



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

**DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA
FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA,
DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**

Carlos Enrique Ramos Contreras
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, abril de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA
FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA,
DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

CARLOS ENRIQUE RAMOS CONTRERAS
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto 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 Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADORA	Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Veliz 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 LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA
FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA,
DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha febrero de 2009.


Carlos Enrique Ramos Contreras



Guatemala 31 de mayo de 2011.

Ref.EPS.DOC.735.05.11.

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 **CARLOS ENRIQUE RAMOS CONTRERAS** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **199811173**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA”**.

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, 31 de mayo de 2011.
Ref.EPS.D.473.05.11

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **CARLOS ENRIQUE RAMOS CONTRERAS**, 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 Zecena 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,
26 de septiembre 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 LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Enrique Ramos Contreras, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



Guatemala,
3 de febrero de 2012

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Carlos Enrique Ramos Contreras, 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.



DTG. 142.2011

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 LA CARRETERA Y PUENTE VEHICULAR HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA, CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA, DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**, presentado por el estudiante universitario **Carlos Enrique Ramos Contreras**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 28 de marzo de 2012

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por permitirme alcanzar mis metas.

Mi hijo

Adrián Alejandro Ramos, el regalo más bello
que Dios me ha dado

Mis padres

Carlos Enrique Ramos Moreira Armida
Contreras de Ramos

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme la vida y sabiduría para poder alcanzar esta meta.
Mis padres	Por su amor, esfuerzo, entrega y dedicación incondicional en mi vida.
Mis hermanas	Quienes me motivaron a alcanzar el éxito, gracias por su apoyo
Mis amigos	Por su amistad y colaboración
Ing. Juan Merck Cos	Por su guía como asesor y supervisor de EPS.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTADO DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1. DIAGNÓSTICO SOBRE LAS NECESIDADES DE SERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA DE LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA	1
1.1. Descripción de las necesidades	1
1.2. Evaluación y priorización de las necesidades	1
2. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA	3
2.1. Criterios y especificaciones para el diseño de carreteras.....	3
2.2. Descripción del proyecto a desarrollar	3
2.3. Preliminar de campo.....	4
2.3.1. Reconocimiento.....	4
2.3.2. Levantamiento topográfico preliminar.....	5
2.4. Dibujo preliminar.....	5
2.5. Diseño de la localización	6
2.5.1. Corrimiento de línea	6
2.5.2. Cálculo de elementos de curva horizontal	8
2.5.3. Determinación de curva vertical.....	15

2.6.	Movimiento de tierras	18
2.6.1.	Áreas de secciones transversales	21
2.6.2.	Movimiento de tierras	21
2.7.	Determinación de la calidad del suelo	24
2.7.1.	Pruebas de laboratorio	25
2.7.2.	Criterios para definir la capa de rodadura	29
2.8.	Diseño de la carpeta de rodadura	29
2.9.	Drenajes	37
2.9.1.	Drenaje longitudinal	38
2.9.2.	Drenaje transversal	38
2.10.	Elaboración de planos del proyecto	43
2.11.	Presupuesto	44
3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA.....	47
3.1.	Descripción del proyecto	47
3.2.	Estudio hidrológico	47
3.2.1.	Crecientes	47
3.2.2.	Cálculo del caudal máximo.....	47
3.2.3.	Cálculo de la socavación.....	49
3.2.3.1.	Factores que afectan la socavación en pilas.....	50
3.2.3.2.	Métodos de cálculo	50
3.3.	Levantamiento topográfico	55
3.4.	Evaluación del tipo de suelo.....	55
3.5.	Geometría del puente.....	57
3.6.	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa	58
3.7.	Diseño de la superestructura	60

3.7.1.	Predeterminación de la sección de la viga	60
3.7.2.	Diseño de la losa	60
3.7.2.1.	Cálculo del peralte.....	60
3.7.2.2.	Integración de cargas	61
3.7.2.3.	Cálculo de momentos.....	62
3.7.2.3.1.	Momentos debido a la carga muerta	62
3.7.2.3.2.	Momento debido a la sobrecarga.....	63
3.7.2.3.3.	Momento debido al impacto.....	63
3.7.2.3.4.	Momento último	64
3.7.2.3.5.	Cálculo del peralte efectivo	64
3.7.2.3.6.	Cálculo de refuerzo	64
3.7.3.	Barandal	68
3.8.	Diseño de vigas	73
3.8.1.	Cálculo de momento para carga muerta.....	75
3.8.2.	Cálculo del momento por sobrecarga	76
3.8.3.	Momento debido al impacto.....	78
3.8.4.	Cálculo del momento total	79
3.8.5.	Cálculo del refuerzo longitudinal y transversal.....	80
3.9.	Diseño del diafragma.....	84
3.10.	Diseño de la subestructura	87
3.11.	Diseño de la cortina	87
3.12.	Diseño de viga de apoyo	91
3.13.	Diseño del estribo	92
3.13.1.	Cálculo del momento de volteo.....	93
3.13.2.	Cálculo del momento estabilizante	94

3.13.3.	Revisión del muro con superestructura y carga viva	94
3.14.	Diseño estructural de la zapata	96
3.15.	Diseño de la pila central	100
3.15.1.	Momento debido a carga muerta y viva	102
3.16.	Diseño de cimentación de la pila central	104
3.17.	Apoyos	109
3.17.1.	Diseño de apoyo elastomérico (neopreno).....	109
3.18.	Estudio de impacto ambiental	114
3.19.	Presupuesto	114
CONCLUSIONES.....		117
RECOMENDACIONES.....		119
BIBLIOGRAFÍA.....		121
APÉNDICES.....		123
ANEXOS.....		129

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Corrimiento de línea preliminar	7
2.	Elementos de las curvas circulares simples	9
3.	Ejemplo para el cálculo de elementos de curva horizontal.....	10
4.	Cambio proporcional del peralte.....	14
5.	Volumen entre secciones del mismo tipo	21
6.	Sección transversal con áreas de corte	23
7.	Sección transversal con áreas de relleno.....	23
8.	Distancia de paso	24
9.	Módulo de reacción de la subrasante k.....	34
10.	Atlas hidrológico	42
11.	Socavación en pila central.....	49
12.	Geometrías de pilas	52
13.	Ángulo de oblicuidad	61
14.	Diagrama de momentos	62
15.	Armado de losa	68
16.	Cargas que actúan sobre las barandas.....	69
17.	Armado de las barandas	71
18.	Armado del poste	73
19.	Sección de viga	75
20.	Sección transversal de superestructura	76
21.	Diagrama de carga viva sobre la viga	77
22.	Factor de distribución	79
23.	Corte máximo	81

24.	Diagrama de corte sobre la viga	82
25.	Detalle de armado de viga para tramo de 20 metros	84
26.	Detalle de armado de viga para tramo de 10 metros	87
27.	Geometría de cortina y viga de apoyo	88
28.	Cortina y viga de apoyo	92
29.	Geometría y diagrama de presiones en el estribo	93
30.	Área de punzonamiento en cimentación	98
31.	Área de corte en cimentación	98
32.	Presión del suelo y cimiento	99
33.	Geometría de la pila.....	101
34.	Área de punzonamiento en cimentación de pila central.....	105
35.	Área de corte en cimentación de pila central	106
36.	Presión del suelo y cimiento	107
37.	Detalle de vigas de apoyo.....	108
38.	Detalle de juntas	109
40.	Sección transversal de la viga	110
41.	Apoyo elastomérico	113

TABLAS

I.	Valores de K para curvas cóncavas y convexas	16
II.	Corrección de rasante	18
III.	Límites de Atterberg	26
IV.	Características del equipamiento para ensayos de proctor	27
V.	Categorías de cargas por eje	30
VI.	Incremento en el valor K del suelo, según el espesor de una base granular.....	35
VII.	Incremento en el valor k del suelo, según el espesor de una base granular cementada.....	35

VIII.	Tipos de suelo de subrasante y valores aproximados de k	36
IX.	Pavimentos con juntas de trave por agregado	37
X.	Valores de coeficiente C de escorrentía	43
XI.	Valores de rugosidad n	43
XII.	Integración de costo unitario	45
XIII.	Cuadro de integración de costos	46
XIV.	Factor k1 forma de la pila.....	51
XV.	Factor k2 ángulo de la corriente.....	53
XVI.	Factor k3 características del fondo del cauce	53
XVII.	Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre apoyos oblicuos	74
XVIII.	Momentos de volteo.....	93
XIX.	Momento producido por el peso de la estructura y el relleno.....	94
XX.	Cálculo del momento estabilizante	102
XXI.	Construcción del puente vehicular	115

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_s	Área de Acero
$A_{sm\{in}$	Área de Acero mínimo
B	Base
C_M	Carga muerta
C_U	Carga ultima
C_V	Carga viva
D	Cortante por carga muerta
f'_c	Cortante por carga ultima
FL	Cortante ultimo
f_y	Diferencia algebraica de pendientes
I	Fuerza longitudinal
M_{CM}	Momento de carga muerta

M_{CV}	Momento de carga viva
M_U	Momento de volteo
M_V	Momento ultimo
V_C	Peralte efectivo
V_{CM}	Porcentaje de impacto
V_{CV}	Principio de curva horizontal
V_U	Principio de curva vertical
PC	Principio de tangente vertical
PCV	Principio de tangentes horizontales
PI	Punto de intersección
PIV	Punto de intersección de subtangentes verticales
PT	Resistencia de corte del concreto
PTV	Resistencia especificada a la compresión del concreto
Δ	Tensión de fluencia

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Autopistas Estatales y Transportes Oficiales.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
ASTM	Asociación Americana de Ensayos en Materiales.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las elevaciones.
Bombeo	Pendiente transversal descendente de la corona o sub corona a partir de su eje y hacia ambos lados en tangente horizontal.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga ultima	Suma de la carga viva y carga muerta amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente aplicada a una estructura.
Carril	Superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.

Caudal	Cantidad de agua que circula por un curso de agua de modo natural o artificial.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua combinado con acero.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Densidad	Relación del peso de la sustancia a su volumen expresada normalmente en kg/m^3 o lb/ft^3 .
Derecho de vía	Superficie de terreno cuyas dimensiones determina la Dirección General de Caminos, que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación y protección en general.
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.

Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar a la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, presenta los resultados del diseño de un tramo carretero y un puente vehicular, desarrollados por medio del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en la Municipalidad de Escuintla.

El tramo carretero es de 847 metros de longitud con una sección típica tipo E y velocidad de diseño de 40 kilómetros por hora, con un pavimento rígido de concreto hidráulica de 15 centímetros de espesor, con un módulo de ruptura de 550 libras por pulgada cuadrada, diseñado por el método de la PCA.

El puente vehicular contiene las siguientes características, luz de 30 metros, ancho de rodadura de 5,35 metros carga viva AASHTO HS 15-44 de 12 000 libras en el eje más pesado.

Cada diseño contiene sus respectivos planos, especificaciones técnicas y presupuestos

OBJETIVOS

General

Diseñar la carretera y el puente vehicular hacia la colonia Ferrocarrilera de la cabecera municipal de Escuintla.

