17	1.50	1.50	1.50	17	17	1.50	1.50	1.50
18	18	1.50	1.50	1.50	18	18	1.50	1.50	1.50
19	19	1.50	1.50	1.50	19	19	1.50	1.50	1.50
20	20	1.50	1.50	1.50	20	20	1.50	1.50	1.50
21	21	1.50	1.50	1.50	21	21	1.50	1.50	1.50
22	22	1.50	1.50	1.50	22	22	1.50	1.50	1.50
23	23	1.50	1.50	1.50	23	23	1.50	1.50	1.50
24	24	1.50	1.50	1.50	24	24	1.50	1.50	1.50
25	25	1.50	1.50	1.50	25	25	1.50	1.50	1.50
26	26	1.50	1.50	1.50	26	26	1.50	1.50	1.50
27	27	1.50	1.50	1.50	27	27	1.50	1.50	1.50
28	28	1.50	1.50	1.50	28	28	1.50	1.50	1.50
29	29	1.50	1.50	1.50	29	29	1.50	1.50	1.50
30	30	1.50	1.50	1.50	30	30	1.50	1.50	1.50
31	31	1.50	1.50	1.50	31	31	1.50	1.50	1.50
32	32	1.50	1.50	1.50	32	32	1.50	1.50	1.50
33	33	1.50	1.50	1.50	33	33	1.50	1.50	1.50
34	34	1.50	1.50	1.50	34	34	1.50	1.50	1.50
35	35	1.50	1.50	1.50	35	35	1.50	1.50	1.50
36	36	1.50	1.50	1.50	36	36	1.50	1.50	1.50
37	37	1.50	1.50	1.50	37	37	1.50	1.50	1.50
38	38	1.50	1.50	1.50	38	38	1.50	1.50	1.50
39	39	1.50	1.50	1.50	39	39	1.50	1.50	1.50
40	40	1.50	1.50	1.50	40	40	1.50	1.50	1.50
41	41	1.50	1.50	1.50	41	41	1.50	1.50	1.50
42	42	1.50	1.50	1.50	42	42	1.50	1.50	1.50
43	43	1.50	1.50	1.50	43	43	1.50	1.50	1.50
44	44	1.50	1.50	1.50	44	44	1.50	1.50	1.50
45	45	1.50	1.50	1.50	45	45	1.50	1.50	1.50
46	46	1.50	1.50	1.50	46	46	1.50	1.50	1.50
47	47	1.50	1.50	1.50	47	47	1.50	1.50	1.50
48	48	1.50	1.50	1.50	48	48	1.50	1.50	1.50
49	49	1.50	1.50	1.50	49	49	1.50	1.50	1.50
50	50	1.50	1.50	1.50	50	50	1.50	1.50	1.50
51	51	1.50	1.50	1.50	51	51	1.50	1.50	1.50
52	52	1.50	1.50	1.50	52	52	1.50	1.50	1.50
53	53	1.50	1.50	1.50	53	53	1.50	1.50	1.50
54	54	1.50	1.50	1.50	54	54	1.50	1.50	1.50
55	55	1.50	1.50	1.50	55	55	1.50	1.50	1.50
56	56	1.50	1.50	1.50	56	56	1.50	1.50	1.50
57	57	1.50	1.50	1.50	57	57	1.50	1.50	1.50
58	58	1.50	1.50	1.50	58	58	1.50	1.50	1.50
59	59	1.50	1.50	1.50	59	59	1.50	1.50	1.50
60	60	1.50	1.50	1.50	60	60	1.50	1.50	1.50
61	61	1.50	1.50	1.50	61	61	1.50	1.50	1.50
62	62	1.50	1.50	1.50	62	62	1.50	1.50	1.50
63	63	1.50	1.50	1.50	63	63	1.50	1.50	1.50
64	64	1.50	1.50	1.50	64	64	1.50	1.50	1.50
65	65	1.50	1.50	1.50	65	65	1.50	1.50	1.50
66	66	1.50	1.50	1.50	66	66	1.50	1.50	1.50
67	67	1.50	1.50	1.50	67	67	1.50	1.50	1.50
68	68	1.50	1.50	1.50	68	68	1.50	1.50	1.50
69	69	1.50	1.50	1.50	69	69	1.50	1.50	1.50
70	70	1.50	1.50	1.50	70	70	1.50	1.50	1.50
71	71	1.50	1.50	1.50	71	71	1.50	1.50	1.50
72	72	1.50	1.50	1.50	72	72	1.50	1.50	1.50
73	73	1.50	1.50	1.50	73	73	1.50	1.50	1.50
74	74	1.50	1.50	1.50	74	74	1.50	1.50	1.50
75	75	1.50	1.50	1.50	75	75	1.50	1.50	1.50
76	76	1.50	1.50	1.50	76	76	1.50	1.50	1.50
77	77	1.50	1.50	1.50	77	77	1.50	1.50	1.50
78	78	1.50	1.50	1.50	78	78	1.50	1.50	1.50
79	79	1.50	1.50	1.50	79	79	1.50	1.50	1.50
80	80	1.50	1.50	1.50	80	80	1.50	1.50	1.50
81	81	1.50	1.50	1.50	81	81	1.50	1.50	1.50
82	82	1.50	1.50	1.50	82	82	1.50	1.50	1.50
83	83	1.50	1.50	1.50	83	83	1.50	1.50	1.50



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

LIBRETA TOPOGRAFICA

MUNICIPALIDAD DE SANTA MARÍA NEBUJÍ

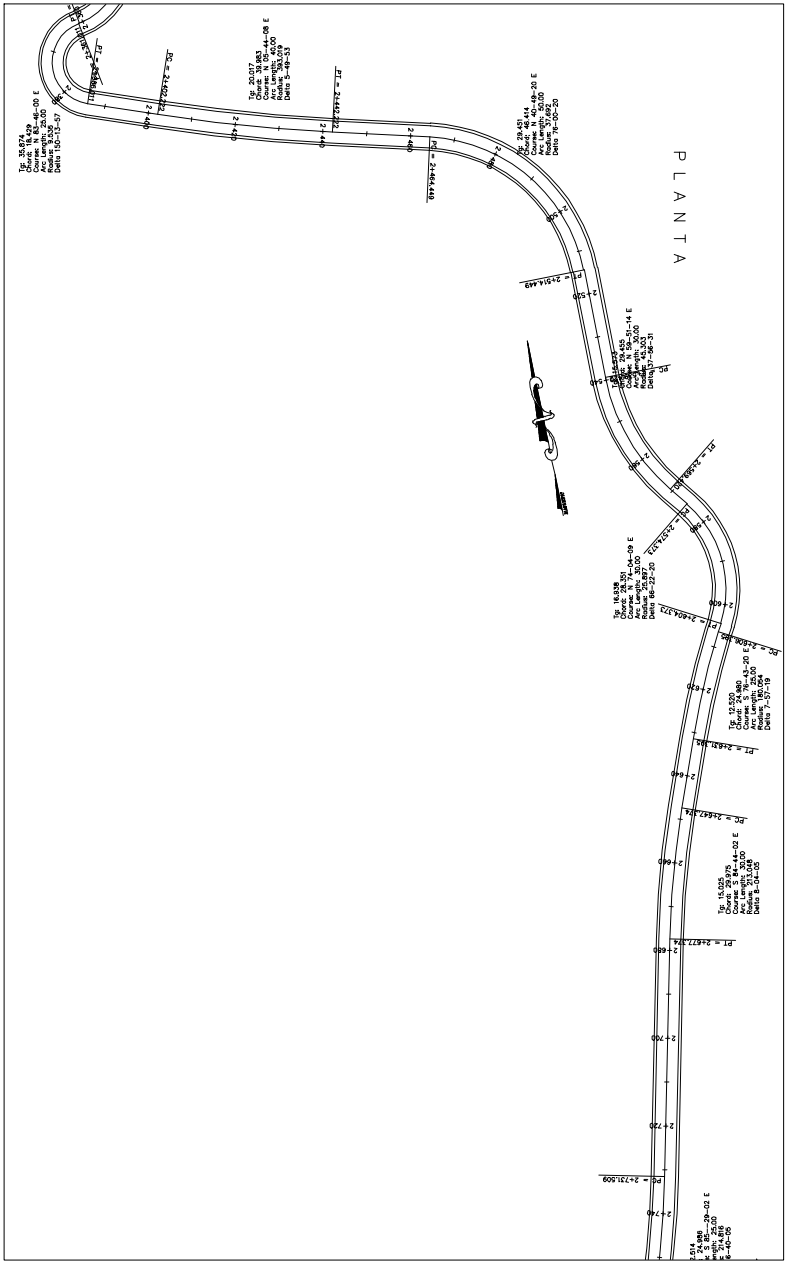
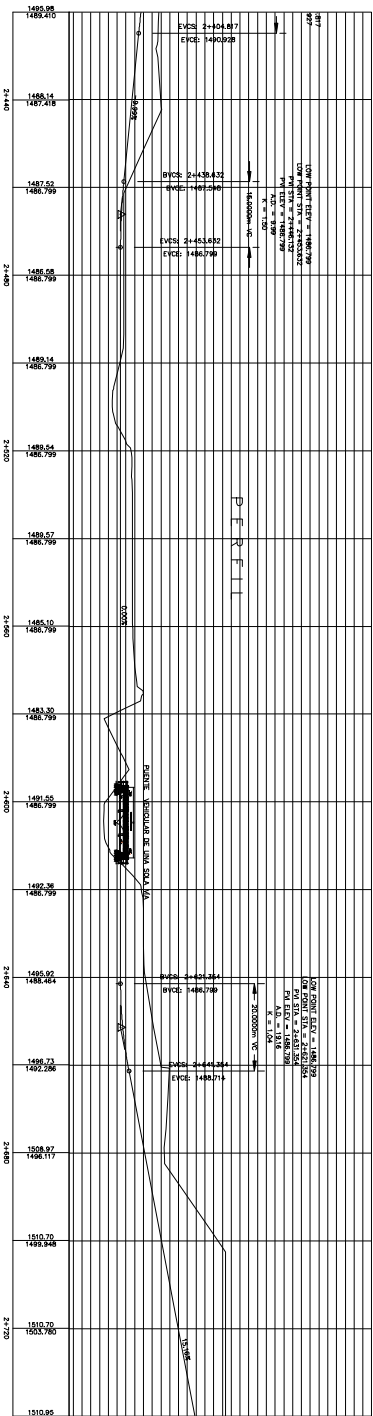
BRONJA DE CARRETERA
DESCRIBE LA ALDEA VERNERA JAHUJUA
SANTA MARÍA NEBUJÍ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHÉ

Proyecto: **PLANTA / PERFIL**

No. Proyecto: **925**

Ing. N. ACUÑA LLANUSA

ESTACION	ELEVACION	ESTACION	ELEVACION
2+140	1487.18	2+150	1497.000
2+141	1488.21	2+151	1497.500
2+142	1489.24	2+152	1497.900
2+143	1490.27	2+153	1498.300
2+144	1491.30	2+154	1498.700
2+145	1492.33	2+155	1499.100
2+146	1493.36	2+156	1499.500
2+147	1494.39	2+157	1499.900
2+148	1495.42	2+158	1500.300
2+149	1496.45	2+159	1500.700
2+150	1497.48	2+160	1501.100
2+151	1498.51	2+161	1501.500
2+152	1499.54	2+162	1501.900
2+153	1500.57	2+163	1502.300
2+154	1501.60	2+164	1502.700
2+155	1502.63	2+165	1503.100
2+156	1503.66	2+166	1503.500
2+157	1504.69	2+167	1503.900
2+158	1505.72	2+168	1504.300
2+159	1506.75	2+169	1504.700
2+160	1507.78	2+170	1505.100
2+161	1508.81	2+171	1505.500
2+162	1509.84	2+172	1505.900
2+163	1510.87	2+173	1506.300
2+164	1511.90	2+174	1506.700
2+165	1512.93	2+175	1507.100
2+166	1513.96	2+176	1507.500
2+167	1514.99	2+177	1507.900
2+168	1516.02	2+178	1508.300
2+169	1517.05	2+179	1508.700
2+170	1518.08	2+180	1509.100
2+171	1519.11	2+181	1509.500
2+172	1520.14	2+182	1509.900
2+173	1521.17	2+183	1510.300
2+174	1522.20	2+184	1510.700
2+175	1523.23	2+185	1511.100
2+176	1524.26	2+186	1511.500
2+177	1525.29	2+187	1511.900
2+178	1526.32	2+188	1512.300
2+179	1527.35	2+189	1512.700
2+180	1528.38	2+190	1513.100
2+181	1529.41	2+191	1513.500
2+182	1530.44	2+192	1513.900
2+183	1531.47	2+193	1514.300
2+184	1532.50	2+194	1514.700
2+185	1533.53	2+195	1515.100
2+186	1534.56	2+196	1515.500
2+187	1535.59	2+197	1515.900
2+188	1536.62	2+198	1516.300
2+189	1537.65	2+199	1516.700
2+190	1538.68	2+200	1517.100
2+191	1539.71	2+201	1517.500
2+192	1540.74	2+202	1517.900
2+193	1541.77	2+203	1518.300
2+194	1542.80	2+204	1518.700
2+195	1543.83	2+205	1519.100
2+196	1544.86	2+206	1519.500
2+197	1545.89	2+207	1519.900
2+198	1546.92	2+208	1520.300
2+199	1547.95	2+209	1520.700
2+200	1548.98	2+210	1521.100



ESTACION	ELEVACION	TIPO DE PUNTO
2+1400	1490.00	PI
2+1405	1489.40	PC
2+1410	1488.80	PT
2+1415	1488.20	PC
2+1420	1487.60	PI
2+1425	1487.00	PC
2+1430	1486.40	PT
2+1435	1485.80	PC
2+1440	1485.20	PI
2+1445	1484.60	PC
2+1450	1484.00	PT
2+1455	1483.40	PC
2+1460	1482.80	PI
2+1465	1482.20	PC
2+1470	1481.60	PT
2+1475	1481.00	PC
2+1480	1480.40	PI
2+1485	1479.80	PC
2+1490	1479.20	PT
2+1495	1478.60	PC
2+1500	1478.00	PI



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

No.	Asignatura / Materia	Puntos

MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARÍA NEBUJ

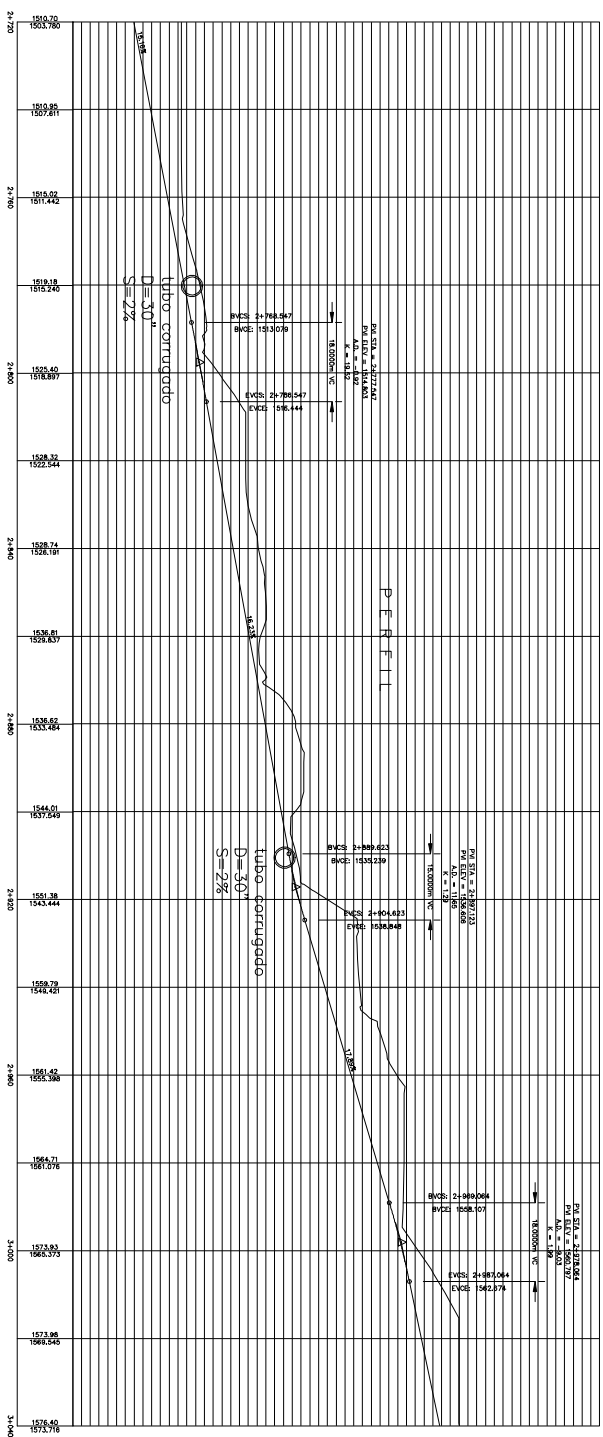
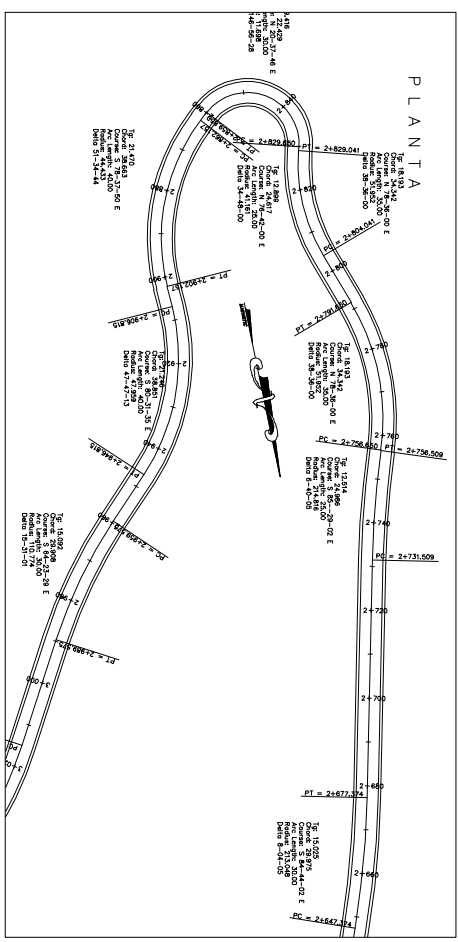
BREÑA DE CABRETERA
DESCRIBE LA ALDEA VERNERA JAHUHON
SANTA MARÍA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

Plantilla	Fecha	Hoja	Total
PLANTA / PERFIL	11/11/2014	1	1
No.	1025		

Esc. No. 1025

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	POS.	ALTIM.	EST.	ALTIM.
1	100	100.00	100	100.00
2	200	100.00	200	100.00
3	300	100.00	300	100.00
4	400	100.00	400	100.00
5	500	100.00	500	100.00
6	600	100.00	600	100.00
7	700	100.00	700	100.00
8	800	100.00	800	100.00
9	900	100.00	900	100.00
10	1000	100.00	1000	100.00
11	1100	100.00	1100	100.00
12	1200	100.00	1200	100.00
13	1300	100.00	1300	100.00
14	1400	100.00	1400	100.00
15	1500	100.00	1500	100.00
16	1600	100.00	1600	100.00
17	1700	100.00	1700	100.00
18	1800	100.00	1800	100.00
19	1900	100.00	1900	100.00
20	2000	100.00	2000	100.00
21	2100	100.00	2100	100.00
22	2200	100.00	2200	100.00
23	2300	100.00	2300	100.00
24	2400	100.00	2400	100.00
25	2500	100.00	2500	100.00
26	2600	100.00	2600	100.00
27	2700	100.00	2700	100.00
28	2800	100.00	2800	100.00
29	2900	100.00	2900	100.00
30	3000	100.00	3000	100.00
31	3100	100.00	3100	100.00
32	3200	100.00	3200	100.00
33	3300	100.00	3300	100.00
34	3400	100.00	3400	100.00
35	3500	100.00	3500	100.00
36	3600	100.00	3600	100.00
37	3700	100.00	3700	100.00
38	3800	100.00	3800	100.00
39	3900	100.00	3900	100.00
40	4000	100.00	4000	100.00
41	4100	100.00	4100	100.00
42	4200	100.00	4200	100.00
43	4300	100.00	4300	100.00
44	4400	100.00	4400	100.00
45	4500	100.00	4500	100.00
46	4600	100.00	4600	100.00
47	4700	100.00	4700	100.00
48	4800	100.00	4800	100.00
49	4900	100.00	4900	100.00
50	5000	100.00	5000	100.00



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

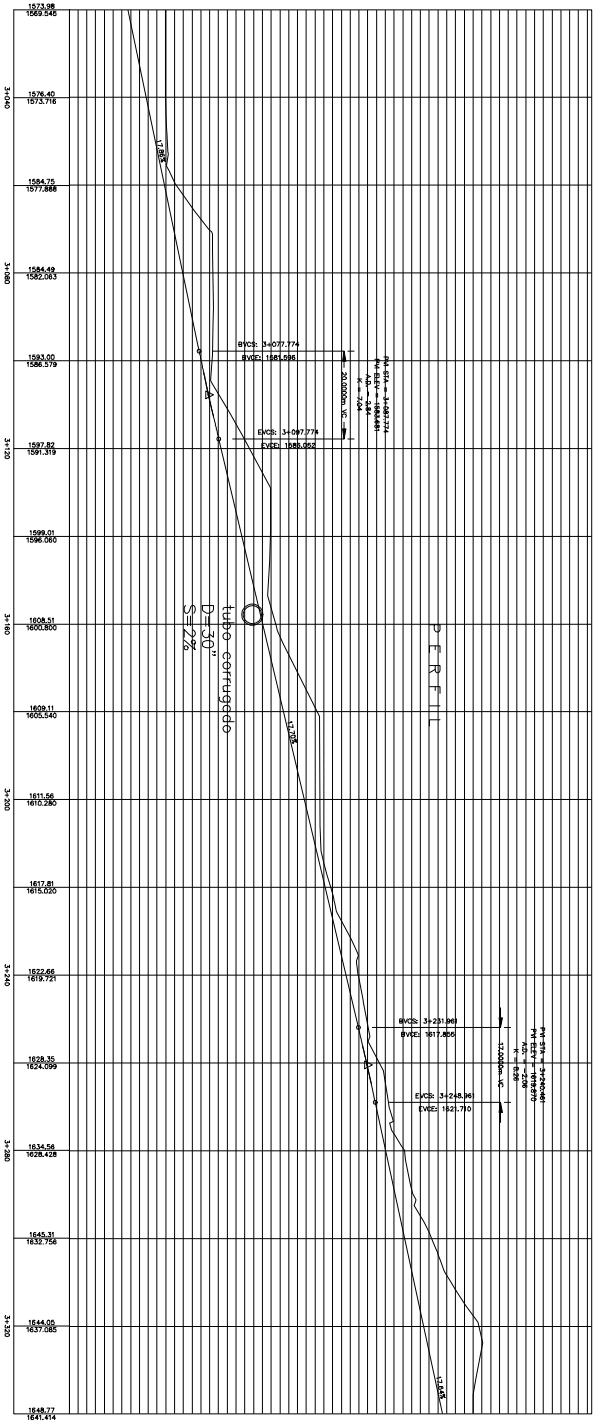
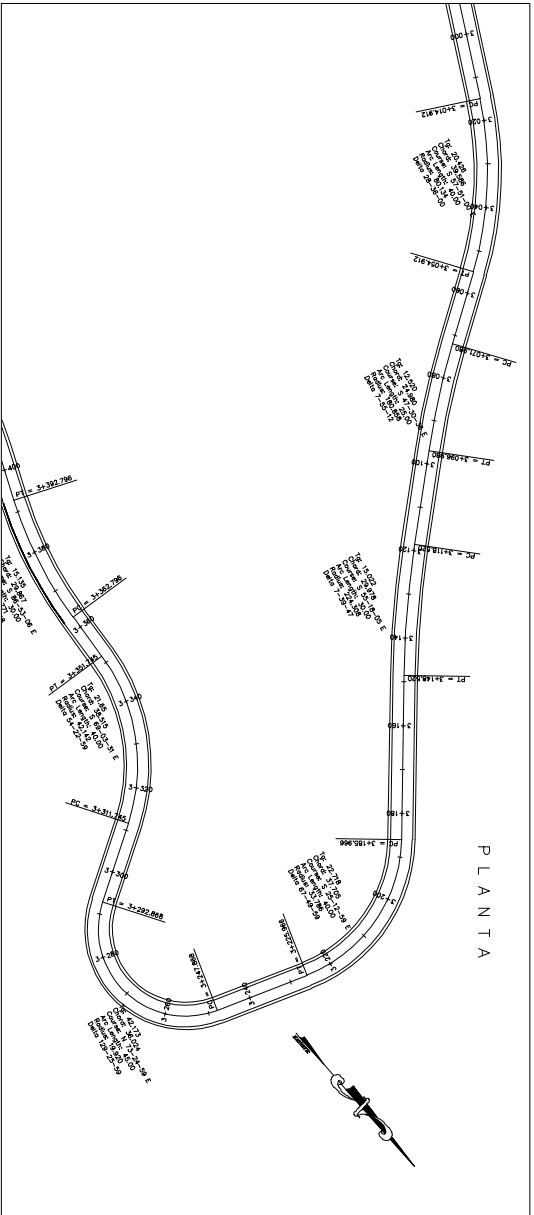


MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BARRIO DE CARRETERA
DISTRITO LA ALBA, VILLA VERDE
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

Columna	Fecha	Revisión	Por
PLANTA / PERFIL	11/11/2011	1	11/25
No.	11/25		

Esc. No. 142481000000



LIBERTA TOPOGRAFICA

ESTACION	ALTIMETRIA	SECCION	ALTIMETRIA
3+1040	1873.98	3+1040	1873.98
3+1050	1872.96	3+1050	1872.96
3+1060	1871.88	3+1060	1871.88
3+1070	1870.75	3+1070	1870.75
3+1080	1869.58	3+1080	1869.58
3+1090	1868.35	3+1090	1868.35
3+1100	1867.11	3+1100	1867.11
3+1110	1865.86	3+1110	1865.86
3+1120	1864.56	3+1120	1864.56
3+1130	1863.21	3+1130	1863.21
3+1140	1861.81	3+1140	1861.81
3+1150	1860.44	3+1150	1860.44
3+1160	1859.11	3+1160	1859.11
3+1170	1857.75	3+1170	1857.75
3+1180	1856.35	3+1180	1856.35
3+1190	1854.91	3+1190	1854.91
3+1200	1853.44	3+1200	1853.44
3+1210	1851.94	3+1210	1851.94
3+1220	1850.41	3+1220	1850.41
3+1230	1848.87	3+1230	1848.87

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

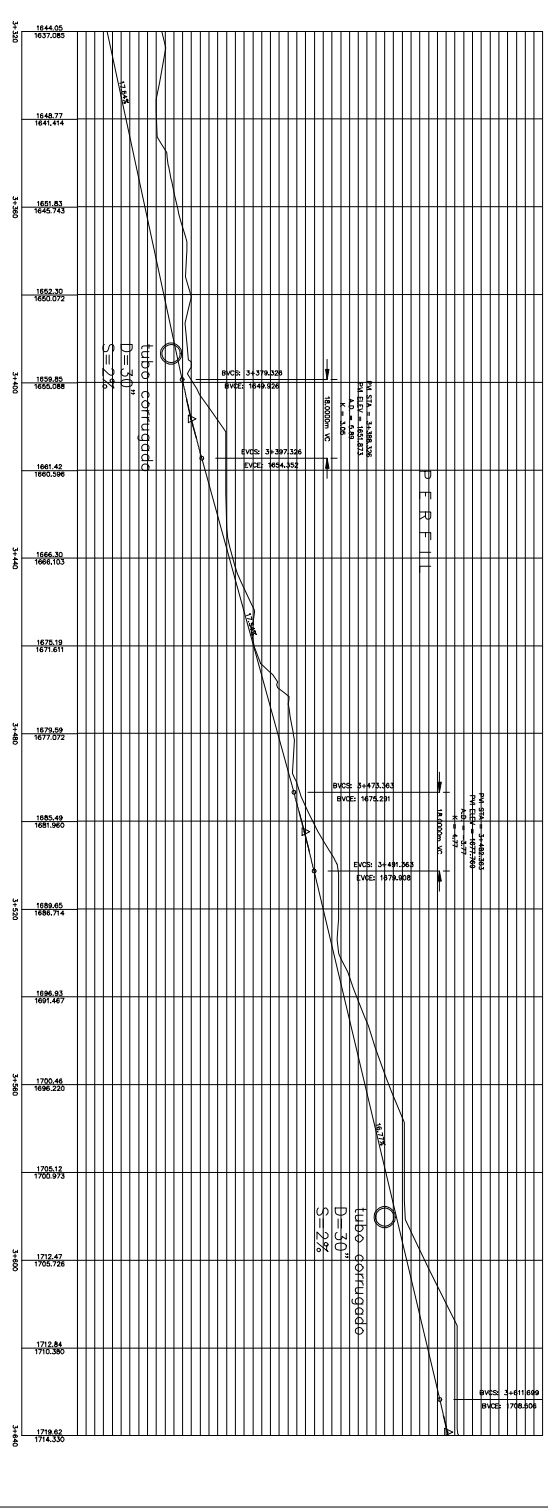
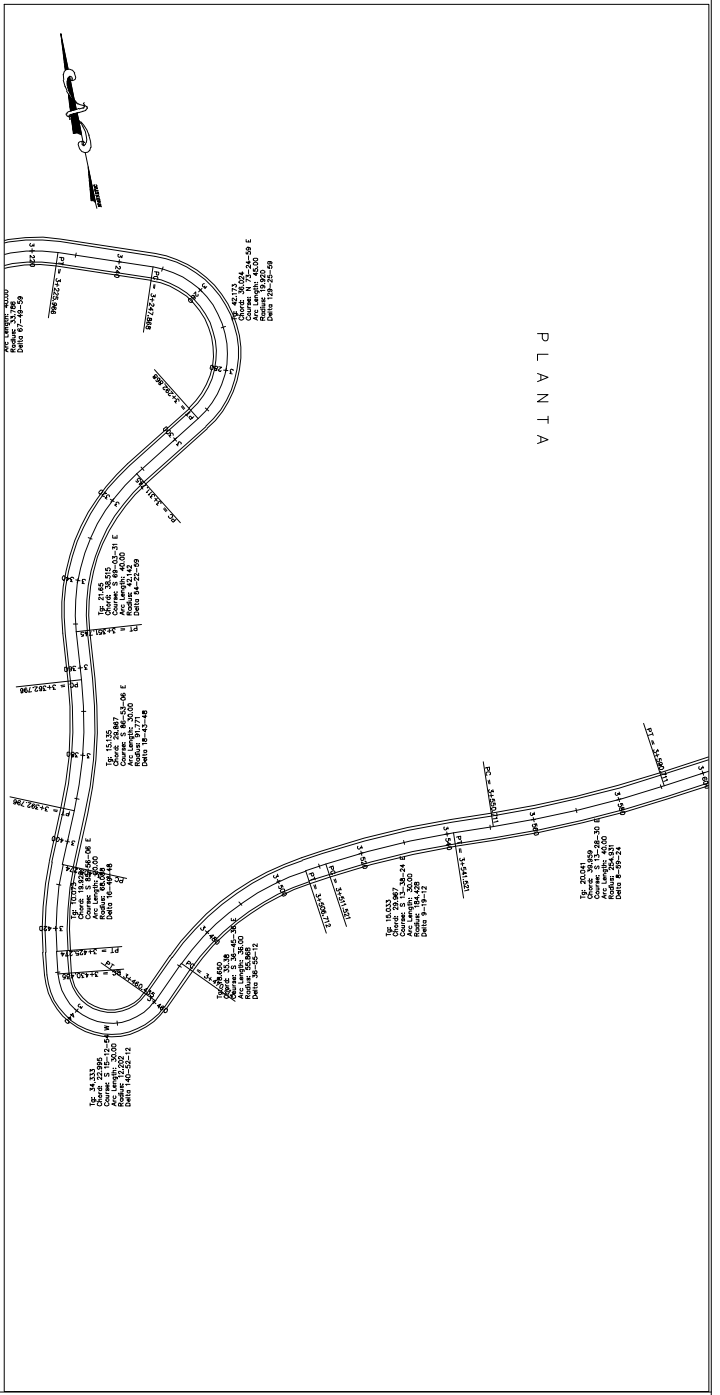