Específicos

1. Realizar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura, del área urbana de la cabecera municipal de Escuintla.
2. Capacitar a los miembros del COCODE de la colonia Ferrocarrilera sobre el mantenimiento del alcantarillado de la carretera.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación describe el diseño de un tramo carretero y un puente vehicular en la colonia Ferrocarrilera, en la cabecera municipal del departamento de Escuintla.

La primera parte presenta el diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura, de la cabecera municipal; la segunda parte contienen el desarrollo de los diseños del tramo carretero y el puente vehicular ubicados en la colonia Ferrocarrilera, en la cabecera municipal de Escuintla, esta propuesta técnica da la posibilidad de descongestionar el tránsito vehicular porque funcionaria como una ruta alterna para las colonias aledañas.

Al final se presentan los planos y presupuestos de los proyectos, conclusiones y recomendaciones del trabajo de graduación.

1. DIAGNÓSTICO SOBRE LAS NECESIDADES DESERVICIOS BÁSICOS E INFRAESTRUCTURA DE LA CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA

1.1. Descripción de las necesidades

Los proyectos que necesita la Municipalidad de Escuintla son: un puesto de salud en aldea Chapernas, con un aproximado de 125 metros cuadrados de construcción, conducción de agua potable en la aldea La Trinidad; paso a desnivel en acceso a El Salto, conducción de agua de los nacimientos de San Luis hacia tanques de Santa Marta y el diseño de la carretera y puente vehicular hacia la colonia Ferrocarrilera, siendo de 800 metros de carretera y del puente vehicular aproximadamente 30 metros de largo.

1.2. Evaluación y priorización de las necesidades

Para la priorización de las necesidades, se tomaron en cuenta las observaciones y criterios del director de la Oficina Municipal de Planeamiento, el Alcalde y el Comité de la colonia Ferrocarrilera. De los proyectos anteriormente mostrados se tomó el de mayor importancia, que es el diseño de la carretera y puente vehicular hacia la colonia Ferrocarrilera, pues la construcción de la vía alterna, comunicaría directamente a los vecinos de esta colonia con el centro de la ciudad, aportando también un alivio al tránsito vehicular de esta ciudad. Es necesario el diseño del puente vehicular para que pueda funcionar esta vía

2. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA

2.1. Criterios y especificaciones para el diseño de carreteras

Los criterios que se tomaron para el diseño de la carretera, son consideraciones de los elementos geométricos que conforman la carretera, como lo son: proyección horizontal longitudinal (planta), proyección vertical longitudinal (perfil) y la combinación de ambos y criterios para el diseño de la subrasante, drenajes y movimientos de tierras

Las especificaciones se tomaron de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos

2.2. Descripción del proyecto a desarrollar

El acceso a la colonia Ferrocarrilera, actualmente, es por la calzada Colom Argueta, que también sirve para comunicar a varias colonias del sector norte de la cabecera municipal de Escuintla. La construcción de una vía alterna, comunicaría directamente a los vecinos de esta colonia con el centro de la ciudad, aportando también un alivio al tránsito vehicular de la ciudad, es necesario incorporar el diseño del puente vehicular para que pueda funcionar esta vía.

Por lo que el proyecto consiste en diseñar una carretera con 840 metros de largo, con una sección típica tipo E pendiente máxima del 9 por ciento en región llana y una velocidad máxima de 40 kilómetros por hora.

2.3. Preliminar de campo

Consiste en los trabajos de reconocimiento de campo, entrevista con los vecinos y recolección de datos preliminares.

2.3.1. Reconocimiento

Para el diseño de una carretera es necesario hacer un reconocimiento del lugar donde se necesita construirla. Esto es de gran ayuda para llevar a cabo la selección de ruta, pues es en el campo donde se observan los pormenores de la topografía del lugar, los puntos obligatorios, así como también se averigua si en los lugares donde probablemente se construirá la carretera son del Estado o privados, para así considerar el derecho de vía.

La selección de ruta es la actividad en donde se determina la localización de la línea central de la carretera. Cuando en la visita de campo no puede seleccionarse la ruta, se recurre a mapas cartográficos (escala 1:50,000) los cuales tiene información útil, como: accidentes geográficos, topografía, ríos y poblados. En este proyecto existe un camino por lo que las actividades de diseño empezaron con el levantamiento topográfico preliminar.

La visita de campo consistió en el reconocimiento del camino existente, la determinación del ancho del mismo, ya que en la mayor parte del tramo hay casas construidas a los lados. También se definieron el punto de inicio y fin del proyecto y el punto donde va a ubicarse el puente.

2.3.2. Levantamiento topográfico preliminar

El levantamiento topográfico preliminar, consistió en el levantamiento planimétrico de línea preliminar para el cual se levantó una poligonal abierta, aplicando el método de conservación de azimut, referenciando todos los puntos importantes y accidentes geográficos.

La altimetría longitudinal se hizo siguiendo la línea de la preliminar a través de una nivelación compuesta, tomando lecturas a cada 20 metros.

Las secciones transversales se tomaron a cada 20 metros, considerando el derecho de vía, donde lo permitía, por que a lo largo de la ruta hay viviendas, este ancho osciló entre 6 metros y 15 metros.

2.4. Dibujo preliminar

Para el dibujo preliminar de la línea preliminar, se calculó la libreta preliminar de campo, donde se obtienen los azimuts y las distancias.

Se colocaron los niveles de cada estación, a lo largo de la línea central en el dibujo de la planta.

Las curvas de nivel se dibujaron por medio de interpolación, uniendo los puntos de igual elevación, usando múltiplos de cuatro metros o más depende de la importancia del proyecto, en el presente se usaron múltiplos de cinco, dicha interpolación se hizo con el programa de computación Topocal

2.5. Diseño de la localización

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización, la cual será la definitiva para el proyecto, para el diseño de ésta, se deben tener en cuenta criterios geométricos y consideraciones para el alineamiento de la línea horizontal.

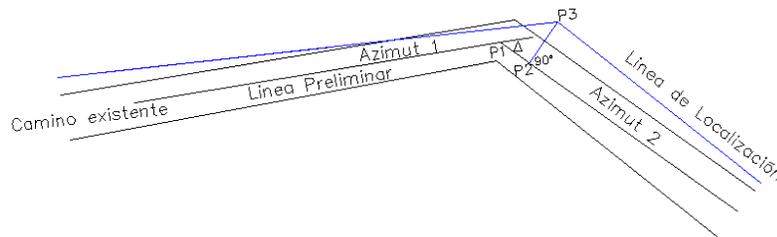
Se tomó en cuenta la selección de puntos obligados, tales como los cruces de la carretera con otros caminos, puntos donde es necesaria estructura mayor de drenaje.

2.5.1. Corrimiento de línea

En este proyecto, la línea de localización coincidió con la línea preliminar pero hubo tramos en los que la tangente mínima no cumplía, por lo que se debió prolongar la tangente y calcular un nuevo PI de localización.

Para calcular las coordenadas de este nuevo PI de localización se aplicó el método gráfico, que consiste en relacionar la línea de localización diseñada con la línea de preliminar, colocada en campo.

Figura 1. **Corrimiento de línea preliminar**



Fuente: RONQUILLO, María, Rehabilitación, mejoramiento y diseño de pavimento del tramo carretero de Guajaqueño municipio San Antonio Huista a tres caminos, municipio Unión Cantinil Huehuetenango. p. 37.

La figura 1, muestra un ejemplo de corrimiento de línea, la línea preliminar es la línea central del camino existente. Las coordenadas totales de los puntos de intersección (PI) de la línea de localización, se obtienen por medio de las coordenadas totales de línea preliminar. Los cálculos de PI se realizan de la siguiente manera.

- Dibujar una línea perpendicular a la línea preliminar en el punto P2, hasta interceptarla con el PI de la línea de localización, que es el punto P3, medir la distancia entre los puntos P3 y P2 y entre los puntos P1, que es el PI de la línea preliminar y P2.
- Con las coordenadas totales ya calculadas del PI de la línea preliminar (P1), el azimut invertido y la distancia de P1 a P2 calcular las coordenadas del punto P2, ubicados en el punto P2; con el azimut invertido restar 90^0 para el nuevo azimut de la línea P2-P3.

- Con las coordenadas del punto P2, el azimut de la línea P2-P3 y la distancia P2-P3 se calculan las coordenadas del punto P3, PI de la línea de localización.

Las distancias entre P1-P2 y P2-P3, se denominan puntos de control, estas amarran las líneas de preliminar y localización y son importantes, pues se pueden verificar en campo.

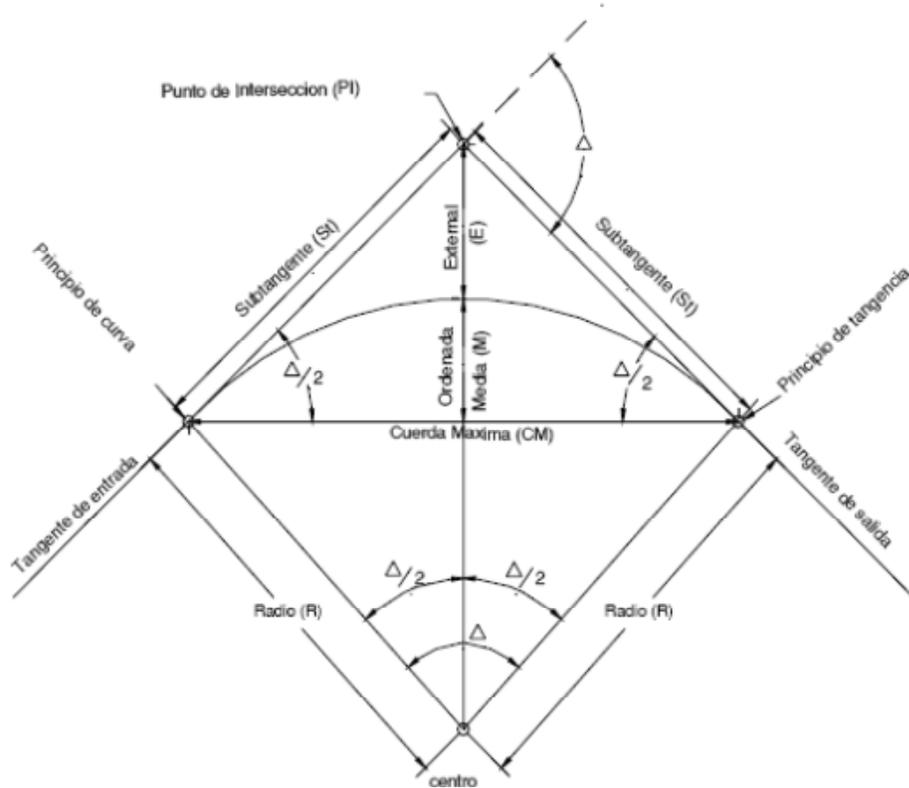
En este caso se utilizó el programa *Autocad*, para realizar el corrimiento de línea, las coordenadas totales son calculadas a través del programa

2.5.2. Cálculo de elementos de curva horizontal

Luego de haber definido la línea de localización se procede a calcular los elementos de curva horizontal, con la información de las distancias entre cada PI, los Δ , el grado de curvatura G y la velocidad de diseño la cual se selecciona de acuerdo con las tablas de Especificaciones de la Dirección General de Caminos.