No.	Nombre y Apellido	Puesto
Provincia	MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA NEBUJ	

PROYECTO
BARRERA DE OBRERA
DESCRIBE LA ALDEA VIRREY JAHONJA
LA ALDEA SAN
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE QUICHE

Orden	Folio	Fecha
PLANTA / PERFIL	1118	11/11/11
	No.	1225

PLANTA



ESTACION	ALTIMETRIA	SEÑAL	ALTIMETRIA
3+400	1714.350	1	1714.350
3+395	1712.886	2	1712.886
3+390	1711.840	3	1711.840
3+385	1705.726	4	1705.726
3+380	1708.150	5	1708.150
3+375	1696.220	6	1696.220
3+370	1700.460	7	1700.460
3+365	1890.499	8	1890.499
3+360	1888.174	9	1888.174
3+355	1889.650	10	1889.650
3+350	1885.480	11	1885.480
3+345	1877.072	12	1877.072
3+340	1879.090	13	1879.090
3+335	1871.510	14	1871.510
3+330	1878.590	15	1878.590
3+325	1868.033	16	1868.033
3+320	1866.300	17	1866.300
3+315	1860.046	18	1860.046
3+310	1859.800	19	1859.800
3+305	1846.743	20	1846.743
3+300	1844.050	21	1844.050

LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



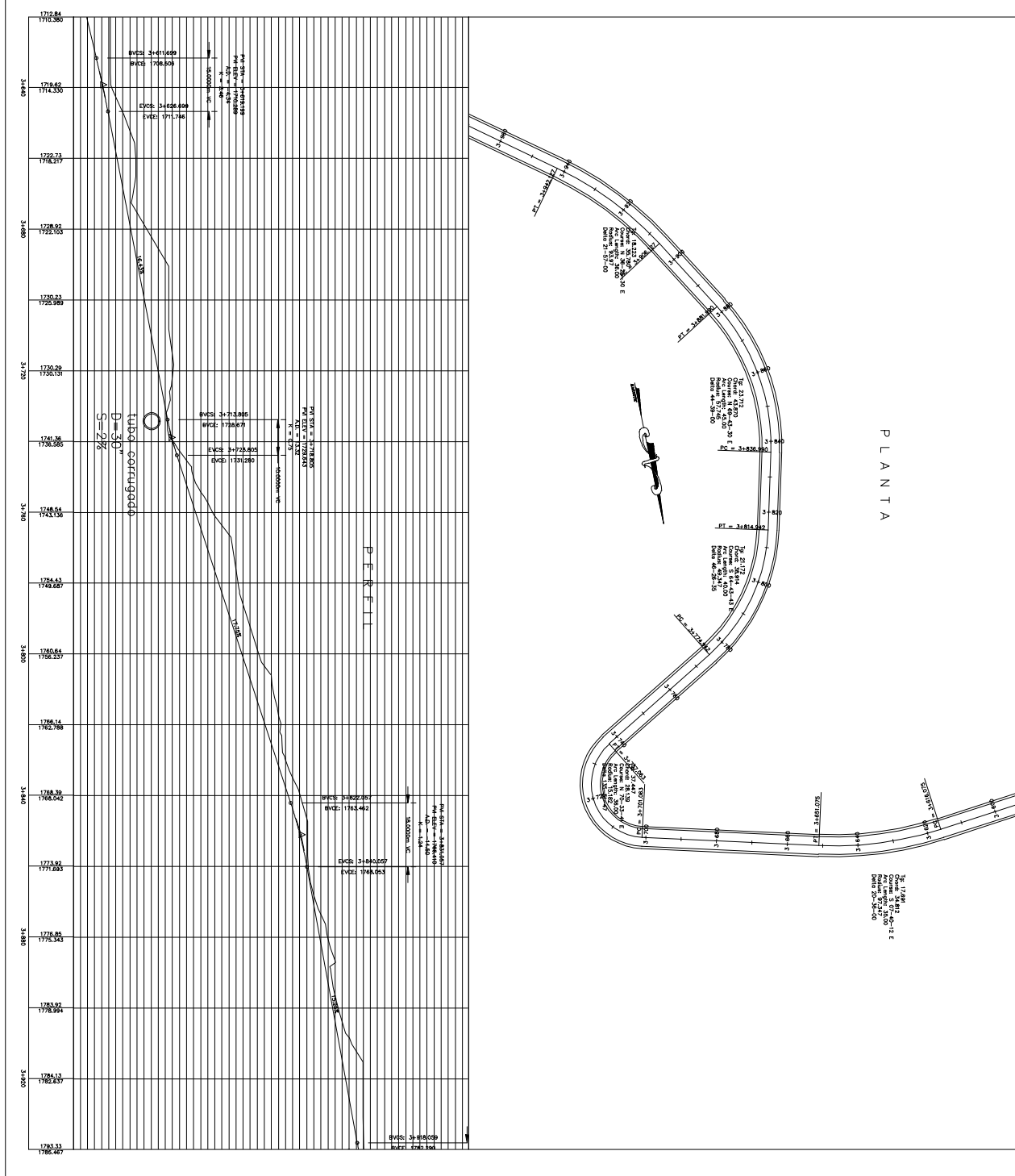
MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BRECHA DE CARRETERA
DESDE LA ALDEA VIVEROS JAJHONA
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLANETA / PERFIL

No. 12/25

Esc. No. 12/25



LIBRETA TOPOGRAFICA

ESTACION	ALTIMETRIA	ESTACION	ALTIMETRIA
1712.84	1712.86	1768.32	1768.34
1714.30	1714.32	1773.82	1773.84
1718.62	1718.64	1776.85	1776.87
1722.73	1722.75	1784.12	1784.14
1728.97	1728.99		
1730.23	1730.25		
1732.29	1732.31		
1736.58	1736.60		
1748.54	1748.56		
1754.52	1754.54		
1760.64	1760.66		
1768.32	1768.34		
1773.82	1773.84		
1776.85	1776.87		
1782.33	1782.35		

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

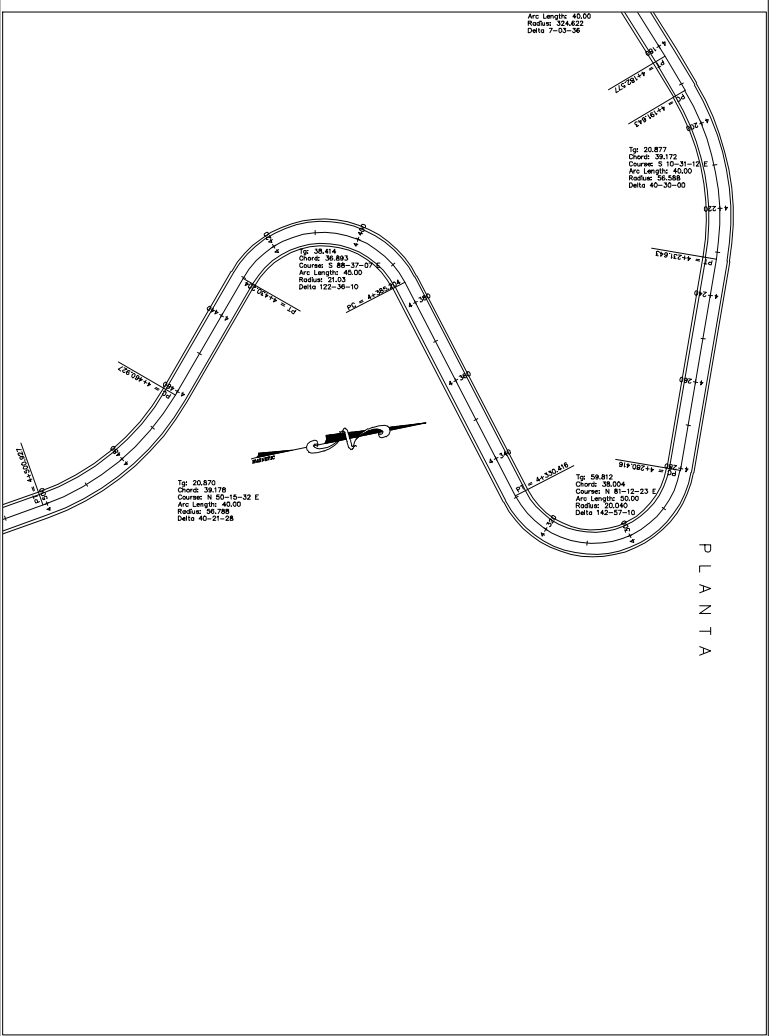
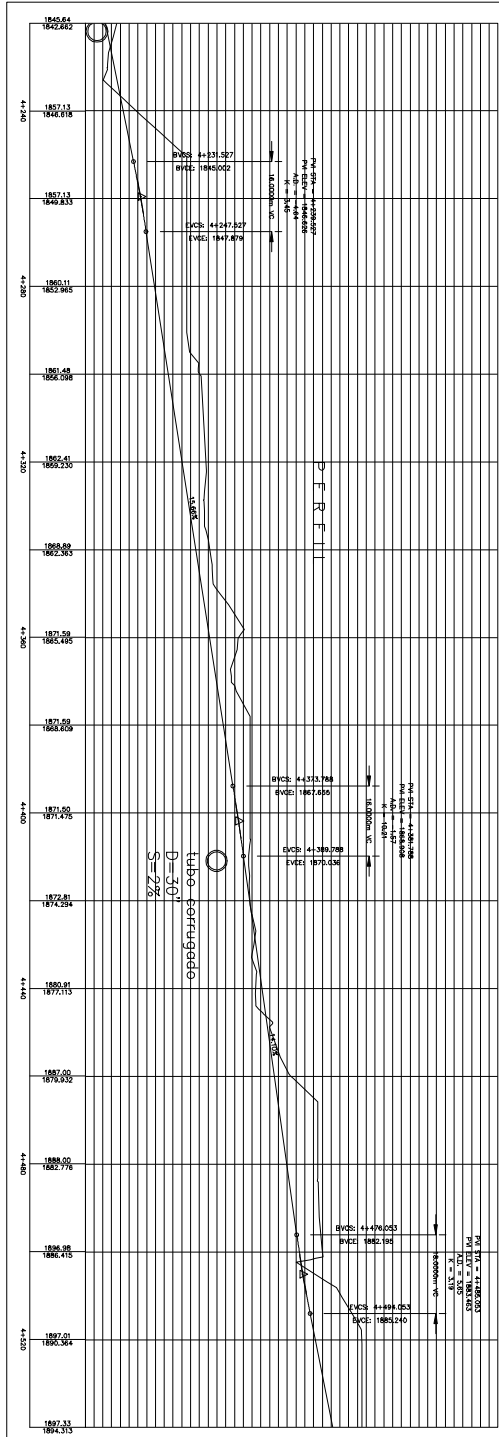


MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BARRIO DE CARRETERA
DISTRITO LA ALDEA UNIVERSIDAD JAJHONA
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLANETA / PERFIL
No. 14/25

Esc. No. 14/25



P L A N T A

Estación	Elevación	Observaciones
4+200	1873.35	
4+210	1873.35	
4+220	1873.35	
4+230	1873.35	
4+240	1873.35	
4+250	1873.35	
4+260	1873.35	
4+270	1873.35	
4+280	1873.35	
4+290	1873.35	
4+300	1873.35	
4+310	1873.35	
4+320	1873.35	
4+330	1873.35	
4+340	1873.35	
4+350	1873.35	

LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

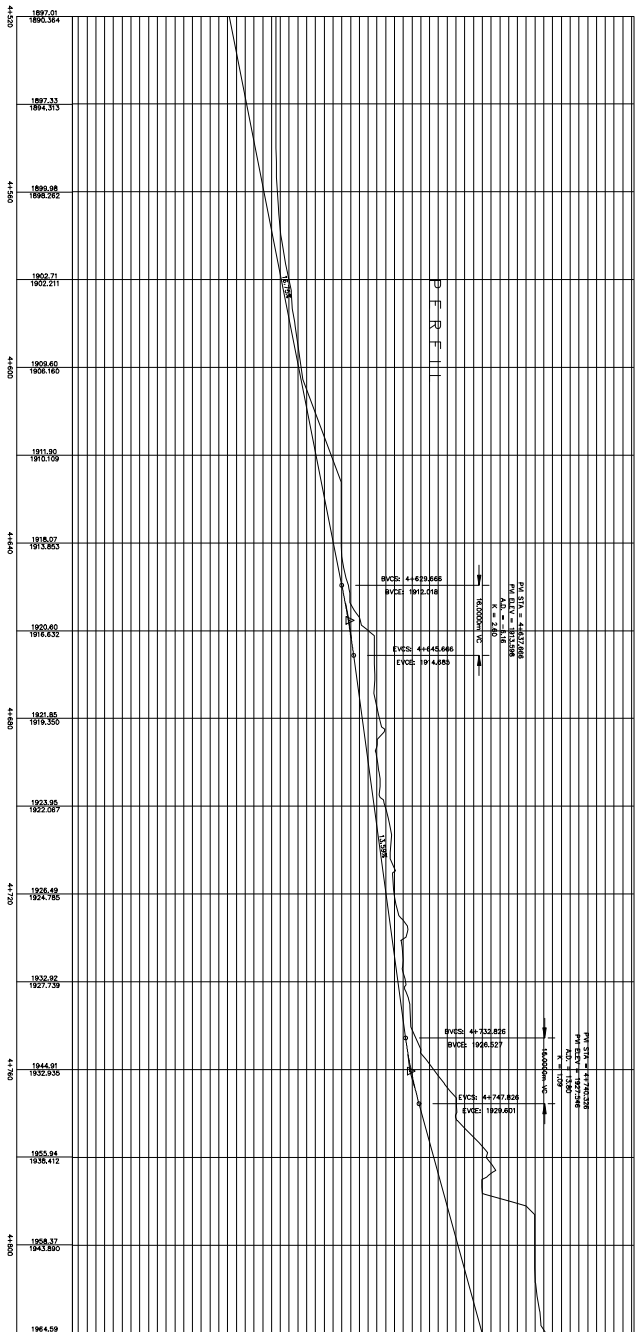
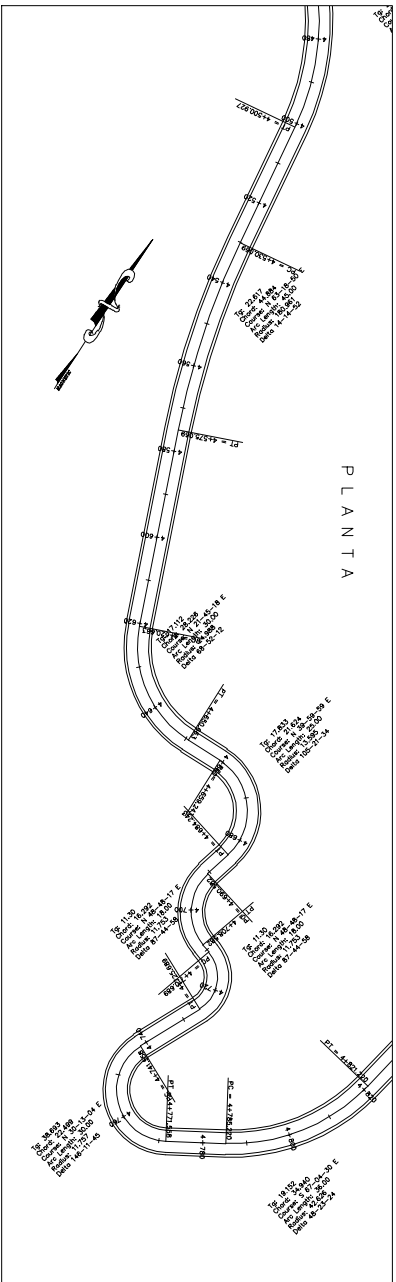


MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARÍA NEBUJ

BARRIO DE CARRETERA
EN EL CANTON DE LA ALDEA VIEJA
SANTA MARÍA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLANTA / PERFIL
No. 1025

IN. N.º. 1025



EST. INICIAL	EST. FINAL	EST. INICIAL	EST. FINAL
128	129	128	129
129	130	129	130
130	131	130	131
131	132	131	132
132	133	132	133
133	134	133	134
134	135	134	135
135	136	135	136
136	137	136	137
137	138	137	138
138	139	138	139
139	140	139	140
140	141	140	141
141	142	141	142
142	143	142	143
143	144	143	144
144	145	144	145
145	146	145	146
146	147	146	147
147	148	147	148
148	149	148	149
149	150	149	150
150	151	150	151
151	152	151	152
152	153	152	153
153	154	153	154
154	155	154	155
155	156	155	156
156	157	156	157
157	158	157	158
158	159	158	159
159	160	159	160
160	161	160	161
161	162	161	162
162	163	162	163
163	164	163	164
164	165	164	165
165	166	165	166
166	167	166	167
167	168	167	168
168	169	168	169
169	170	169	170
170	171	170	171
171	172	171	172
172	173	172	173
173	174	173	174
174	175	174	175
175	176	175	176
176	177	176	177
177	178	177	178
178	179	178	179
179	180	179	180
180	181	180	181
181	182	181	182
182	183	182	183
183	184	183	184
184	185	184	185
185	186	185	186
186	187	186	187
187	188	187	188
188	189	188	189
189	190	189	190
190	191	190	191
191	192	191	192
192	193	192	193
193	194	193	194
194	195	194	195
195	196	195	196
196	197	196	197
197	198	197	198
198	199	198	199
199	200	199	200
200	201	200	201
201	202	201	202
202	203	202	203
203	204	203	204
204	205	204	205
205	206	205	206
206	207	206	207
207	208	207	208
208	209	208	209
209	210	209	210
210	211	210	211
211	212	211	212
212	213	212	213
213	214	213	214
214	215	214	215
215	216	215	216
216	217	216	217
217	218	217	218
218	219	218	219
219	220	219	220
220	221	220	221
221	222	221	222
222	223	222	223
223	224	223	224
224	225	224	225
225	226	225	226
226	227	226	227
227	228	227	228
228	229	228	229
229	230	229	230
230	231	230	231
231	232	231	232
232	233	232	233
233	234	233	234
234	235	234	235
235	236	235	236
236	237	236	237
237	238	237	238
238	239	238	239
239	240	239	240
240	241	240	241
241	242	241	242
242	243	242	243
243	244	243	244
244	245	244	245
245	246	245	246
246	247	246	247
247	248	247	248
248	249	248	249
249	250	249	250
250	251	250	251
251	252	251	252
252	253	252	253
253	254	253	254
254	255	254	255
255	256	255	256
256	257	256	257
257	258	257	258
258	259	258	259
259	260	259	260
260	261	260	261
261	262	261	262
262	263	262	263
263	264	263	264
264	265	264	265
265	266	265	266
266	267	266	267
267	268	267	268
268	269	268	269
269	270	269	270
270	271	270	271
271	272	271	272
272	273	272	273
273	274	273	274
274	275	274	275
275	276	275	276
276	277	276	277
277	278	277	278
278	279	278	279
279	280	279	280
280	281	280	281
281	282	281	282
282	283	282	283
283	284	283	284
284	285	284	285
285	286	285	286
286	287	286	287
287	288	287	288
288	289	288	289
289	290	289	290
290	291	290	291
291	292	291	292
292	293	292	293
293	294	293	294
294	295	294	295
295	296	295	296
296	297	296	297
297	298	297	298
298	299	298	299
299	300	299	300

LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

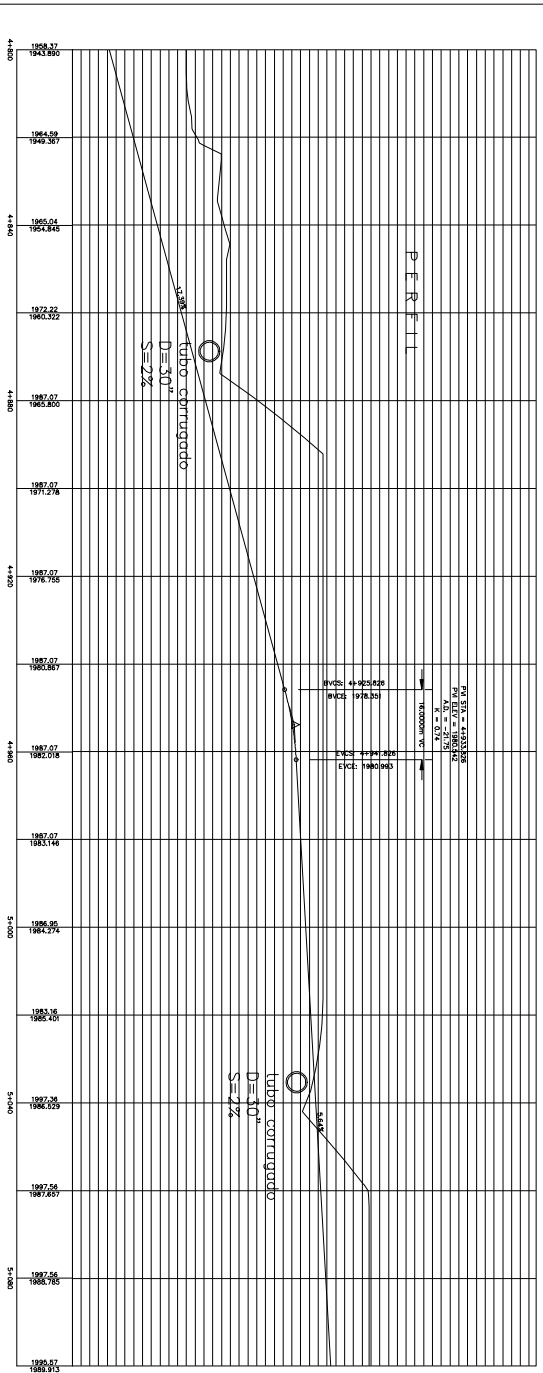
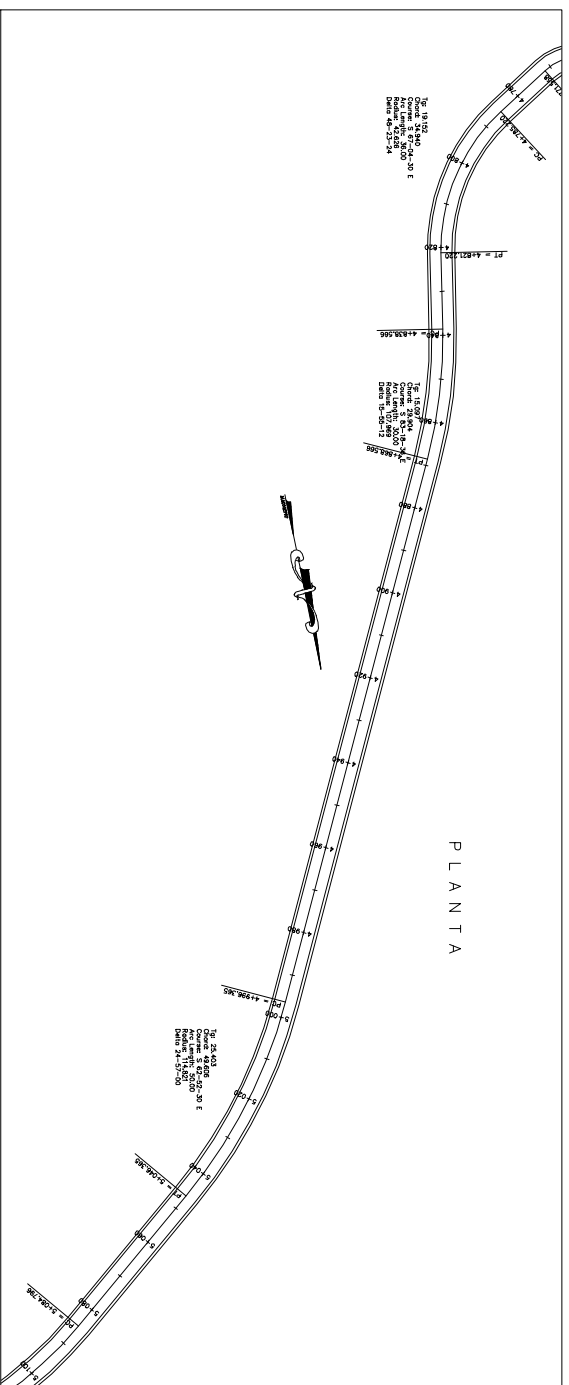


MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARÍA NEBUJ

BRECHA DE CARRETERA
DESDE LA ALDEA VIVERON JAHONJA
SANTA MARÍA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLANTA / PERFIL
No. 17/26

IN. N.º. AGUINALBÁN



No.
 Autoridad y/o institución
 Fecha

Proyecto
MUNICIPALIDAD DE SANTA MARÍA NEBUJ

Patrocinador
BRECHA DE CARRETERA ENTRE LA ALDEA VIVEROS JAHWONA SANTA MARÍA NEBUJ DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

Objetivo
PLANTA / PERFIL

No. de autorización
 No. de expediente

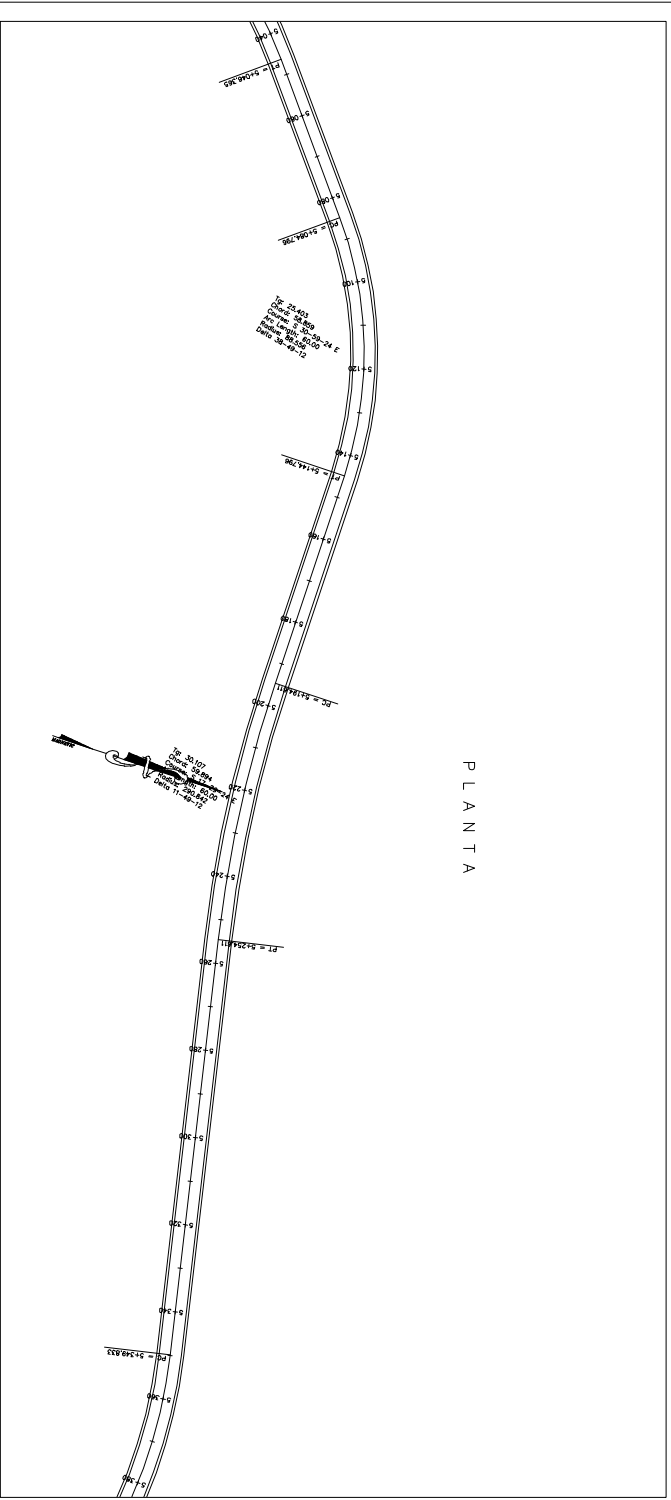
LIBRETA TOPOGRAFICA

ESTACION	ALTIMETRIA	PLANIMETRIA
44+800	1929.20	100.00
44+850	1927.22	100.00
44+900	1925.00	100.00
44+950	1922.22	100.00
45+000	1920.00	100.00
45+050	1918.00	100.00
45+100	1916.00	100.00
45+150	1914.00	100.00
45+200	1912.00	100.00
45+250	1910.00	100.00
45+300	1908.00	100.00
45+350	1906.00	100.00
45+400	1904.00	100.00
45+450	1902.00	100.00
45+500	1900.00	100.00
45+550	1898.00	100.00
45+600	1896.00	100.00
45+650	1894.00	100.00
45+700	1892.00	100.00
45+750	1890.00	100.00
45+800	1888.00	100.00
45+850	1886.00	100.00
45+900	1884.00	100.00
45+950	1882.00	100.00
50+000	1880.00	100.00
50+050	1878.00	100.00
50+100	1876.00	100.00
50+150	1874.00	100.00
50+200	1872.00	100.00
50+250	1870.00	100.00
50+300	1868.00	100.00
50+350	1866.00	100.00
50+400	1864.00	100.00
50+450	1862.00	100.00
50+500	1860.00	100.00
50+550	1858.00	100.00
50+600	1856.00	100.00
50+650	1854.00	100.00
50+700	1852.00	100.00
50+750	1850.00	100.00
50+800	1848.00	100.00
50+850	1846.00	100.00
50+900	1844.00	100.00
50+950	1842.00	100.00
51+000	1840.00	100.00