El grado de curva (G) se define como el ángulo central, subtendido por un arco de 20 metros

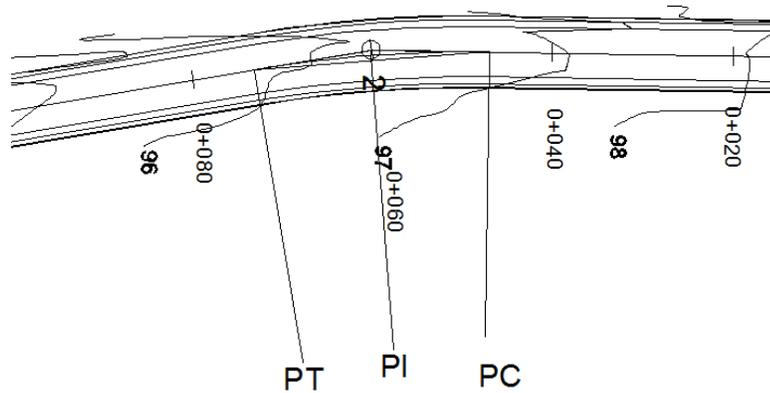
Figura 2. Elementos de las curvas circulares simples



Fuente: YLLESCAS PONCE, Alvaro Danilo. Diseño del tramo carretero comprendido desde el entronque del kilómetro 171+400 carretera Interamericana (CA-1), hacia el caserío Nuevo Xetinamit, del municipio de Nahualá, departamento de Sololá. p. 24.

Para ejemplo del cálculo de elementos de curva horizontal, se tomó la curva No.1, de la carretera hacia la colonia Ferrocarrilera

Figura 3. Ejemplo para el cálculo de elementos de curva horizontal



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$$PI = 0+061,04$$

$$\Delta = 10^{\circ}26'33''$$

Con el valor de Δ se busca un grado de curvatura que se asemeje a este valor, en las tablas de especificaciones para curvas circulares de la Dirección General de Caminos, en este caso $G = 8^{\circ}$, con un radio $R = 143,24$ metros

Longitud de curva (LC)

La longitud de curva es la distancia, siguiendo la curva desde el PC hasta el PT.

$$LC = \frac{20\Delta}{G} \quad \text{Subtangente (St)}$$

$$LC = 20(10^{\circ}26'33'')/8$$

$$LC = 26,10 \text{ m}$$

Es la distancia entre el PC y el PI o entre el PI y el PT

$$St = R * \operatorname{Tg}\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

$$St = 143,24 * \operatorname{Tg}\left(\frac{10^{\circ}26'33''}{2}\right)$$

$$St = 13,10 \text{ m}$$

Cuerda máxima (Cm)

Es la distancia en línea recta dese el PC al PT.

$$Cm = 2 * R * \operatorname{Sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

$$Cm = 2 * 143,24 * \operatorname{Sen}\left(\frac{10^{\circ}26'33''}{2}\right)$$

$$Cm = 26,07 \text{ m}$$

External (E)

Es la distancia desde el PI al punto medio de la curva

$$E = R * \operatorname{Sec} \frac{\Delta}{2} - 1$$

$$E = 143,24 * \operatorname{Sec} \frac{10^{\circ}26'33''}{2} - 1$$

$$E = 0,602 \text{ m}$$

Ordenada media (M)

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

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

$$O_m = 0,59 \text{ m}$$

Cálculo de estacionamientos

Para el cálculo de los estacionamientos de la línea de localización, se utilizan los datos de subtangente y longitud de curva. Para obtener el PC, se restan la subtangente del punto de intersección; luego para obtener el principio de tangencia se suma la longitud de curva.

Siguiendo con el ejemplo, se calculan los estacionamientos:

$$PC_1 = POT + Tg_1$$

$$PC_1 = 0 + 46,94$$

$$PC_1 = 0 + 046,94$$

$$PT_1 = PC_1 + LC_1$$

$$PT_1 = 0 + 046,94 + 26,10$$

$$PT_1 = 0 + 073,04$$

Además de los elementos descritos anteriormente, las curvas horizontales deben contar con lo siguiente:

Peralte (e%): es la sobre elevación que se le da las curvas horizontales, para contrarrestar una parte de la fuerza producida en el vehículo en

movimiento alrededor de la curva. Este, está en función de la velocidad del vehículo y del radio de la curva.

Sobre ancho (SA): ancho adicional proporcionado en las curvas, para mantener al vehículo en el centro del carril, debido a que al circular en ellas, los vehículos ocupan mayor espacio que el ocupado en tangente. El sobre ancho está en función de la sección típica de la curva, grado de curvatura y velocidad.

Corrimiento: se utiliza para convertir curvas espiraladas a partir de curvas circulares.

Las tablas de la Dirección General de Caminos contienen los valores máximos de peralte y sobre ancho, según el grado de curvatura y radio. Ambos son repartidos proporcionalmente en la longitud de espiral (LS), también especificada en la tabla, tomando la mitad a partir del PC y PT hacia afuera y la otra mitad hacia dentro de la curva, hasta que la curva se vuelve circular en su centro. Ya que se reparte proporcionalmente en el PC y PT, el peralte y sobre ancho tendrán la mitad del valor máximo en dichos puntos. El inicio de la curva de transición su valor será cero.

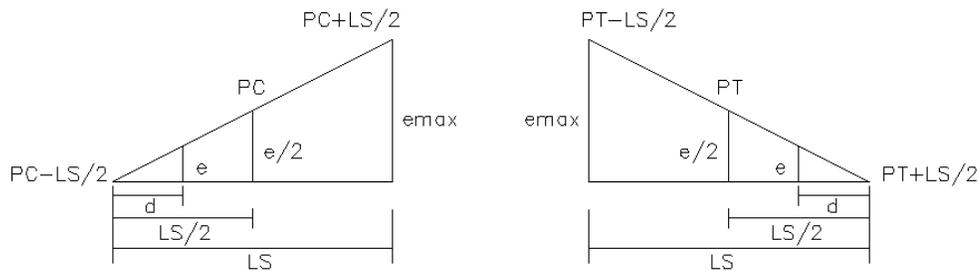
También se debe tomar en cuenta la tangente mínima ya que la tangente debe tener la longitud suficiente, para las curvas de transición que se encuentran antes y después de ellas; por lo que la longitud de tangente mínima, debe ser igual a la suma de la mitad de longitud de espiral de la curva que la precede y la mitad de la longitud de espiral de la curva posterior.

Los valores de peralte y corrimientos cambian proporcionalmente con la longitud de espiral. Para la curva del ejemplo la longitud de espiral (LS) es 25 metros.

Entonces, los cambios en el peralte, sobre ancho y corrimiento, empezarán en la estación: $PC - LS/2 = 46,94 - 12,5 = 34,44$ y terminarán en la estación: $PT + LS/2 = 73,05 + 12,5 = 85,55$. Como estos elementos se reparten proporcionalmente, tomando como punto intermedio el PC y PT, el peralte, sobre ancho y corrimiento tendrán la mitad de su valor máximo en estos puntos; y en los puntos: $PC + LS/2 = 46,94 + 12,5 = 59,44$ y $PT - LS/2 = 73,05 - 12,5 = 60,55$, tendrán su valor máximo. Cuando alcancen su valor máximo, se mantiene este valor hasta que empiece a decrecer. No puede existir un valor mayor.

En la figura 4, se ilustra el cambio proporcional del peralte, cuando se entra y sale de la curva horizontal.

Figura 4. **Cambio proporcional del peralte**



Fuente: elaboración propia.

Por medio de relación de triángulos se calcula el peralte a una distancia cualquiera (d)

$$\frac{e}{d} = \frac{emáx}{LS}$$

$$e = \frac{d * emáx}{LS}$$

Para el cálculo del sobre ancho, se tienen la misma relación de triángulos, para una distancia cualquiera (d) se tiene un sobre ancho:

$$\frac{SA}{d} = \frac{SAmáx}{LS}$$

$$SA = \frac{d * SAmáx}{LS}$$

2.5.3. Determinación de curva vertical

La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de una pendiente a otra. Estas curvas pueden ser circulares, parabólicas simples, parabólicas cúbicas, etc. La que se utiliza en el Departamento de Carreteras de la D.G.C. es la parabólica simple, debido a la facilidad de su cálculo y a su gran adaptabilidad a las condiciones necesarias de operación

Las longitudes mínimas de las curvas verticales, están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño, hay ocasiones en que los requerimientos de drenaje, determinan la longitud mínima de la curva.

Las longitudes mínimas pueden calcularse de la siguiente forma

$$L = K * A$$

Donde:

L = Longitud mínima de la curva vertical

K= Constante que depende de la velocidad de diseño

A = Diferencia algebraica de pendientes

En la tabla I se muestran los diferentes valores de K para visibilidad de parada, según la Dirección General de Caminos.

Tabla I. **Valores de K para curvas cóncavas y convexas**

Velocidad de diseño (KPH)	Valores de k según tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	5	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: VALLADARES, Jorge Félix. Guía teórica práctica del curso de Vías Terrestres 1. p. 31

Cuando las curvas son simétricas, es decir si la longitud del PIV al PCV es igual a la del PIV al PTV, el cálculo se efectúa de la siguiente manera:

$$Y = \frac{(P_2 - P_1)}{200 \times LCV} * L^2$$

Dónde:

L = Distancia desde el PCV al punto o desde el PTV

P = Pendiente de salida (con su signo)

P1 = Pendiente de entrada (con su signo)

Y = Corrección para un punto cualquiera.

Se debe tener cuidado con los signos de las pendientes, pues si se emplea de la manera correcta, como se ha indicado, el valor de la OM tendrá el signo de la corrección. Esta información se coloca en las hojas de movimiento de tierras con su signo.

Luego, se suma algebraicamente el valor de las correcciones a la subrasante y se obtiene la subrasante corregida.

Ejemplo de cálculo de rasante corregida

Estación PIV = 0+560

$$Y = \frac{(0 - -6,67)}{200 \times 44} * 2^2$$

$$Y = 0,00303$$

$$\text{Subrasante corregida} = 70,00 + 0,0028 \approx 70,003$$

Tabla II. **Corrección de rasante**

ESTACIÓN	X	PENDIENTE	RASANTE	CORRECCIÓN Y	RASANTE CORREGIDA
0+538	PCV	-6,30%	71,39	0,000	71,390
0+540			71,26	0,003	71,263
0+560	PIV		70	0,347	70,347
0+580		0%	70	0,003	70,003
0+582	PTV		70	0,000	70,000

Fuente: elaboración propia.

2.6. **Movimiento de tierras**

El movimiento de tierras tiene bastante incidencia en el costo de un proyecto de carreteras. Por lo tanto, se debe tratar que sea lo más económico posible. Para lograrlo, se debe tener un buen criterio en el diseño de la subrasante, la cual tendrá que ser la que ocasione un menor movimiento de tierras.