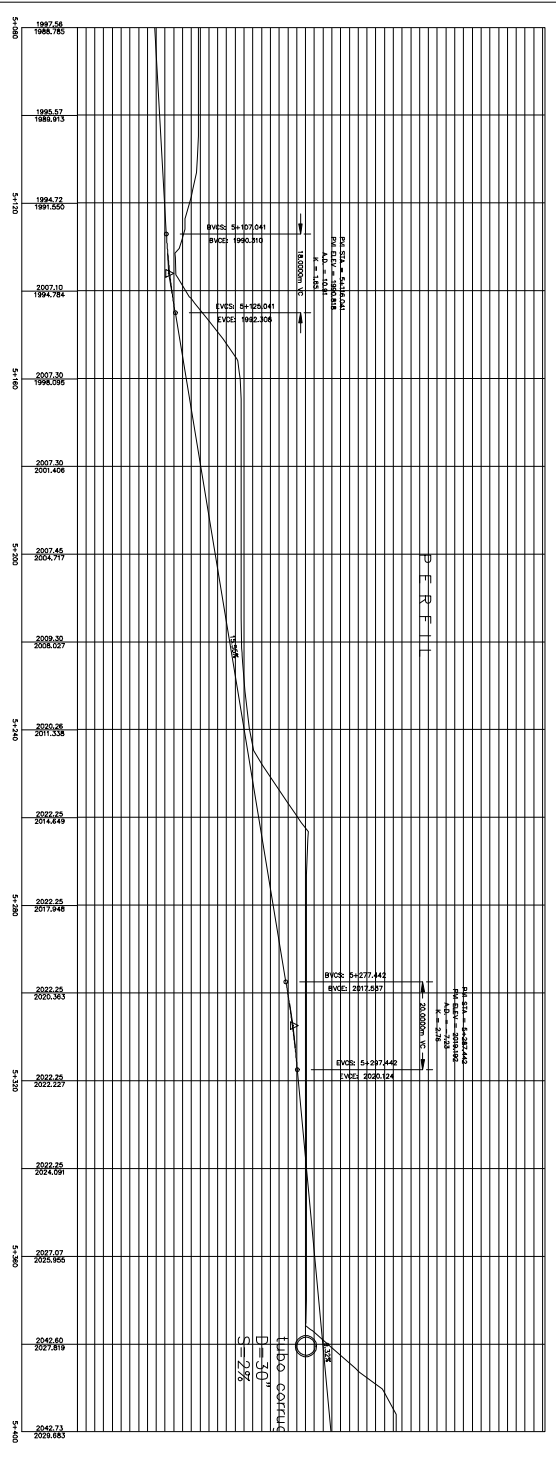


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA

No. de expediente



PLAN TA



PERFIL

ESTACION	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA
0+00	2042.71	2042.71	2042.71
0+10	2043.00	2043.00	2043.00
0+20	2043.50	2043.50	2043.50
0+30	2044.00	2044.00	2044.00



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

LIBRETA TOPOGRAFICA

MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBUJ

BARRIO DE CARRETERA
DEBEN LA ALDEA UNIVERSIDAD JAJAHUA
SANTA MARIA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLAN TA / PERFIL
No. 1925

No. 1925

No.	Fecha	Descripción
1	15/01/2005	Topografía
2	16/01/2005	Topografía
3	17/01/2005	Topografía
4	18/01/2005	Topografía
5	19/01/2005	Topografía
6	20/01/2005	Topografía
7	21/01/2005	Topografía
8	22/01/2005	Topografía
9	23/01/2005	Topografía
10	24/01/2005	Topografía
11	25/01/2005	Topografía
12	26/01/2005	Topografía
13	27/01/2005	Topografía
14	28/01/2005	Topografía
15	29/01/2005	Topografía
16	30/01/2005	Topografía
17	31/01/2005	Topografía
18	01/02/2005	Topografía
19	02/02/2005	Topografía
20	03/02/2005	Topografía
21	04/02/2005	Topografía
22	05/02/2005	Topografía
23	06/02/2005	Topografía
24	07/02/2005	Topografía
25	08/02/2005	Topografía
26	09/02/2005	Topografía
27	10/02/2005	Topografía
28	11/02/2005	Topografía
29	12/02/2005	Topografía
30	13/02/2005	Topografía
31	14/02/2005	Topografía
32	15/02/2005	Topografía
33	16/02/2005	Topografía
34	17/02/2005	Topografía
35	18/02/2005	Topografía
36	19/02/2005	Topografía
37	20/02/2005	Topografía
38	21/02/2005	Topografía
39	22/02/2005	Topografía
40	23/02/2005	Topografía
41	24/02/2005	Topografía
42	25/02/2005	Topografía
43	26/02/2005	Topografía
44	27/02/2005	Topografía
45	28/02/2005	Topografía
46	29/02/2005	Topografía
47	30/02/2005	Topografía
48	31/02/2005	Topografía
49	01/03/2005	Topografía
50	02/03/2005	Topografía
51	03/03/2005	Topografía
52	04/03/2005	Topografía
53	05/03/2005	Topografía
54	06/03/2005	Topografía
55	07/03/2005	Topografía
56	08/03/2005	Topografía
57	09/03/2005	Topografía
58	10/03/2005	Topografía
59	11/03/2005	Topografía
60	12/03/2005	Topografía
61	13/03/2005	Topografía
62	14/03/2005	Topografía
63	15/03/2005	Topografía
64	16/03/2005	Topografía
65	17/03/2005	Topografía
66	18/03/2005	Topografía
67	19/03/2005	Topografía
68	20/03/2005	Topografía
69	21/03/2005	Topografía
70	22/03/2005	Topografía
71	23/03/2005	Topografía
72	24/03/2005	Topografía
73	25/03/2005	Topografía
74	26/03/2005	Topografía
75	27/03/2005	Topografía
76	28/03/2005	Topografía
77	29/03/2005	Topografía
78	30/03/2005	Topografía
79	31/03/2005	Topografía
80	01/04/2005	Topografía
81	02/04/2005	Topografía
82	03/04/2005	Topografía
83	04/04/2005	Topografía
84	05/04/2005	Topografía
85	06/04/2005	Topografía
86	07/04/2005	Topografía
87	08/04/2005	Topografía
88	09/04/2005	Topografía
89	10/04/2005	Topografía
90	11/04/2005	Topografía
91	12/04/2005	Topografía
92	13/04/2005	Topografía
93	14/04/2005	Topografía
94	15/04/2005	Topografía
95	16/04/2005	Topografía
96	17/04/2005	Topografía
97	18/04/2005	Topografía
98	19/04/2005	Topografía
99	20/04/2005	Topografía
100	21/04/2005	Topografía
101	22/04/2005	Topografía
102	23/04/2005	Topografía
103	24/04/2005	Topografía
104	25/04/2005	Topografía
105	26/04/2005	Topografía
106	27/04/2005	Topografía
107	28/04/2005	Topografía
108	29/04/2005	Topografía
109	30/04/2005	Topografía
110	01/05/2005	Topografía
111	02/05/2005	Topografía
112	03/05/2005	Topografía
113	04/05/2005	Topografía
114	05/05/2005	Topografía
115	06/05/2005	Topografía
116	07/05/2005	Topografía
117	08/05/2005	Topografía
118	09/05/2005	Topografía
119	10/05/2005	Topografía
120	11/05/2005	Topografía
121	12/05/2005	Topografía
122	13/05/2005	Topografía
123	14/05/2005	Topografía
124	15/05/2005	Topografía
125	16/05/2005	Topografía
126	17/05/2005	Topografía
127	18/05/2005	Topografía
128	19/05/2005	Topografía
129	20/05/2005	Topografía
130	21/05/2005	Topografía
131	22/05/2005	Topografía
132	23/05/2005	Topografía
133	24/05/2005	Topografía
134	25/05/2005	Topografía
135	26/05/2005	Topografía
136	27/05/2005	Topografía
137	28/05/2005	Topografía
138	29/05/2005	Topografía
139	30/05/2005	Topografía
140	31/05/2005	Topografía
141	01/06/2005	Topografía
142	02/06/2005	Topografía
143	03/06/2005	Topografía
144	04/06/2005	Topografía
145	05/06/2005	Topografía
146	06/06/2005	Topografía
147	07/06/2005	Topografía
148	08/06/2005	Topografía
149	09/06/2005	Topografía
150	10/06/2005	Topografía

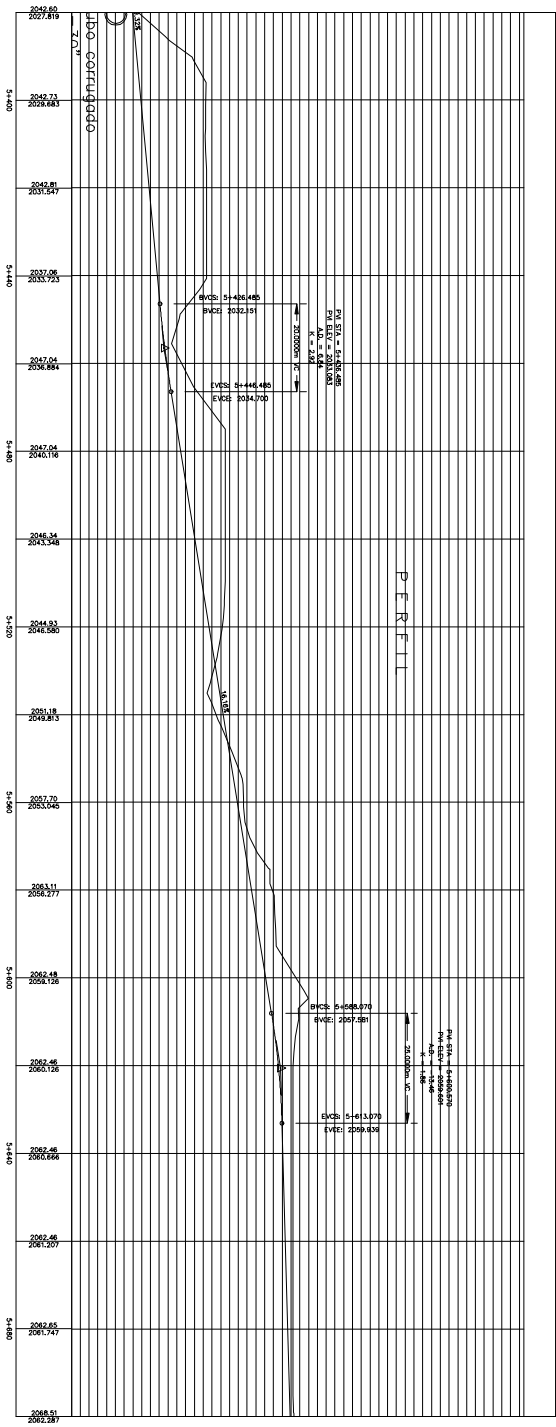
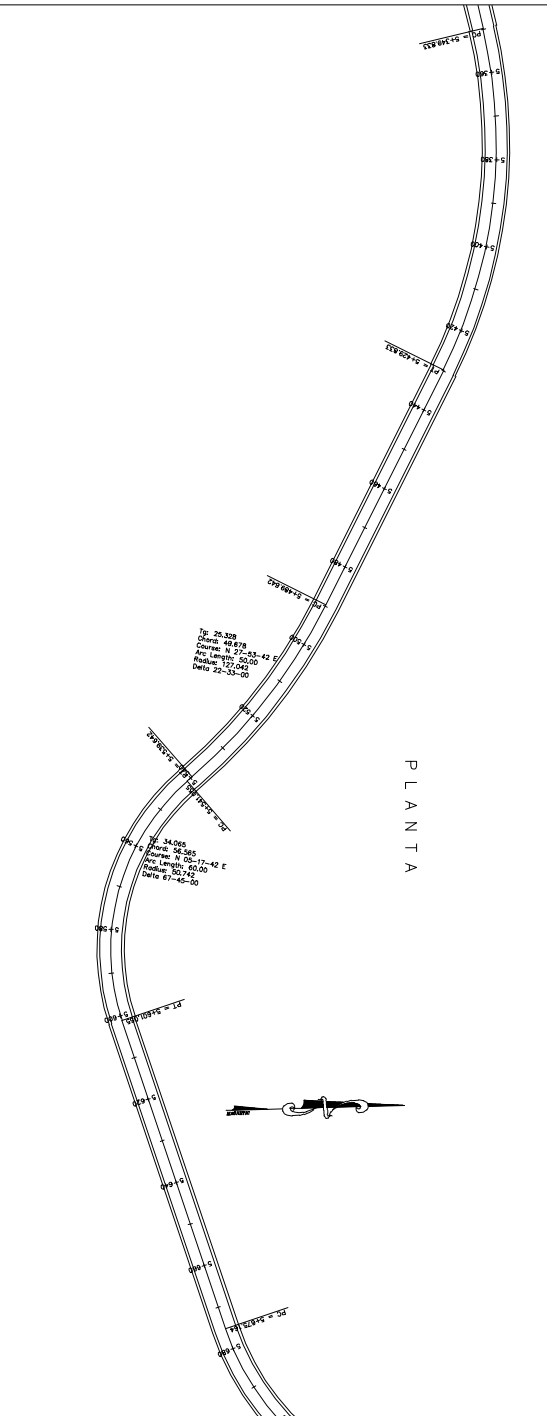
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

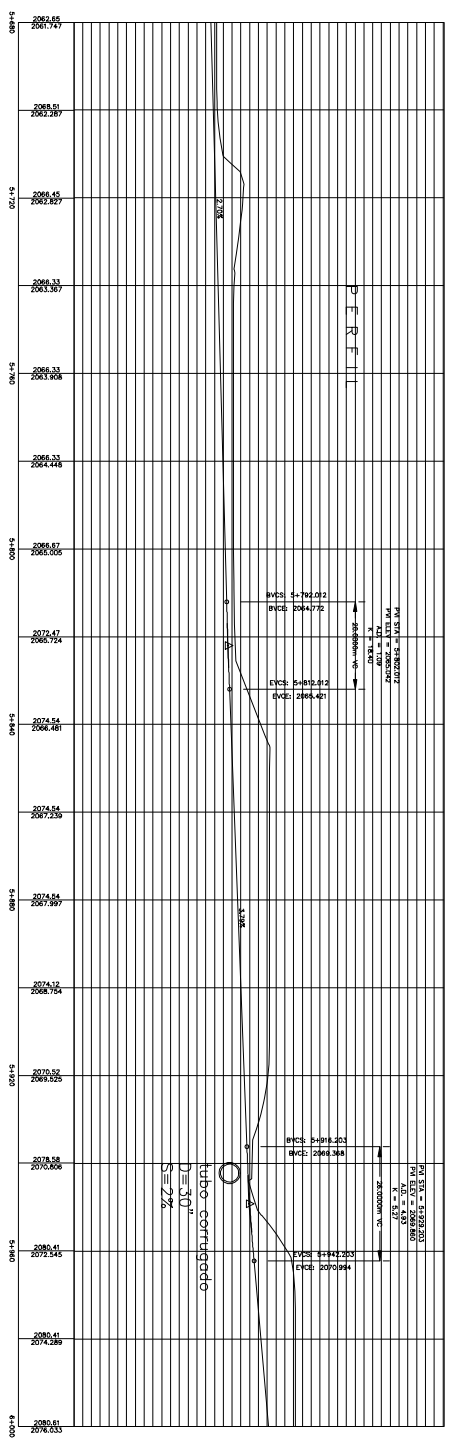
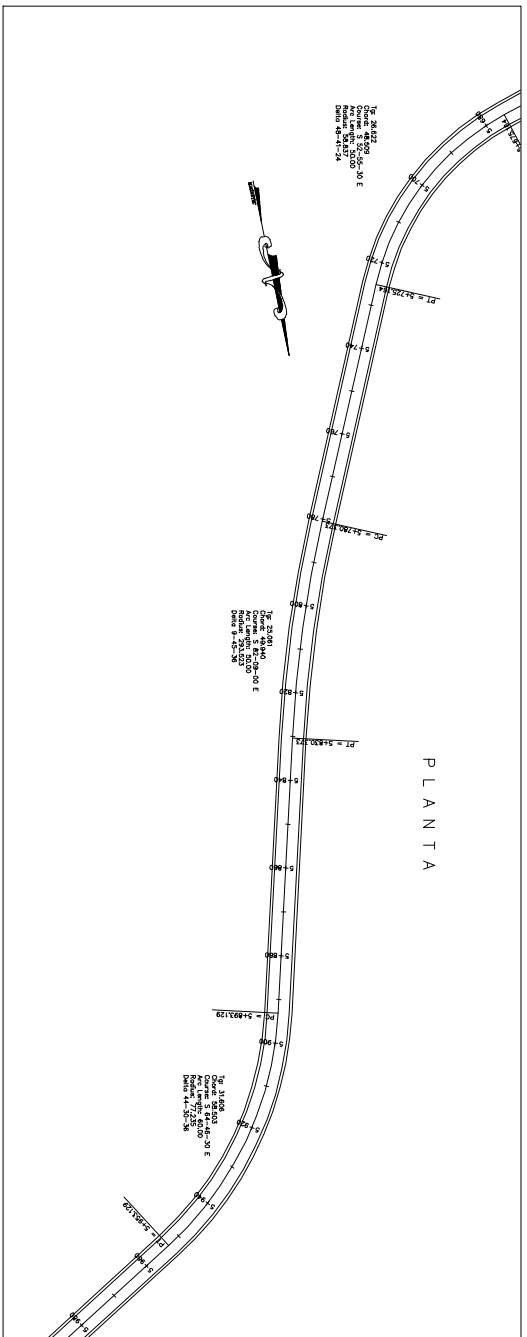


MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARÍA NEBUJ

BARRIO DE GARRETERA
DEPARTAMENTO DE LA ALDEA VIVERONA JAJAHONA
LA ALDEA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE B. QUICHE

PLANETA / PERFIL
No. 2005





LIBRETA TOPOGRAFICA

EST. 19	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 20	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 21	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 22	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 23	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 24	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 25	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 26	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 27	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 28	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 29	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 30	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 31	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 32	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 33	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 34	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 35	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 36	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 37	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 38	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 39	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 40	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 41	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 42	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 43	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 44	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 45	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 46	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 47	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 48	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 49	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 50	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 51	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 52	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 53	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 54	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 55	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 56	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 57	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 58	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 59	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 60	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 61	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 62	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 63	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 64	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 65	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 66	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 67	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 68	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 69	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 70	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 71	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 72	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 73	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 74	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 75	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 76	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 77	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 78	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 79	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 80	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 81	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 82	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 83	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 84	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 85	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 86	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 87	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 88	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 89	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 90	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 91	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 92	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 93	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 94	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 95	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 96	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 97	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 98	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 99	2074.285	2074.285	2074.285
EST. 100	2074.285	2074.285	2074.285



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

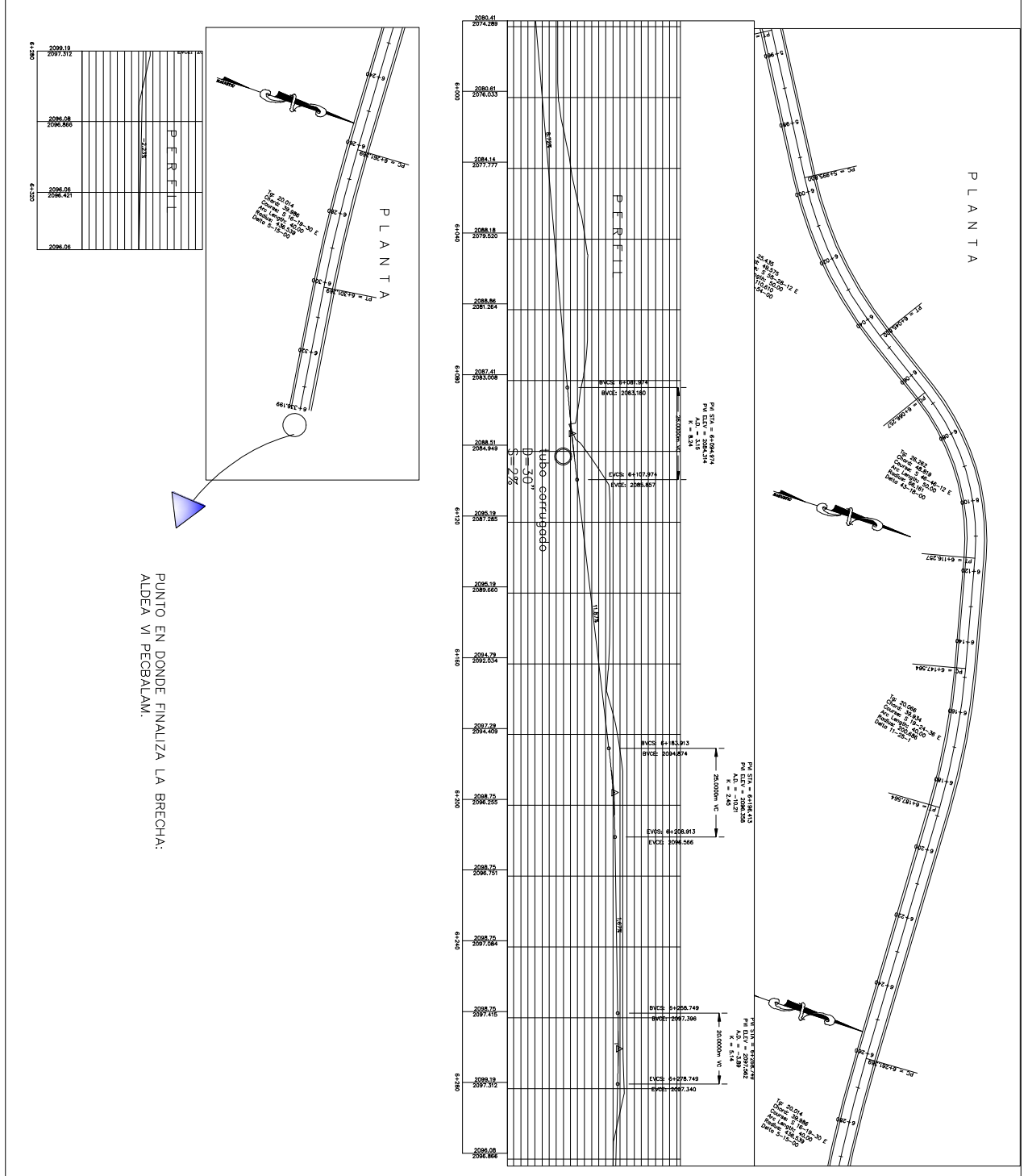
No.	Autógrafo / Modificación	Fecha

MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARÍA NEBUJ

Proyecto
BARRIO DE CARRETERA
DESDE LA ALDEA UNIVERSIDAD JUNCHO
SANTA MARÍA NEBUJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

Colaborador	Fecha	Hoja	Total
PLANTA / PERFIL	21/12/25	1	1
Nº	Nº	Nº	Nº
21/25	21/25	21/25	21/25

No. AUTOGRAFIA: No. No. AUTOGRAFIA: No. No. AUTOGRAFIA:



LIBRETA TOPOGRAFICA

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110
111	112	113	114	115	116	117	118	119	120
121	122	123	124	125	126	127	128	129	130
131	132	133	134	135	136	137	138	139	140

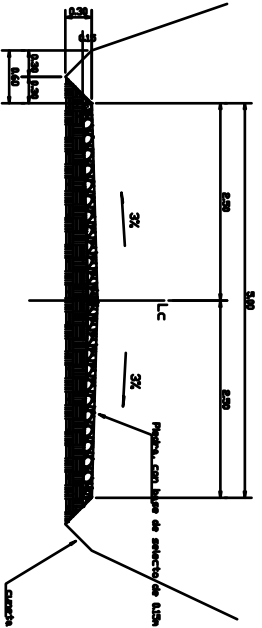


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

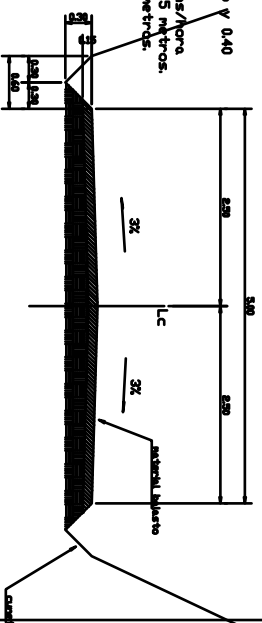
PROYECTO:
MUNICIPALIDAD
DE
SANTA MARIA NEBAJ

PROYECTO:
BRECHA DE CARRETERA
DESDE LA ALDEA VITANAL JAHONIA
LA ALDEA VI
SANTA MARIA NEBAJ
DEPARTAMENTO DE EL QUICHE

PLANTA / PERFIL
Nº. 22/25

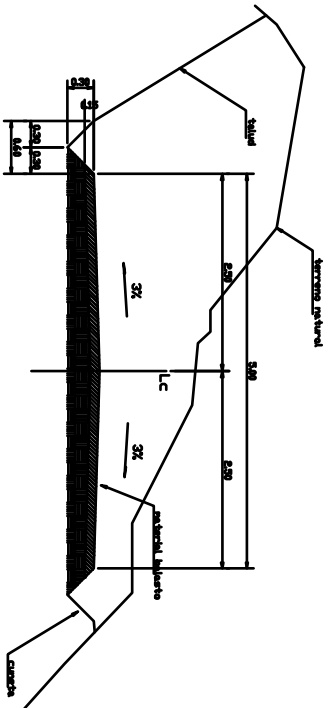
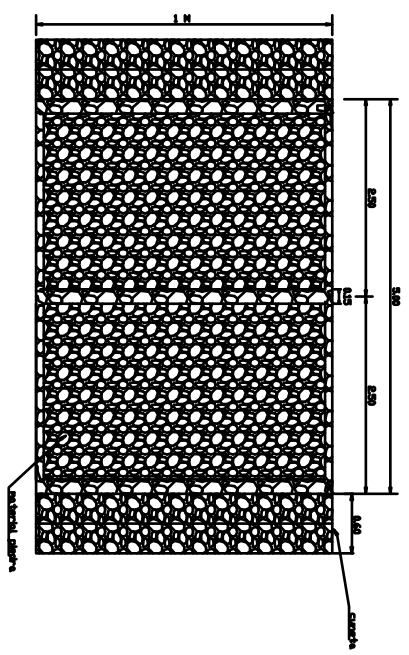


- Bombeo 3%
- Curvas de 0.50 de ancho y 0.40 de altura
- Pendiente mínima 18%
- Velocidad de diseño 50 km/hora
- Espesor de empedrado 0.15 m de diámetro
- Espesor de bolasto 0.15 m de diámetro



Sección Típica Empedrado

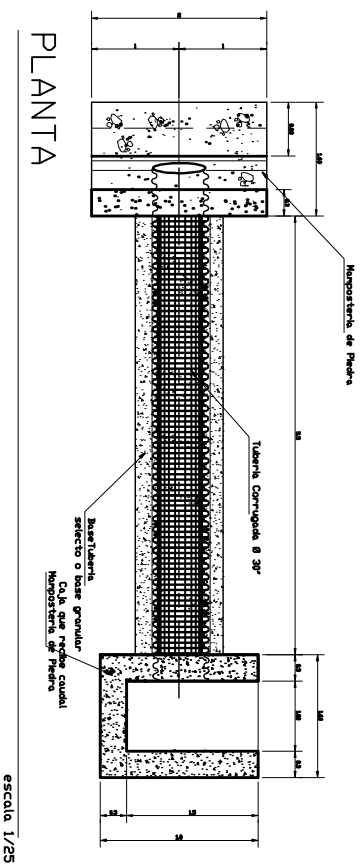
Sección Típica Balasto



Planta de Empedrado

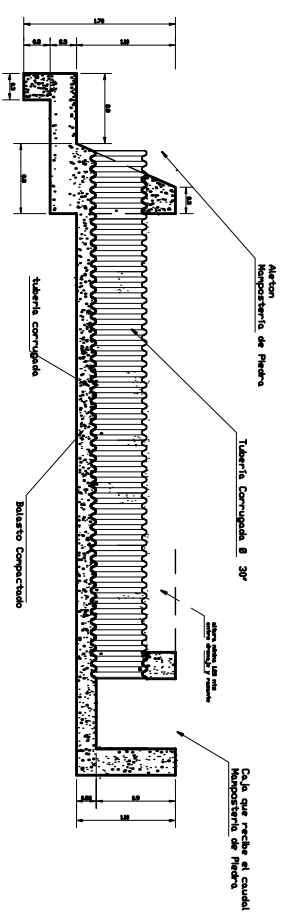
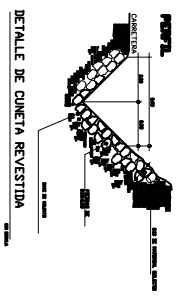
Sección de Corte

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL</p>	
<p>Nombre: _____</p>	
<p>Matrícula: _____</p>	
<p>Fecha: _____</p>	
<p>Asignatura: _____</p>	
<p>Temática: _____</p>	
<p>Objetivo: _____</p>	
<p>Contenido: _____</p>	
<p>Conclusiones: _____</p>	
<p>Referencias: _____</p>	
<p>Observaciones: _____</p>	
<p>Calificación: _____</p>	
<p>Escuela de Ingeniería Civil</p>	



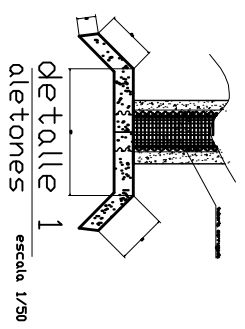
PLANTA

escala 1/25



sección longitudinal de drenaje

escala 1/25



detalle 1 aletones

escala 1/50

NOTA

Detalle sobre tubería Abasco, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000.