Se debe tener la siguiente información para efectuar el diseño de la subrasante.

Haber definido el ancho de la carretera (sección típica)

Alineamiento horizontal del tramo

Perfil longitudinal del tramo

Secciones transversales

Especificaciones necesarias

Datos de la clase del terreno

Haber determinado puntos obligados

Hacer una visita de campo

Sección típica

La sección típica es el ancho de carretera según la clasificación del Departamento de Carreteras de la Dirección General de Caminos. En este proyecto se eligió una sección tipo E, la cual tiene un ancho total de 5,50 metros

Alineamiento horizontal del tramo

En el alineamiento horizontal se indica, los azimut, distancias, curvas horizontales, principios de curva, principios de tangente, grado de curvatura y longitud de curva.

Secciones transversales

El primer paso para el dibujo, es tener definido el tipo de carretera (sección típica).

Sección típica en tangente

Se plotea la diferencia entre la subrasante y el nivel, arriba o debajo de la sección transversal. A partir de este punto se debe trazar la sección típica, a partir de la línea central se le debe dar una inclinación del 3 por ciento (bombeo normal) a ambos lados.

Sección típica en curva

Se plotea la diferencia, como se mencionó anteriormente, colocando a la izquierda o derecha, de acuerdo con el valor del corrimiento de la curva. El peralte indica la inclinación de la sección típica, cuando el peralte es menor del 3 por ciento y la curva es hacia la izquierda el lado izquierdo de la sección típica permanece con el 3 por ciento y el lado derecho de la sección se da el peralte con el porcentaje calculado en esa estación para el lado hacia dónde va la curva.

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

En casos en que el peralte sea mayor del 3 por ciento, se inclina toda la sección típica hacia el lado donde va la curva, de acuerdo con el porcentaje calculado en cada estación. El procedimiento para corrimiento y sobreancho, es el mismo que se aplica para curvas con peralte menor del 3 por ciento.

Datos de la clase del terreno

Según los análisis de suelos la subsante, es arena arcillosa on presencia de grava, con la clasificación S.C.U. SC P.A.R. : A-5.

Determinación de puntos obligados

Esto se hace con una visita de campo y se determinan los puntos de salida y entrada del proyecto.

2.6.1. Áreas de secciones transversales

Para la determinación de las secciones transversales, existen dos métodos el gráfico y el analítico. Para este proyecto se utilizó el programa *Autocad 2008* para obtener las áreas de las secciones transversales.

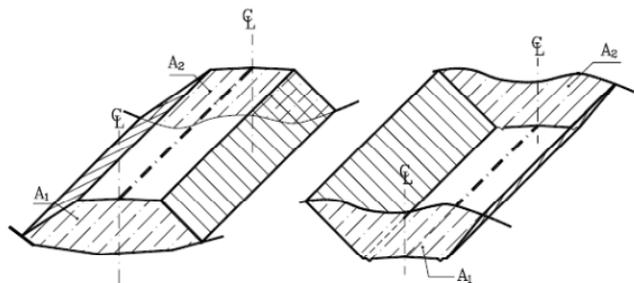
2.6.2. Movimiento de tierras

Es la operación de cortar y remover cualquier clase de material dentro o fuera de los límites de la construcción.

Cálculo de volúmenes

Entre dos estaciones, el volumen es el de un prisma irregular, el área de sus bases es la medida en cada una de las estaciones y la altura del prisma es igual a la diferencia de las estaciones para el caso de tramos donde solo existe corte o solo relleno. La forma más rápida de calcular el volumen es el producto de la semisuma de las áreas por la distancia entre estaciones.

Figura 5. **Volumen entre secciones del mismo tipo**



Fuente: CASANOVA M., Leonardo Elementos de Geometría. p. 25.

$$V = \frac{(A_1 + A_2)}{2} * D$$

En donde:

V = Volumen entre ambas secciones en m³

A₁, A₂ = Áreas de secciones consecutivas en m²

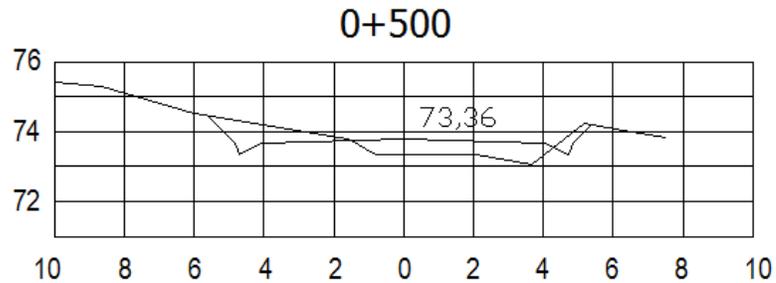
D = Distancia entre secciones

Cuando en una sección transversal existe área de corte y en la próxima área de relleno o a la inversa, es necesario antes de calcular los volúmenes, determinar las distancias de paso.

La distancia de paso, es la distancia comprendida entre la primera sección transversal y el punto donde teóricamente el área cambia de corte a relleno o viceversa

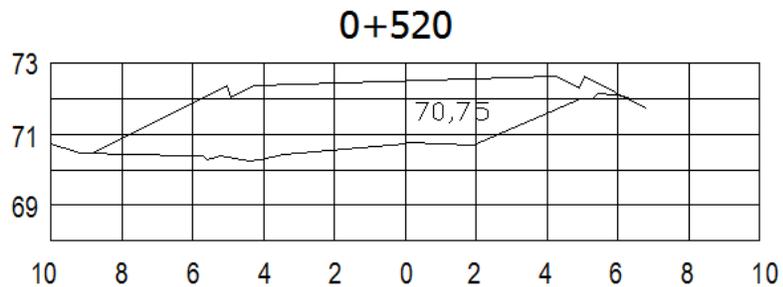
Los casos de distancias de paso que se pueden presentar son: final de corte, principio de relleno y viceversa. La distancia de paso se puede determinar de dos formas: gráfica y analítica. La forma más práctica es gráficamente sobre papel milimetrado.

Figura 6. **Sección transversal con áreas de corte**



Fuente: elaboración propia.

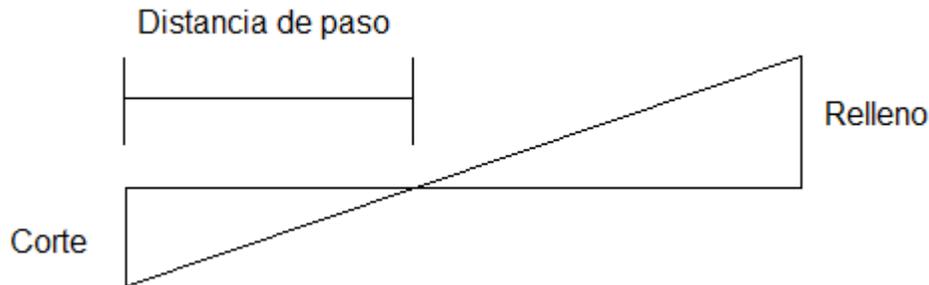
Figura 7. **Sección transversal con áreas de relleno**



Fuente: elaboración propia.

En este proyecto, el cálculo del volumen de movimiento de tierras, se realizó a través del *Autocad*, luego se forma el siguiente diagrama, para luego encontrar gráficamente la distancia de paso.

Figura 8. **Distancia de paso**



Fuente: elaboración propia.

El cálculo de volúmenes en los casos donde hay distancia de paso, estar dado por el producto de la mitad del área por la distancia de paso.

La forma de calcular los volúmenes es correcta para tramos rectos, pero no cumple para los que están en curva. Sin embargo, dadas las cantidades de metros cúbicos de tierra que se trabajan resulta insignificante.

2.7. **Determinación de la calidad del suelo**

El suelo soportara el peso de la estructura, en este caso de la carretera, por eso es de vital importancia saber cuáles son sus características físicas y mecánicas, las cuales se determinan por medio de ensayos que se describen a continuación. La muestra se tomó a una profundidad de 30 centímetros.

Análisis granulométrico

Límites de *Atterberg*

Proctor normal y modificado

Determinación de la capacidad portante mediante el índice de CBR

2.7.1. Pruebas de laboratorio

Consiste en realizar los ensayos para determinar si los suelos cumplen las normas de calidad requeridas.

Análisis granulométrico

El ensayo granulométrico se basa en dos normas que son la AASHTO-T27 y la AASHTO-T11.

El análisis granulométrico consiste en determinar la cantidad, en porcentaje, de los tamaños de las partículas que constituyen el suelo, y representarlas gráficamente.

Los resultados obtenidos en el laboratorio indican que el suelo posee un 4,59 por ciento de grava, 52,9 por ciento de arena y 42,62 por ciento de finos. El suelo se clasifica como una arena arcillosa con presencia de grava.

Límites de *Atterberg*

Para la clasificación de los suelos finos, se realizan los límites de *Atterberg*. El nombre de estos se debe al científico sueco Albert Mauritz *Atterberg* (1 846- 1 916). El profesor Arthur Casagrande (1 902- 1 981) realizó una gran cantidad de investigaciones, tendientes a la normalización de estos ensayos.

Estos ensayos se realizan con el suelo que pasa el tamiz No. 40.

Límite líquido

El límite líquido se define por convención, como el contenido de humedad, para el cual una acanaladura, con el equipo normalizado, requiere 25 golpes para cerrarse, con una longitud de 13 milímetros.

Límite plástico

El límite plástico se define por convención, como el contenido de humedad para el cual un cilindro de 3 milímetros de diámetro, comienza a desmoronarse.

Índice plástico

Es el contenido de humedad, por debajo del cual, se puede considerar el suelo con un material no plástico, estado semisólido. Está expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra utilizada para el ensayo.

Los resultados de los ensayos se muestran en la tabla III.

Tabla III. **Límites de Atterberg**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCIÓN DEL SUELO
1	1	46,6	8,4	S. M.	Arena arcillosa con presencia de grava

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

(*) C.S.U. = Clasificación Sistema Unificado

Fuente: elaboración propia.

Proctor normal y modificado

En suelos que contienen cantidades apreciables de partículas finas, la densidad relativa pierde sentido, porque los valores de índices de vacíos máximo y mínimo no tienen valores definidos. En el sentido práctico se ha observado que el valor máximo de la compactación de un suelo, para una energía fija de compactación, depende del contenido de humedad presente en el suelo, en el momento de la compactación.

Se han desarrollado dos pruebas para evaluar la máxima compactación de un suelo en el laboratorio: los ensayos de compactación con esfuerzo normal (proctor normal) y con esfuerzo modificado (proctor modificado).

La tabla siguiente muestra resumidamente, las características del equipamiento para la ejecución de estos ensayos de laboratorio:

Tabla IV. **Características del equipamiento para ensayos de proctor**

Método	Peso del pistón	Diámetro del pistón	Altura de caída libre	Diámetro del molde	Volumen del molde	Número de capas	Número de golpes por capas
	Kg	Cm	cm	cm	L		
Normal	2,5	5	30	10	0,94	3	25
Normal	2,5	5	30	15	2,12	3	56
Modificado	4,5	5	46	10	0,94	5	25
Modificado	4,5	5	46	15	2,12	5	56

Fuente: COVIAL Manual del curso de capacitación para personal técnico profesional, área centro-norte p. 81.