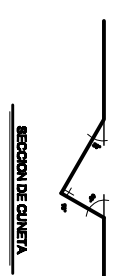
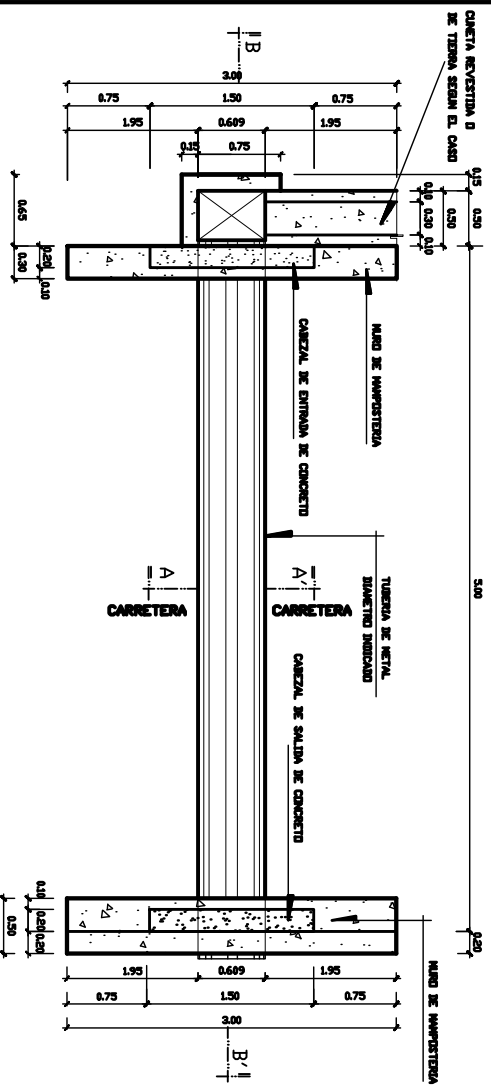
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

Nombre	
Matrícula	
Fecha	

INGENIERIA DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
CATEDRA DE DISEÑO DE OBRAS DE CONCRETO Y ACERO

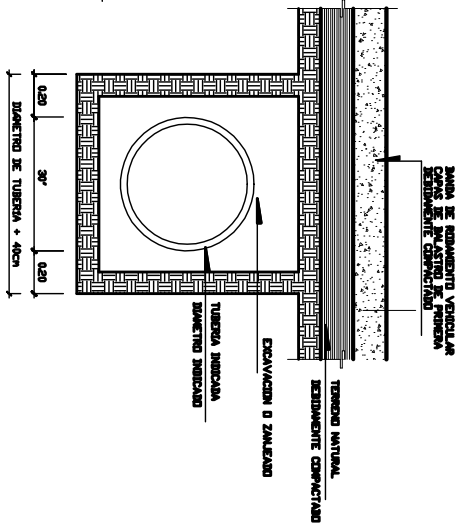
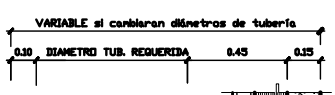
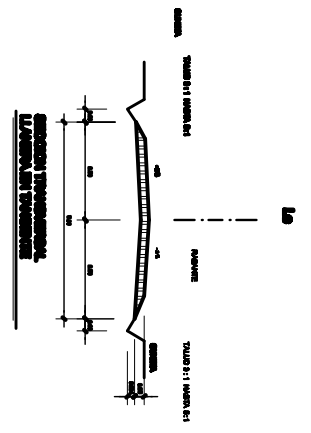
Nombre	
Matrícula	
Fecha	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



PLANTA DRENAJE TRANSVERSAL-PLUVIAL

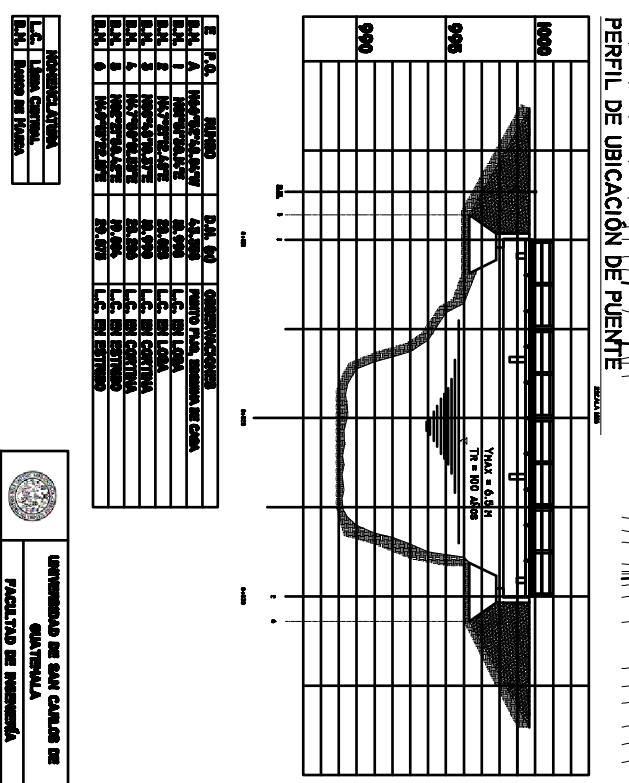
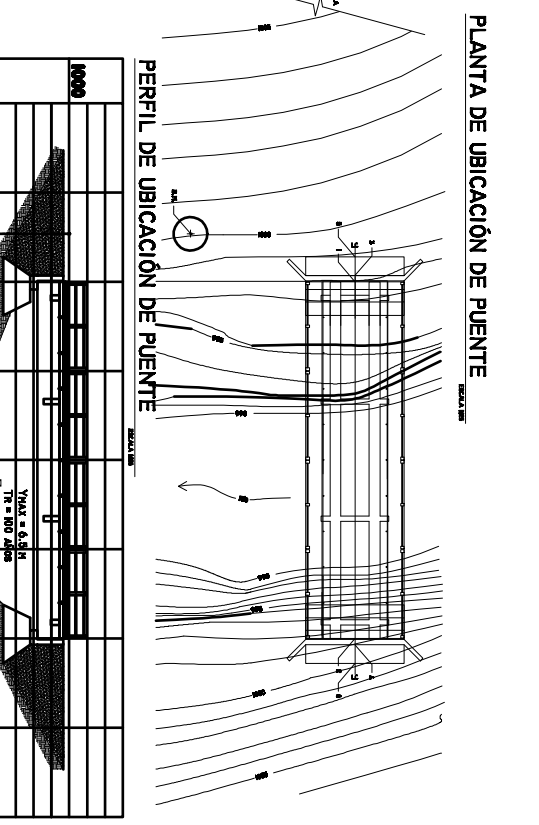
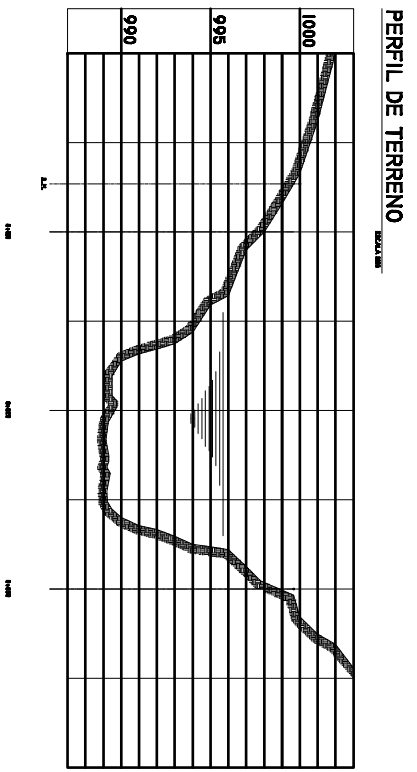
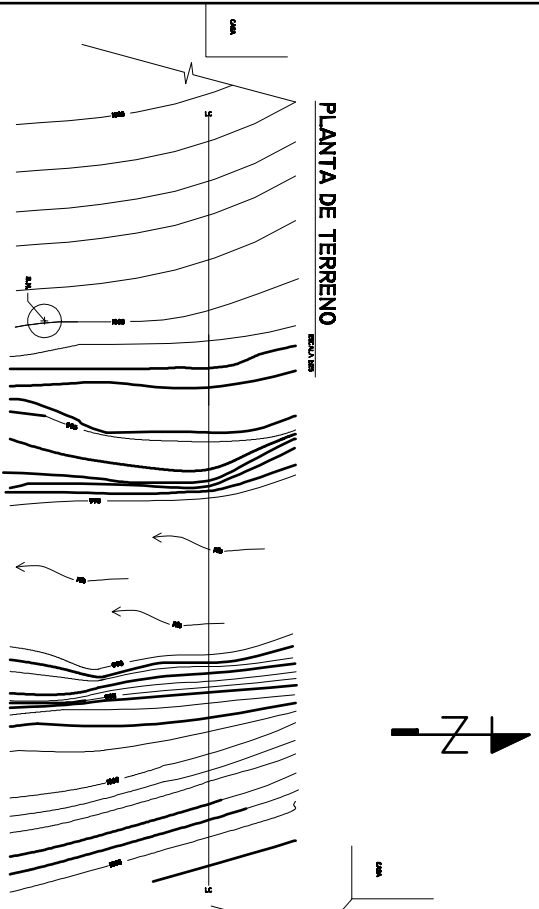
FIGURA Nº ESCALA



SECCION A-A' DRENAJE PLUVIAL

ESCALA 1/10

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA</p>	
<p>MINISTERIO DE EDUCACION MUNICIPALIDAD DE SANTA MARIA NEBAJ</p>	
<p>PROYECTO: DRENAJE PLUVIAL EN LA ALDEA VERDEJAY, SANTA MARIA NEBAJ, DEPARTAMENTO DE EL QUIZOTE</p>	
<p>FECHA: 2018</p>	
<p>NO. 2018</p>	



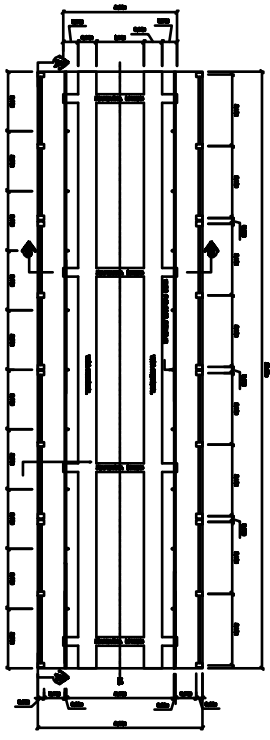
N.	P.O.	NOMBRE	D.N.	D.O.	CONTRIBUCIONES
B.N.	1	INVESTIGADOR	A.A. 2005		PROYECTO PARA SUBVENIR DE CADA
B.N.	2	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN LINGÜA
B.N.	3	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN LINGÜA
B.N.	4	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS
B.N.	5	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS
B.N.	6	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS
B.N.	7	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS
B.N.	8	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS
B.N.	9	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS
B.N.	10	INVESTIGADOR	A.A. 2005		L.C. EN CIENCIAS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 INGENIERIA PROFESIONAL, INGENIERIA EN ELECTRICIDAD
 INGENIERIA EN MECANICA
 AREA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD
 UNIDAD DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD
 CARRERA INGENIERIA EN ELECTRICIDAD

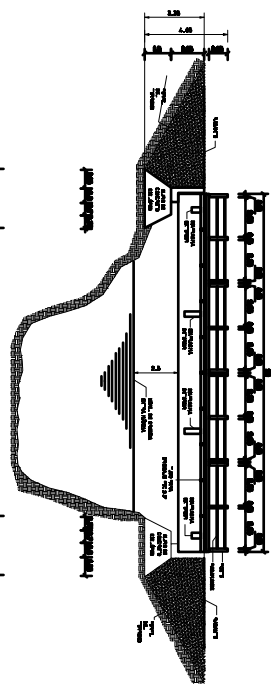
TITULO: _____

FECHA: _____

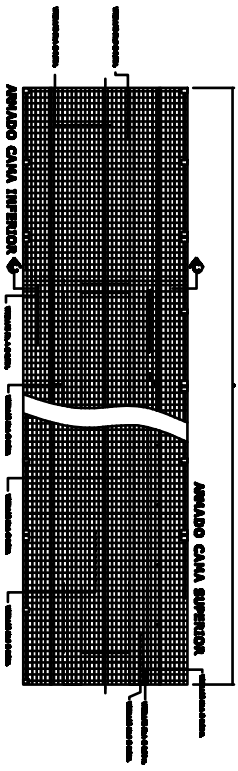
1/16



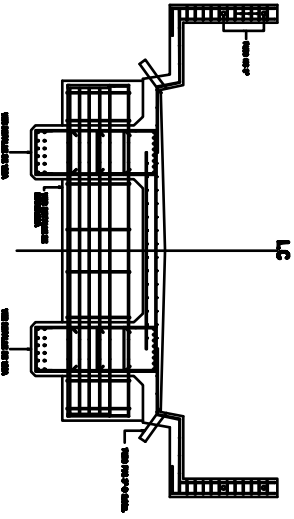
PLANTA ACOTADA



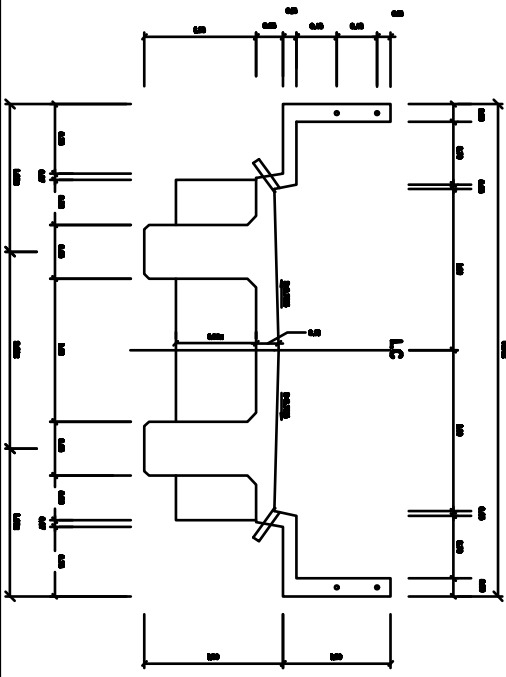
ELEVACION A-A



PLANTA DE ARMADO DE LOSA

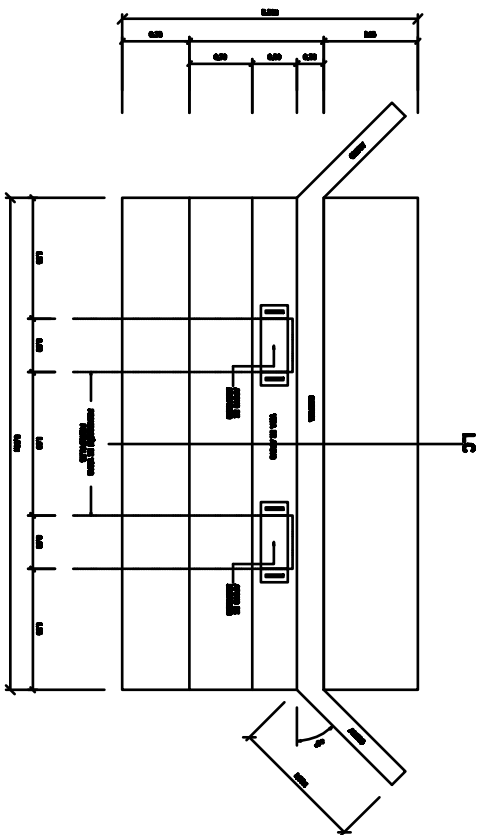


SECCION C-C (REFUERZO)

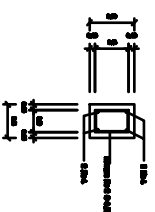


SECCION B-B (GEOMETRIA)

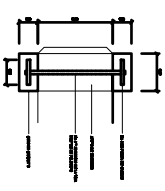
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
LABORIO DE INVESTIGACION Y DESARROLLO TECNICO		PROYECTO DE INVESTIGACION	
TITULO DE LA INVESTIGACION		TITULO DEL PROYECTO	
AUTOR		AUTOR	
FECHA DE ELABORACION		FECHA DE ELABORACION	
Escala		Escala	
DISEÑADO POR		DISEÑADO POR	
VERIFICADO POR		VERIFICADO POR	
AUTORIZADO POR		AUTORIZADO POR	
FECHA DE APROBACION		FECHA DE APROBACION	
LUGAR DE APROBACION		LUGAR DE APROBACION	
2/4			



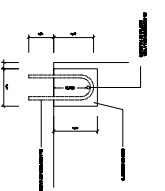
PLANTA DE ESTRIBO DE CONCRETO CICLOPEO



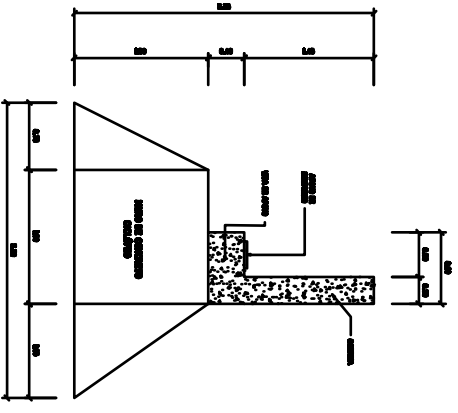
PLANTA DE POSTE



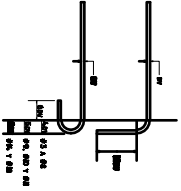
PLANTA DE ANCLAJE DE VIGA



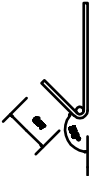
ELEVACION DE ANCLAJE DE VIGA



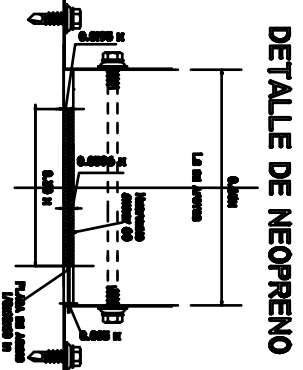
SECCION E-E
ESTRIBO DE CONCRETO CICLOPEO



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR



DETALLE DE GANCHO BINCINDADO



DETALLE DE NEOPRENO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El presente documento es una especificación técnica para la construcción de un estribo de concreto ciclopeo para un poste de fibra de vidrio. La especificación describe los requisitos de materiales, métodos de construcción, y los estándares de calidad que deben cumplirse durante todo el proceso de construcción. El objetivo de esta especificación es garantizar que la estructura construida sea segura, duradera y cumpla con los requisitos de diseño y construcción establecidos en el proyecto.