Ensayo de valor soporte (C.B.R.)

La finalidad de este ensayo, es determinar la capacidad soporte (C.B.R.) de suelos y agregados compactados en laboratorio, con una humedad óptima y niveles de compactación variables. Es un método desarrollado por la División de Carreteras del Estado de California (EE.UU.), y sirve para evaluar la calidad relativa del suelo para subrasante, subbase y base de pavimentos.

El ensayo mide la resistencia al corte de un suelo, bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un porcentaje de la relación de soporte. El porcentaje C.B.R. está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre, a una profundidad determinada expresada, en porcentaje de fuerza necesaria, para que el pistón penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad en una probeta normalizada, constituida por una muestra patrón de material apisonada.

La expresión que define al C.B.R. es la siguiente:

$$\text{C.B.R.} = (\text{Carga unitaria del ensayo/carga unitaria patrón}) * 100\%$$

De la ecuación se puede ver que el número C.B.R., es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica, el símbolo de porcentaje se quita y la relación se presenta simplemente por el número entero.

Los resultados del laboratorio muestran que la subrasante tiene un C.B.R. del 14,8 al 98,96 por ciento de compactación.

2.7.2. Criterios para definir la capa de rodadura

Los factores principales relacionados con el problema de diseñar el espesor de los pavimentos son:

Cargas de tránsito

Clima o medio

Características de los materiales

Valor soporte C.B.R.

También debe considerarse el costo, la construcción, el mantenimiento y el período de diseño.

2.8. Diseño de la carpeta de rodadura

En este proyecto se diseñara un pavimento rígido, el cual consiste básicamente en losas de concreto simple o armado, apoyadas directamente sobre una base o subbase.

Para el diseño del pavimento rígido se utilizara el método simplificado de la PCA, en donde se han elaborado tablas basadas en distribuciones carga-eje para diferentes categorías de calles y carreteras, estas tablas están formuladas para un período de diseño de 20 años. El factor de seguridad (FS) por el cual deben multiplicarse las cargas nominales de ejes son 1,0, 1,1, 1,2 y 1,3 respectivamente para las cuatro categorías de eje de carga: 1, 2, 3 y 4. Ver tabla V.

Tabla V. **Categorías de cargas por eje**

Carga por eje Categoría	Descripción	TRÁNSITO			Máxima Carga por Eje, KIPS	
		TPD	TPDC		Eje Sencillo	Eje Tándem
			%	por día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1-3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, calles rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5 000	5-18	de 40 a 1 000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), supercarreteras interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3 000 a 12 000; 2 carriles. 3 000 – 50 000; 4 carriles o más	8-30	de 500 a 5 000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas), interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3 000 – 20 000; 2 carriles	8-30	de 1 500 a 8 000	34	60

Fuente: GÓMEZ LÉPE, Fredy Benjamín Gómez Lépe. Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango. p. 28.

El método simplificado de la P.C.A. se resume en los siguientes pasos.

- Determinar la categoría de la carretera
- Determinar el tipo de junta del pavimento
- Determinar si la carretera lleva hombros o bordillo
- Determinar el módulo de ruptura del concreto
- Determinar el módulo de reacción k de la subrasante
- Determinar si se utilizará base
- Determinar el valor soporte del suelo
- Determinar el espesor de la losa de concreto

Categoría de la carretera

Según la tabla V, la carretera es categoría 2, ya que será una calle colectora.

Tipo de junta para el pavimento

El diseño de juntas en los pavimentos de concreto, es el responsable del control del agrietamiento, así como de mantener la capacidad estructural del pavimento y su calidad de servicio, en los más altos niveles, al menor costo anual por lo cual para su diseño se deben tomar las siguientes consideraciones.

- Consideraciones ambientales
- Espesor de la losa
- Transferencia de carga
- Tránsito
- Características del concreto
- Tipo de subrasante o terreno de apoyo
- Características del sellador
- Apoyo lateral
- Experiencia pasada

Juntas transversales de contracción

Las juntas transversales deben de tener un espacio de 15 pies (4,6 metros) o menos. El método más común para la formación de juntas transversales, es mediante el corte con discos de diamante, y es esencial que se cuente con buena mano de obra, para que se obtenga una superficie suave y durable, libre de despostillamientos.

Primeramente, se realiza un corte inicial, cuando el concreto tiene un cierto grado de endurecimiento y las contracciones son inferiores a aquellas que causan el agrietamiento, este corte proporciona un plano de debilidad donde se iniciara el agrietamiento.

El corte deberá ser, al menos, un tercio del espesor de la losa ($D/3$) y tener un ancho mínimo de $1/8$ de pulgada (3 milímetros).

Junta transversal de construcción

Las juntas transversales de construcción, son las empleadas en interrupciones ya planeadas de los trabajos de pavimentación como lo son al final de un día de trabajo, en accesos o aproches de un puente y en donde interrupciones no planeadas suspenden, los trabajos de pavimentación por algún período de tiempo considerable.

Las juntas de construcción previamente planeadas, como las del final de un día de pavimentación, son construidas en las ubicaciones normales de las juntas y al ser estas juntas empalmadas a tope, requieren de pasa juntas de acero liso redondo.

Juntas longitudinales

Las juntas longitudinales evitan la formación del agrietamiento longitudinal. Estas grietas normalmente se desarrollan por los efectos combinados de las cargas, y las restricciones del alabeo de la losa, una vez que el pavimento está sujeto al tránsito, el espacio de las juntas longitudinales no debe exceder de 12,5 pies (3,81 metros).

En este proyecto se diseñaron juntas transversales a cada 4 metros y la junta longitudinal a cada 2,75 metros

Determinar si la carretera lleva hombros o bordillo

La carretera utilizara hombros, según la sección típica E de la Dirección General de Caminos.

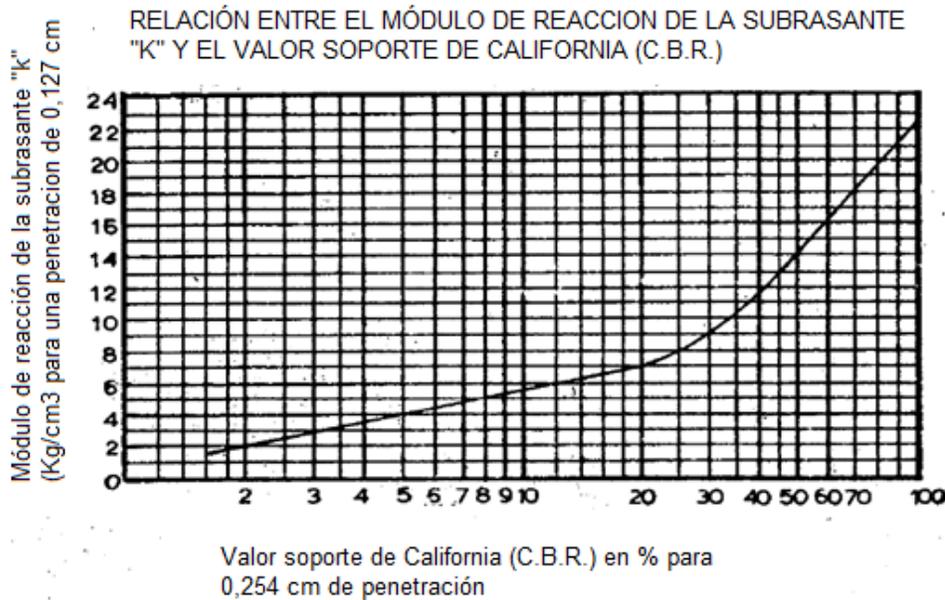
Módulo de ruptura del concreto

Debido a que los pavimentos de concreto, trabajan principalmente a flexión, es recomendable que su resistencia sea acorde con ello, por eso el diseño considera la resistencia del concreto a flexión, que se le conoce como resistencia a la flexión por tensión ($S'c$) o módulo de ruptura (MR), normalmente especificada a los 28 días.

El módulo de ruptura, se mide mediante ensayos en vigas de concreto, aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78.

El valor de K se determina por el tipo de suelo y el índice de CBR.

Figura 9. **Módulo de reacción de la subrasante k**



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. Vías de comunicación p. 355.

Los resultados del laboratorio muestran que la subrasante tiene un valor soporte del 14,8 por ciento de compactación de lo cual se obtiene que el módulo de reacción de la subrasante es de $k =$ kilogramos sobre centímetros cúbicos.

Base

Los esfuerzos combinados de la subrasante y base, mejoran la estructura de un pavimento, el uso de una base granular o cementada incrementa el módulo de reacción del suelo, según lo muestran las tablas VI y VII respectivamente. En este proyecto se utilizara una base granular no tratada de 6 pulgadas, para simplificar se utilizara de 15 centímetros lo cual da un valor del módulo de reacción de la base de 230 libras sobre pulgadas cúbicas.

Tabla VI. **Incremento en el valor K del suelo, según el espesor de una base granular**

Valor k sobre la base psi				
Valor K de la subrasante	Espesor de la base			
	4"	6"	9"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: CEMEX Manual de pavimentos p. 74.

Tabla VII. **Incremento en el valor k del suelo, según el espesor de una base granular cementada**

Valor k sobre la base psi				
k del suelo (psi)	Espesor de la base			
	4"	6"	9"	12"
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	—

Fuente: CEMEX Manual de pavimentos p. 74.

Valor soporte del suelo

Con el dato del módulo de reacción a 230 libras sobre pulgadas cúbicas, se localiza en el rango de valores de la tabla VIII, clasificándola como un soporte alto, catalogando al tipo de suelo como arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos.

Tabla VIII. **Tipos de suelo de subrasante y valores aproximados de k**

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

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

Espesor de la losa de concreto

Tomando en cuenta todos los factores anteriores, se determina el espesor de la losa, según la tabla IX, juntas de trabe con agregados sin dovelas, con hombros de concreto. Se determina el espesor de la losa, según el módulo de ruptura de 550 libras sobre pulgadas cuadradas, con un valor soporte del conjunto subrasante-subbase alto, un TPD de 1 500 y un TPDC admisible del 10 por ciento de 150 vehículos; será de 5,5 pulgadas que es igual a 13,97 centímetros, por facilidad de construcción se le dará un valor de 15 centímetros.

Tabla IX. Pavimentos con juntas de trave por agregado

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

Fuente: GÓMEZ LEPE, Fredy, Benjamín Planificación y diseño de pavimento para la vía principal del Municipio de San Juan Ostuncalco, departamento de Quetzaltenango. p. 30.

2.9. Drenajes

La función de los drenajes es eliminar, en el menor tiempo posible, las aguas que por una u otra razón fluyen en las vías, las cuales pueden ser superficiales o subterráneas.

Con un buen drenaje se pueden evitar daños ocasionados por el agua, reduciendo los costos de mantenimiento.

2.9.1. Drenaje longitudinal

La eliminación del agua que cae sobre la superficie de rodamiento y hombros, se realiza a través de las cunetas, transportándola a lugares fuera del área de la carretera dependiendo del tipo de suelo y pendientes, se determina si estas irán revestidas o no.