1. OBJETIVO
El objetivo de esta especificación es definir los requisitos técnicos para la construcción de un estribo de concreto ciclopeo para un poste de fibra de vidrio, asegurando la calidad, seguridad y durabilidad de la estructura.

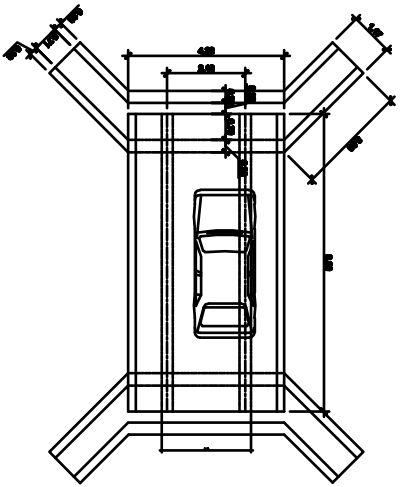
2. REFERENCIAS
Las referencias que se aplican a esta especificación son:
- Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Edificios.
- Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Concreto Armado.
- Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Concreto Ciclopeo.
- Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Acero.
- Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Madera.

3. MATERIALES
3.1. **CONCRETO:** El concreto a utilizar debe ser de resistencia mínima de 25 MPa, con un coeficiente de variación no mayor al 10%. Debe cumplir con los requisitos de la Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Concreto Armado.
3.2. **ACERO:** El acero a utilizar debe ser de grado 420 MPa, con un coeficiente de variación no mayor al 10%. Debe cumplir con los requisitos de la Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Acero.
3.3. **NEOPRENO:** El neopreno a utilizar debe ser de grado 30, con un coeficiente de variación no mayor al 10%. Debe cumplir con los requisitos de la Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Concreto Armado.

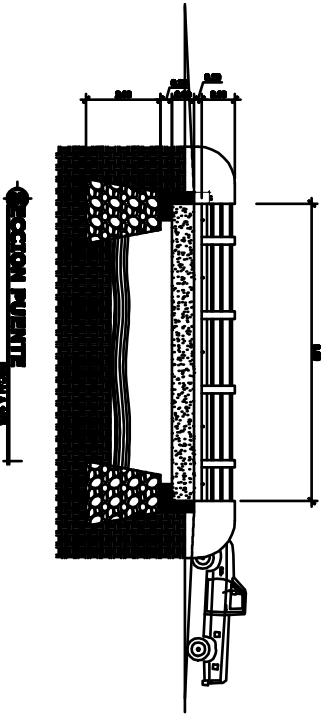
4. MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN
4.1. **PREPARACIÓN DEL FONDO:** El fondo del estribo debe ser nivelado y compactado antes de la colocación del concreto. Debe asegurarse que el fondo esté limpio y libre de cualquier material que pueda afectar la adherencia del concreto.
4.2. **COLOCACIÓN DEL ACERO:** El acero debe colocarse en el fondo del estribo de acuerdo con el detalle de la especificación. Debe asegurarse que el acero esté correctamente amarrado y que no haya espacios entre las barras.
4.3. **COLOCACIÓN DEL CONCRETO:** El concreto debe colocarse en el estribo de acuerdo con el detalle de la especificación. Debe asegurarse que el concreto esté bien compactado y que no haya segregación de los materiales.
4.4. **CURADO:** El estribo debe curarse de acuerdo con los requisitos de la Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Concreto Armado.

5. CONTROL DE CALIDAD
5.1. **PRUEBAS DE CONCRETO:** Se deben realizar pruebas de resistencia del concreto a los 7 días y a los 28 días de la colocación. Las pruebas deben ser realizadas de acuerdo con la Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Concreto Armado.
5.2. **PRUEBAS DE ACERO:** Se deben realizar pruebas de resistencia del acero a los 7 días de la colocación. Las pruebas deben ser realizadas de acuerdo con la Norma Colombiana de Construcción Civil (NCC) 4500-2016, Norma de Construcción Civil para Estructuras de Acero.

	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
LABORATORIO DE CONSTRUCCIÓN CIVIL	INGENIERÍA DE CONSTRUCCIÓN CIVIL
PROFESOR ASISTENTE	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL
ALUMNO	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL
ASISTENTE TÉCNICO	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL
DETALLE DE CONSTRUCCIÓN CIVIL	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL
PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN CIVIL	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL
FECHA DE ENTREGA	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL
FECHA DE ENTREGA	INGENIERO EN CONSTRUCCIÓN CIVIL



PLANTA PUENTE



SECCION PUENTE

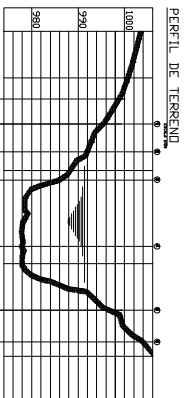
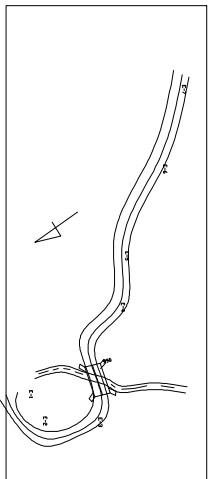
CURVAS DE NIVEL, LOCALIZACIÓN Y TOPOGRAFÍA DEL PUENTE.

E	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	OBSERVACIONES
B.M.	2	233°51'48.04"	20.10	PUNTO FIBD. ESCUOLA DE CASA
B.M.	3	412°50'50.14"	21.5	L.C. EN LUSA
B.M.	4	152°46'16.73"	32.9	L.C. EN LUSA
B.M.	5	129°50'01.53"	40.50	L.C. EN CURTIMA
B.M.	6	152°21'50.42"	56.80	L.C. EN ESTERIBO
B.M.	7			L.C. EN ESTERIBO

NOMENCLATURA

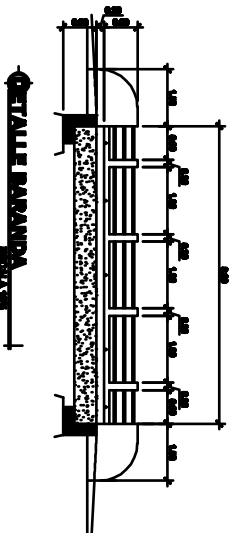
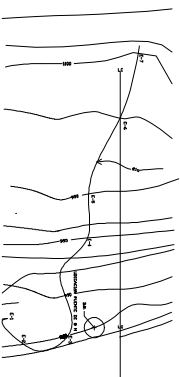
L.C.	Línea Central
B.M.	Banco de Marca

LOCALIZACIÓN



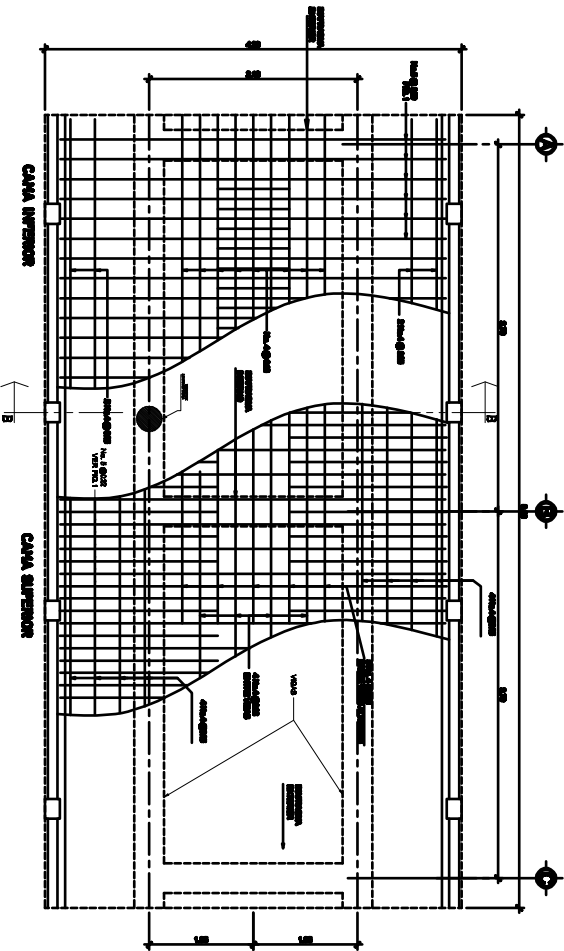
PERFIL DE TERRENO

PLANTA DE UBICACION DE PUENTE



DETALLE PARAPETO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
TITULO DE GRADUADO EN INGENIERIA CIVIL	
MATERIA DE TOPOGRAFIA	
TEMA: LOCALIZACIÓN Y LOCALIZACIÓN DE PUENTES	
AUTOR: [Nombre del Autor]	
FECHA: [Fecha]	
Escala: 1/3	



PLANTA DE ARMADO DE LA VIGA

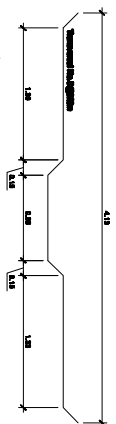
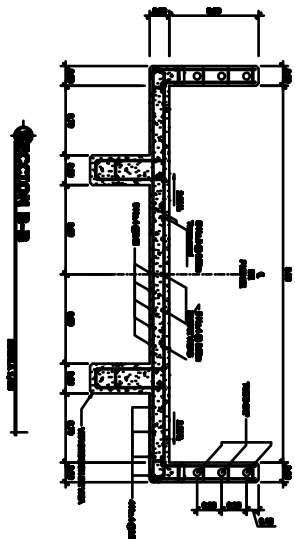
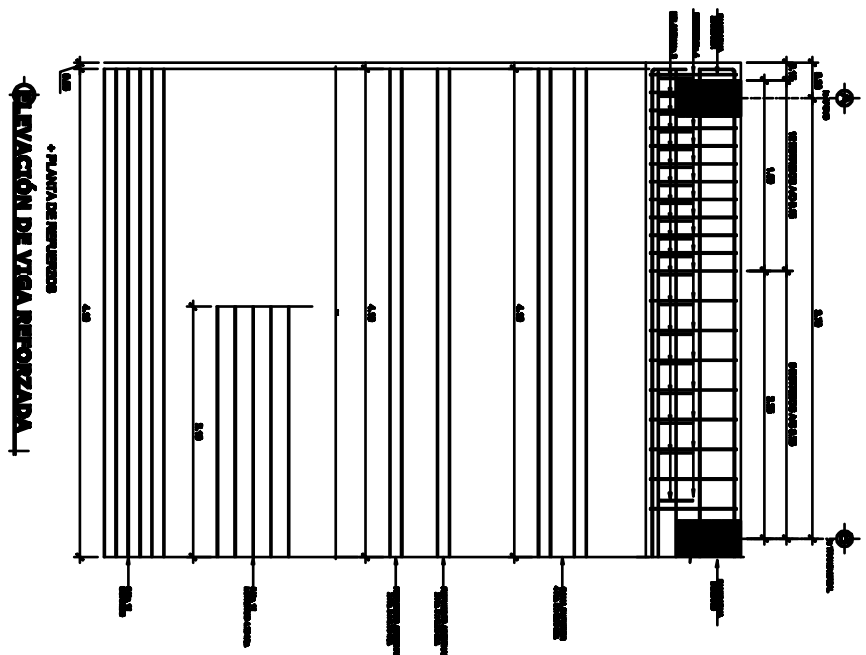

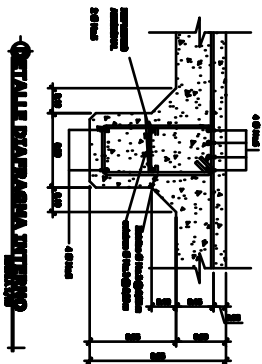
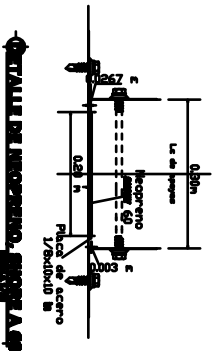
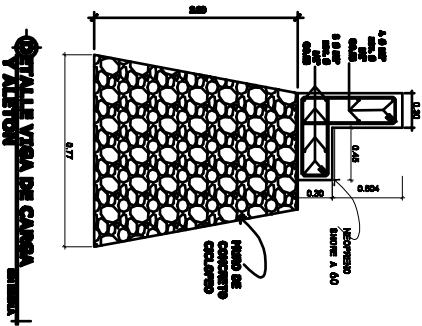
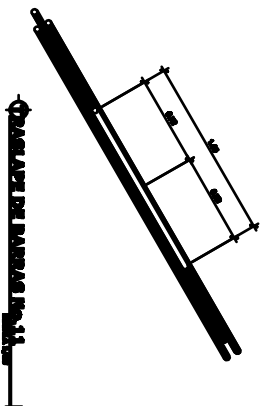
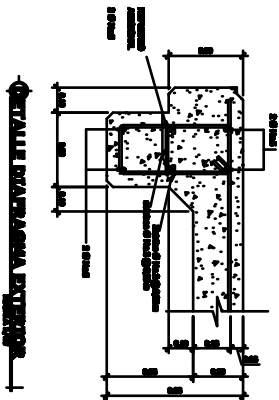
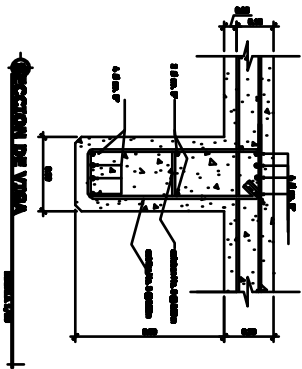



FIGURA No. 1



ELEVACION DE VIGA REFORZADA

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROFESOR ALVARO DEL VALLE	ESTUDIANTE ALVARO DEL VALLE
ASIGNATURA PUENTE VEHICULAR	FECHA 2023
DETALLE DE SECCION Y PLANTA	
PROFESOR ALVARO DEL VALLE	ESTUDIANTE ALVARO DEL VALLE
FECHA 2023	FECHA 2023



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
INGENIERIA PROFESIONAL EN INGENIERIA CIVIL	
INSTITUTO VENEZOLANO	
Asociación de Ingenieros Civiles de Guatemala	
VIGAS Y ZAPATAS	
PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL	
5/3	