Las contracunetas son cunetas construidas generalmente en los taludes de corte, su finalidad es evitar que las aguas superficiales lleguen hasta la carretera. Las especificaciones relativas a las cunetas son aplicables a las contracunetas.

El revestimiento de las cunetas, se puede hacer utilizando materiales, que van desde piedra bola a cantos rodados, ligados con mortero arena-cal o arenamiento, hasta placas de concreto hidráulico prefabricadas o fundidas en el lugar. En los rellenos todas las cunetas deben protegerse, revistiéndolas por cualquiera de los medios anteriormente señalados o con plantas gramíneas.

En este proyecto se utilizarán cunetas con las dimensiones establecidas por la sección típica Tipo E. Ver detalle de sección en planos de detalles.

2.9.2. Drenaje transversal

Las tuberías evacuan las aguas provenientes de las cunetas o de cuencas definidas, las cuales pueden ser permanentes, como riachuelos o variables con las aguas de lluvia.

Cualquiera que sea el material y forma de construcción, las tuberías deben cumplir con especificaciones de fabricación y colocación.

Métodos para determinar el tamaño de la tubería

- Existen varios métodos para determinar el diámetro necesario de una estructura de drenaje.
- Observar si existe una estructura en el lugar, si existiera, determinar su eficiencia años atrás.

Obtener registros de precipitaciones pluviales de la cuenca, frecuencia determinada con estos datos se utilizan formas empíricas o racionales para determinar el gasto máximo del escurrimiento y la rapidez con la cual llega al lugar elegido para la estructura.

El método que se utilizó en este proyecto fue el racional el cual se asume que el caudal máximo, para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con su escorrentía superficial, durante un período de precipitación máxima (diseño), debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana, hasta el punto considerado tiempo de concentración.

El método de racional está representado por la siguiente fórmula:

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

Donde:

Q = Caudal de diseño en m³/s

A = Área drenada de la cuenca en hectáreas

I = Intensidad de lluvia en mm/hora

C = Coeficiente de escorrentía

La intensidad de lluvia, consultar con el INSIVUMEH para la región de estudio. Este proyecto se visitó la página web www.insivumeh.gob.gt , en la pestaña Atlas Hidrológico se obtiene la intensidad de lluvia de 20 minutos de duración para un período de retorno de 10 años. Ver la figura 10. Para la zona donde se ubica el proyecto $I = 150$ milímetros por hora, el área a drenar es de 1,24 hectáreas.

El coeficiente C de escorrentía, es la variable del método racional menos susceptible a determinación precisa. Su uso en la fórmula implica una relación de arreglo para cualquier área de drenaje dada. En este proyecto el valor de coeficiente C es de 0,60, que corresponde a una zona residencial, colonias según la tabla X, con estos datos se procede a calcular el caudal de diseño.

$$Q = \frac{0,60 * 150 \text{ mm/h} * 1,24 \text{ Ha.}}{360} = 0,31 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Para determinar el diámetro necesario para este caudal se utiliza la fórmula de *Manning* la cual es:

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

Donde:

V = Velocidad m/s.

n = Coeficiente de rugosidad.

R = radio a sección llena m.

S = pendiente.

Se propone utilizar tubería corrugada de 30 in que equivale a 0,762 metros, el coeficiente de rugosidad n corresponde a 0,021 según la tabla XI. En este proyecto se colocará tubería transversal en dos puntos en la estación 0+420 y en la 0+560 el valor de la pendiente S corresponde a 0,048 6, se calcula la velocidad a sección llena:

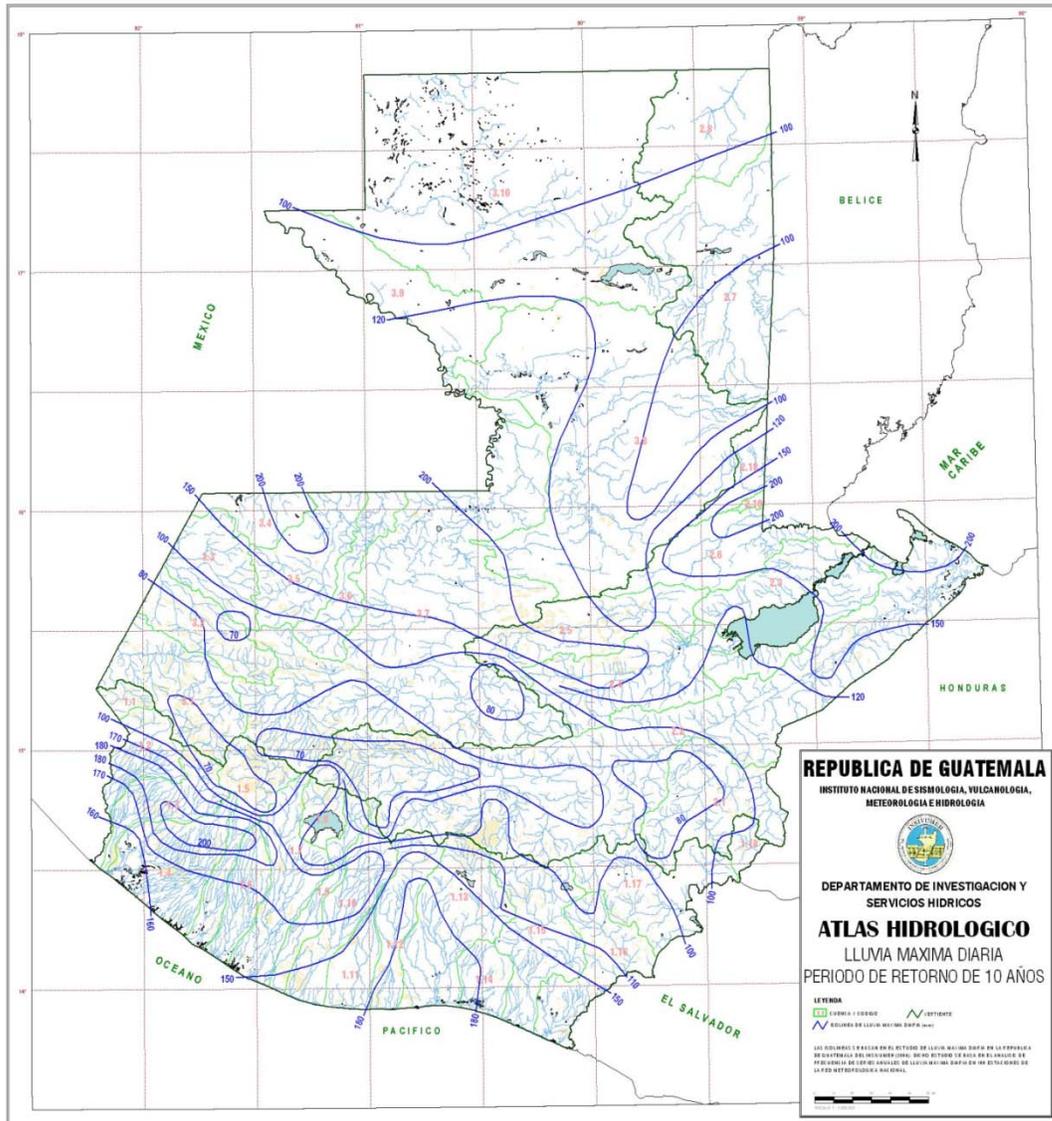
$$V = \frac{1}{0.021} * 0,190 5^{2/3} * 0,048 6^{1/2} = 3,475 \text{ m/s}$$

Como $Q = V \cdot A$

El caudal a sección llena es = 1,58 m³/s

1,58 m³/s > 0,31 m³/s, por lo tanto, la sección propuesta cumple para desfogar el caudal de diseño.

Figura 10. Atlas hidrológico



Fuente: página web de INSIVUMEH. Consultada el 10 de marzo de 2011.

Tabla X. **Valores de coeficiente C de escorrentía**

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA
COMERCIAL	
Centro de la ciudad	0,70 – 0,95
Periferia	0,50 – 0,70
RESIDENCIAL	
Casas individuales	0,30 – 0,50
Colonias	0,40 – 0,60
Condominios	0,60 – 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 – 0,40
Apartamentos	0,50 – 0,70

Fuente: CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. Apuntes de ingeniería sanitaria 2 p. 50.

Tabla XI. **Valores de rugosidad n**

MATERIAL	n
Tubos de cemento < 24"	0,015
Tubos de cemento > 24"	0,013
Tubos de PVC y asbesto cemento	0,009
Tubos de hierro fundido	0,013
Tubos de metal corrugado	0,021
Zanjas	0,02
Canales recubiertos con piedra	0,03

Fuente: CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. Apuntes de ingeniería sanitaria 2 p. 9.

2.10. **Elaboración de planos del proyecto**

Los planos que se elaboraron del proyecto son los siguientes:

- Planta general: contiene la planta general del proyecto, curvas de nivel e información del diseño geométrico.

- Perfil: consiste el perfil del terreno natural y subrasante ubicación de drenajes transversales, pendientes y curvas verticales.
- Secciones transversales: contiene las secciones transversales a cada veinte metros.
- Tablas y detalles: contiene detalles de drenaje y del pavimento las cunetas y el corte de taludes. Se incluyeron las tablas de resumen de volúmenes de corte y relleno y localización de drenajes y cunetas.

2.11. Presupuesto

El presupuesto contempla materiales, mano de obra, maquinaria, combustible y gastos indirectos. Para el efecto se tomó como referencia los precios de materiales y renta de maquinaria que se cotizan en el área de Escuintla, lo concerniente a mano de obra tanto calificada como no calificada, la que la municipalidad asigna para casos similares, se aplicó un 30 por ciento de costos indirectos que incluye administración, supervisión técnica y utilidades.

Tabla XII. Integración de costo unitario

Comunidad	Col. Ferrocarrilera	Costo unitario :	Q. 136.69		
Municipio	Escuintla	Renglón	Excavación no clasificada		
Departamento	Escuintla	Unidad	m ³		
		Cantidad	2 740,58		
No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo/unitario	Costo directo
1.0	Mano de obra				
1.1	Encargado de Obra	Q 60,00	Jornales	Q. 200,00	Q. 12 000,00
1.2	Ayudantes	Q 60,00	Jornales	Q. 120,00	Q. 7 200,00
		Suma de mano de obra			Q. 19 200,00
		Prestaciones			Q. 12 480,00
		Total de mano de obra			Q. 31 680,00
2.0	Equipo y maquinaria				
2.1	Retroexcavadora 416 C	100.00	Horas	Q. 230,00	Q. 23 000,00
2.2	Camión de Palangana	298.00	viajes	Q. 300,00	Q. 89 400,00
		Suma de maquinaria y equipo			Q.112400,00
		Costo directo			Q. 44 080,00
		Costo indirecto 30%			Q. 43 224,00
		Subtotal			Q.187 304,00
		Costo del renglón			Q.374 608,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. Cuadro de integración de costos

No.	REGLÓN	CANTIDAD	UN	COSTO UNITARIO	COSTO DIRECTO
1	PRELIMINARES	847	m	Q 10,83	Q 9 169,55
2	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	2 740,58	m ³	Q 136,69	Q. 374 608,00
3	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA PARA PRETAMOS	5 180	m ³	Q 240,30	Q. 1 244 776,00
4	CONFORMACIÓN DE SUBRASANTE	6 860	m ²	Q 26,26	Q. 180 174,80
5	BASE GRANULAR DE 15 cm	1 029	m ³	Q 274,22	Q. 282 171,50
6	PAVIMENTACIÓN CON LOSAS DE CONCRETO	6 860	m ²	Q 157,51	Q. 1 080 542,91
7	CUNETAS REVESTIDAS	1 694	m	Q 115,2	Q. 195 860,21
8	ALCANTARILLAS DE METAL CORRUGADO DE 30 in	10	m	Q 1 200,00	Q 12 000,00
9	ALCANTARILLAS DE METAL CORRUGADO DE 60 in	10	m	Q 2 710,03	Q. 54 200,58
10	CAJAS Y CABEZALES PARA ALCANTARILLAS 2500 PSI	13.5	m ³	Q 1 150,00	Q 15 525,00
COSTO DEL PROYECTO					Q. 3 409 827,97
COSTO / m²					Q 497,06

Fuente: elaboración propia.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CABECERA MUNICIPAL DE ESCUINTLA

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un puente de 30 metros de luz y un apoyo intermedio, de concreto reforzado, viga rectangular y losa plana, estribos y pila central con muros de gravedad de concreto ciclópeo.

3.2. Estudio hidrológico

Para determinar la altura del puente es necesario realizar un estudio de creciente máxima y el caudal que es capaz de conducir la sección del río.

3.2.1. Crecientes

La creciente máxima se determinó consultando con los pobladores quienes, indicaron hasta donde llegaba la altura de la creciente. Se tomó la cota con el nivel, la cual dio un valor de 66,50 metros.

3.2.2. Cálculo del caudal máximo

Para determinar el cálculo del caudal máximo se utilizara el método sección pendiente, para lo cual se necesita la altimetría y planimetría donde se ubicara el puente, como también la sección transversal del río.

Se determina la velocidad de la corriente aplicando la fórmula de *Manning*.

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

Donde.

V = Velocidad m/s

n = Coeficiente hidráulico de rugosidad.

R = Radio hidráulico

S = pendiente

La pendiente del río es de 1,05 por ciento con una crecida máxima con cota de 66,50 el perímetro mojado da 23,95 metros y el área de la sección, utilizando la crecida máxima, da un valor de 23,74 metros cuadrados. Se procede a calcular el radio hidráulico.

$$R = \frac{\text{Area}}{\text{P.M.}} = \frac{23,74}{23,95} = 0,99 \text{ m}$$

El coeficiente de rugosidad tiene un valor de 0,080, con los datos se procede a calcular la velocidad la cual da como resultado.

$$V = 1,27 \text{ m/s}$$

Luego se calcula el caudal

$$Q = V * A$$

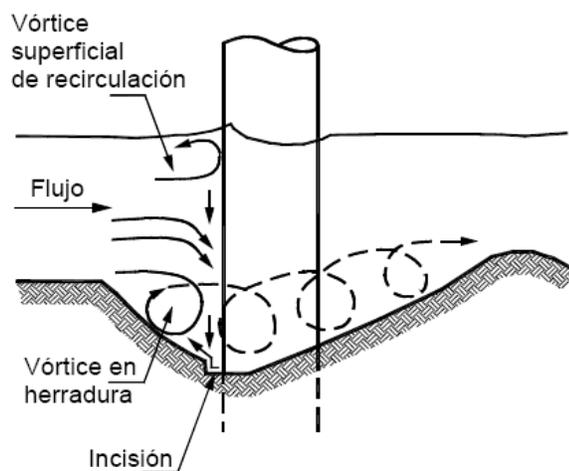
$Q = 1,27 * 23,74 = 30,20$ metros cúbicos por segundo, con estos datos se determinó una altura máxima para el puente de 3,49 desde el lecho del río hasta la parte inferior de las vigas y una luz libre de 30 metros.

3.2.3. Cálculo de la socavación

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones de la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc.

Alrededor de las pilas o estructuras en la mitad de un cauce se forman sistemas de remolinos o vórtices y esos remolinos generan socavación generalmente se genera, un remolino en herradura y un remolino de estela o perturbación de dinámica del flujo.

Figura 11. Socavación en pila central



Fuente: elaboración propia.

3.2.3.1. Factores que afectan la socavación en pilas

Los factores principales que afectan las características de la socavación en pilas de puentes son:

- Las propiedades del líquido: densidad, viscosidad cinemática, aceleración de la gravedad.
- Las propiedades del flujo: profundidad, velocidad, ángulo de ataque.
- Las propiedades del material de fondo del cauce: densidad y tamaño de las partículas.
- Las características de la pila: ancho, forma, orientación.

3.2.3.2. Métodos de cálculo

Existen gran cantidad de métodos para estimar la socavación local en pilas de puentes, los más utilizados son:

Método de la FHWA (HEC-18)

Método de Nueva Zelanda

Método de *Laursen y Toch*

Método TRRL

Se utiliza el método de la FHWA, la cual se utiliza como norma de diseño por la Federal *Higway Administration* de los EE:UU.

$$\frac{y_s}{y} = 2,0k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \left[\frac{d}{y} \right]^{0,65} \cdot Fr^{0,43}$$

Esta ecuación tiene los siguientes límites:

$$y_s \leq 2,4 d \text{ para } Fr < 0,8$$

$$y_s \leq 3,0 d \text{ para } Fr > 0,8$$

Dónde:

$$F_r = \frac{v}{(g \cdot y)^{1/2}}$$

y_s = profundidad de socavación

v = velocidad del flujo de acercamiento

y = profundidad del flujo

d = diámetro de la pila

k_1, k_2, k_3, k_4 = factores de forma, ángulo de orientación, rugosidad del fondo y uniformidad de la gradación respectivamente.

El factor k_1 , depende de la forma de la pila y se obtiene de la tabla

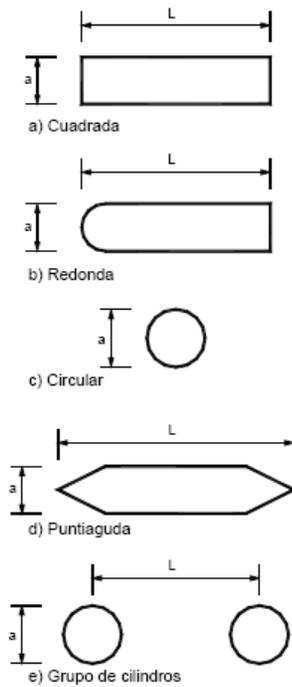
Tabla XIV. **Factor k_1 forma de la pila**

Forma de la pila	Factor k_1
Nariz cuadrada	1,1
Nariz redonda	1,0
Nariz circular	1,0
Nariz puntiaguda	0,9
Grupo de cilindros	1,0

Fuente: *Federal Highway Administration.*

Para ángulos de ataque mayores a 5° se utiliza $k_1 = 1,0$

Figura 12. Geometrías de pilas



Fuente: *Federal Highway Administration.*

El coeficiente k_2 depende del ángulo de ataque del flujo tabla XIV y puede calcularse por medio de la ecuación:

$$k_2 = \left(\cos\varphi + \frac{L}{d} \cdot \text{sen}\varphi \right)^{0.65}$$

Tabla XV. **Factor k_2 ángulo de la corriente**

Angulo	Factor k_2		
	L/d = 4	L/d = 8	L/d = 12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

Fuente: *Federal Highway Administration. HEC-18.*

El coeficiente k_3 depende de la rugosidad general del cauce y se obtiene de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla XVI. **Factor k_3 características del fondo del cauce**

Angulo	Factor k_2		
	L/d = 4	L/d = 8	L/d = 12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

Fuente: *Federal Highway Administration. HEC-18.*

El coeficiente k_4 tiene por objeto disminuir el valor calculado de socavación para tener en cuenta que las partículas grandes de material disminuyen la socavación.

El valor mínimo de k_4 es de 0,7

Se procede a calcular la socavación:

$$Fr = 1,27/(9,28*1,50)^{1/2}$$

$$Fr = 0,34$$

$$\text{Entonces } 2,4*(2,80) = 6,72$$

Determinando K1 según método para ángulos de ataque mayores a 50 tendrá un valor de 1

$$K_2 = (\cos 84'53 + (7,20/2,80)*\text{sen } 84'53)^{0,65} = 1,88$$

$$K_3 \text{ fondo plano y antidunas} = 1,1$$

$$K_4 \text{ valor mínimo de } 0,7$$

$$\frac{y_s}{y} = 2,0 * 1 * 1,88 * 1,1 * 0,7 \left(\frac{2,8}{1,48}\right)^{0,65} * 0,34^{0,43}$$

$$\frac{y_s}{y} = 2,75$$

Entonces la cota de crecida máxima = 66,50

La cota de socavación = 66,50 – 2,75 = 63,75

Según AAHSTO 10.6.1.2 las zapatas ubicadas en cruces sobre cursos de agua se deberán fundar como mínimo a una profundidad de 600 milímetros por debajo de la máxima profundidad de socavación.

Entonces la cota de cimentación recomendada para la pila central será de 63,75 – 0,60 metros = 63,15 por factores de seguridad se colocó a una cota de 62,40.

3.3. Levantamiento topográfico

Se realizó planimetría para la ubicación del puente y sección del río, en la altimetría se trazó un eje y luego se trazaron secciones transversales a cada 10 metros. Con estos datos de dibujo el eje central, curvas de nivel y perfil.

3.4. Evaluación del tipo de suelo

Para evaluar el tipo de suelo se realizó una excavación a 2 metros de profundidad y se extrajo un cubo de un volumen aproximado a 1 pie cubico. La muestra se cubrió de parafina para que no perdiera su humedad.

La descripción del suelo es arena arcillosa con presencia de grava y el tipo de ensayo no consolidado y no drenado dio como resultado un ángulo de fricción interna $\phi = 12,08^{\circ}$ y un coeficiente de cohesión $C_u = 0,15$ toneladas dividido metros cuadrados.

Con estos datos se calcula el valor soporte del suelo según la capacidad de carga de *Terzaghi*.

Para una cimentación cuadrada:

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma B N_{\gamma}$$

Donde:

c = Coeficiente de cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

D_f = Profundidad de la muestra

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ϕ de fricción del suelo.

Se procede a calcular el valor soporte del suelo con los siguientes datos:

$$c = 0,15 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = 1,19 \text{ t/m}^3$$

$$q = 2,38 \text{ t/m}^2$$

$$D_f = 2$$

$$N_c = 10,76$$

$$N_q = 3,29$$

$$N_\gamma = 0,85$$

$$\phi = 12,08^\circ$$

$$B = 3 \text{ m}$$

Entonces:

$$q_u = 1,3 * 0,15 * 10,76 + 2,38 * 3,29 + 0,4 * 1,19 * 3 * 0,85 = 11,14 \text{ t/m}^2$$

Terzaghi recomienda para q_{adm} un factor de seguridad F_s no menor de tres, por lo tanto:

$$V_s = q_u / F_s$$

$$V_s = 11,14/3 = 3,71 \text{ t/m}^2$$

3.5. Geometría del puente

Para determinar la geometría del puente, es necesario saber que longitud tiene la sección del río. En este proyecto es de 26 metros por lo cual se decidió diseñar el puente con una longitud de 30 metros dividido en dos secciones, la primera de 20 metros y la segunda de 10 metros.

Luego se determinan las secciones:

- Espesor de losa: según AASHTO recomienda que estas no deben ser menores de 6 pulgadas. En el proyecto se diseñó un espesor de losa de 20 centímetros el cual es mayor al recomendado.
- Peralte de vigas principales: la sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas, para no tener que hacer un chequeo por deflexiones. Se recomienda un peralte no menor de $L/15$. Como cada sección mide 20 metros entonces $20/16 = 1,25$ metros, se usara un valor de 1,50 metros para ambos tramos.
- Base de vigas principales: la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3,5, Para no chequear alabeo la base minima recomendada es de $1,5/3,5 = 0,42$ metros se tomo un valor de 0,50 metros.
- Diafragmas en los extremos: el ancho usual es de 0,30 metros y el alto es de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas $1,5 * \frac{1}{2} = 0,75$ metros.
- Diafragmas internos: el ancho es de 0,30 metros y el alto es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas $1,5 * \frac{3}{4} = 1,125$ metros, se usara 1,13 metros.

- Viga de apoyo: la cortina de la viga de apoyo no deberá ser menor de 0,30 metros de espesor, el alto depende de la viga del puente. En este proyecto la cortina tendrá un espesor de 0,30 metros y el alto será de 1,5 metros la viga de apoyo su espesor no deberá ser menor de 0,40 metros y el ancho lo determina el apoyo de la viga principal más el espesor de la cortina $B = 0,30 + 0,50 = 0,80$ metros.

3.6. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa

- Secciones: las secciones se determinaron según normas AASHTO.
- Carga viva: se usara carga viva de diseño para un HS-15 AASHTO.
- Recubrimientos: AASHTO 8,22 recomienda para cimientos y muros 8 centímetros; losa 5 centímetros cara superior e inferior 2,5 centímetros y 5 centímetros para columnas y vigas.
- Traslapes: según AASHTO 8,25 se calculara con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 de tal modo que desarrollen un 25 por ciento del F_y nominal de la barra. Siguiendo especificación AASHTO 8,33,2.
- Longitud de desarrollo: AASHTO 8,24,1,2 se proporcionara a todas la barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requiera por diseño siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$, se deben seguir las normas establecidas

para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimiento según artículo 8,21,5 de AASHTO.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta:

- La acera y el barandal deben construirse después que las vigas hayan reflectado libremente.
- Se debe colocara una capa de 5 centímetros de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberá cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Toda soldadura se ejecutara conforme las normas establecidas en el manual de la *American Welding Society*, siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte del suelo y la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.
- Evitar la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riveras del rio para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

3.7. Diseño de la superestructura

La superestructura se diseñó siguiendo la normativa de AASHTO.

3.7.1. Predeterminación de la sección de la viga

La sección de la viga se calculó en el capítulo 3.5 y tendrá una sección de 1,5 metros de altura y base de 50 centímetros.

3.7.2. Diseño de la losa

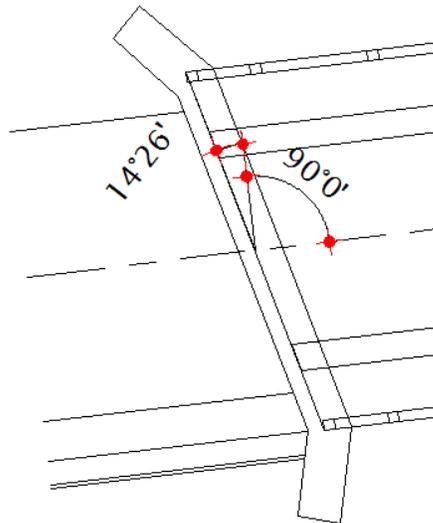
La losa tiene como función resistir las cargas vivas.

3.7.2.1. Cálculo del peralte

El peralte de la losa se calculó en el capítulo 3,5 según normas AASHTO. En este proyecto el espesor de la losa será de 20 centímetros.

Según el capítulo 9.7 Losas de tablero de hormigón en su sección 9.7.1.3 tableros oblicuos dice, si el ángulo de oblicuidad del tablero es menor o igual que 25 grados sexagesimales la armadura principal se puede disponer en la dirección de la oblicuidad, en este proyecto el ángulo de oblicuidad es de 14 grados sexagesimales por lo que la dirección del armado corresponderá a la dirección de la oblicuidad.

Figura 13. **Ángulo de oblicuidad**



Fuente: elaboración propia.

3.7.2.2. Integración de cargas

Las cargas que se consideran son las siguientes:

Carga muerta:

W losa	=	0,20 m*1,00 m*2 400 kg/m ³	= 480 kg/m
W asfalto	=	0,05 m*1,00 m*2 100 kg/m ³	= 105 kg/m
W barandales =			= <u>40 kg/m</u>
			625 kg/m

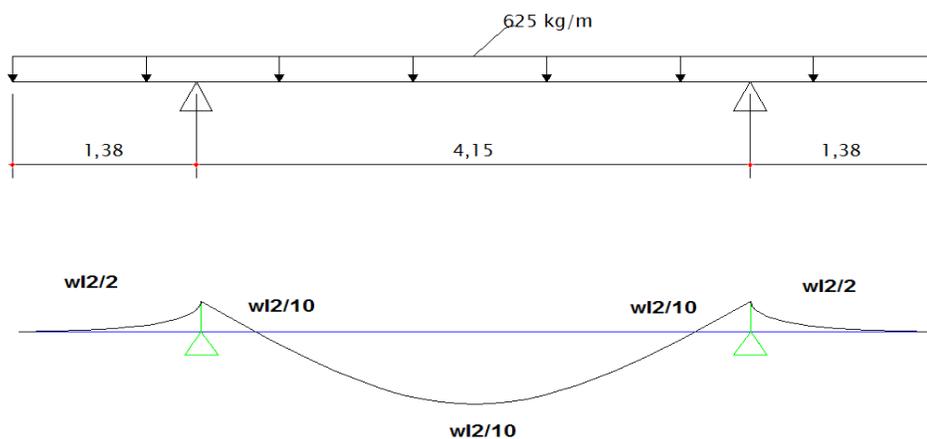
3.7.2.3. Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, momento por carga viva e impacto, obteniendo con ello el momento total, con el cual se procederá al cálculo del refuerzo.

3.7.2.3.1. Momentos debido a la carga muerta

Son momentos causados por la acción de las cargas permanentes del puente.

Figura 14. Diagrama de momentos



Fuente: elaboración propia.

Se consideró un modelo matemático de un tramo más dos voladizos.

Momento para voladizos

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{2} = \frac{625 * (1,38)^2}{2} = 595,13 \text{ kg m}$$

Momento para tramo de 4,15

$$M_{cm} = \frac{wl^2}{10} = \frac{625 * (4,15)^2}{10} = 1076,4 \text{ kg m}$$

Se toma el mayor $M_{cm} = 1\ 076,4 \text{ kg-m}$

3.7.2.3.2. Momento debido a la sobrecarga

Se procede a calcular la sobrecarga

$$M_{cv} = [0,80(S + 2)/32] * P$$

Donde S es el espaciamiento entre vigas a rostro en pies, y P la carga del eje más pesado en libras. Se tomó una carga HS-15 de 12 000 libras.

Entonces,

$$M_{cv} = [0,80(12 + 2)/32] * 12\ 000 = 4\ 200 \text{ lb-pie } 582 \text{ kg-m}$$

3.7.2.3.3. Momento debido al impacto

Se calcula el impacto según AASHTO.

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

Donde L es la separación a rostro entre vigas en metros.

$$I = 15,24 / (3,65 + 38) = 0,36$$

AASHTO considera que no es necesario usar un porcentaje de impacto mayor que el 30 por ciento.

Entonces el factor de impacto será de 1,30

3.7.2.3.4. Momento último

Se integran los momentos de la siguiente manera:

$$M_u = 1,3(M_{cm} + 5/3(M_{cv} \cdot I)) = 1,3(1\,706,4 + 5/3(582 \cdot 1,3)) = 3\,038,62 \text{ kg-m}$$

3.7.2.3.5. Cálculo del peralte efectivo

El peralte efectivo se calcula de la siguiente manera:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No. 4)}$$

$$d = 20 - 2,5 - \frac{1}{2} \cdot (1,27) = 16,9 \text{ cm}$$

3.7.2.3.6. Cálculo de refuerzo

El acero de refuerzo se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = bd \sqrt{(bd)^2 \frac{M_{ub}}{0,003\,825f'c} \frac{0,85f'c}{f_y}}$$

Dónde:

$$\Phi = 0,85$$

$$Mu = 3\,038,62 \text{ kg-m}$$

$$d = 16,9 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$As = 7,30 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As_{\min} = \rho_{\min} b d$$

Donde

$$\rho_{\min} = 14,1/f_y = 14,1/2\,810 = 5,017 \cdot 10^{-3}$$

$$As_{\min} = 5,017 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 16,9 = 8,48 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As_{\max} = 0,50 \rho_b b d$$

Dónde:

$$\rho_b = 0,85 \beta \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6\,090}{f_y + 6\,090} \right)$$

$$\beta = 0,85$$

Entonces

$$As_{\max} = 0,5 \cdot [0,85 \cdot 0,85 \cdot (281/2\,810) \cdot (6\,090/2\,810 + 6\,090)] \cdot 100 \cdot 16,9 = 83,55 \text{ cm}^2$$

Se usará área de acero mínimo

$$8,48 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 1\text{m}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ _____ } x$$

$$x = 15 \text{ cm}$$

Entonces se usara No. 4 @ 15 centímetros, para refuerzo transversal inferior la cama superior se reforzará con área de acero por temperatura.

$$A_{temp} = 0,002bt$$

$$A_{temp} = 0,002*100*20 = 4\text{cm}^2$$

Usando varilla No. Tenemos

$$4 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 1\text{m}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ _____ } x$$

$$x = 30 \text{ cm}$$

Entonces, se usará acero No. 4@30 cm para refuerzo transversal superior.

Área de acero longitudinal en cama superior e inferior

Según AASHTO 3.24.10.2 se calcula el factor longitudinal el cual debe ser menor de 0,67. Este se deberá multiplicar por el acero transversal calculado para obtener el acero longitudinal.

$$FL = 2,20 / \sqrt{S} < 0,67$$

S = espaciamiento entre vigas en pies.

$$FL = 2,20 / \sqrt{12} = 0,63$$

Se usará entonces un FL = 0.63

$$A_{s_{\text{longitudinal}}} = 0,63 * 8,48 = 5,43 \text{ cm}^2$$

Usando varilla No.4

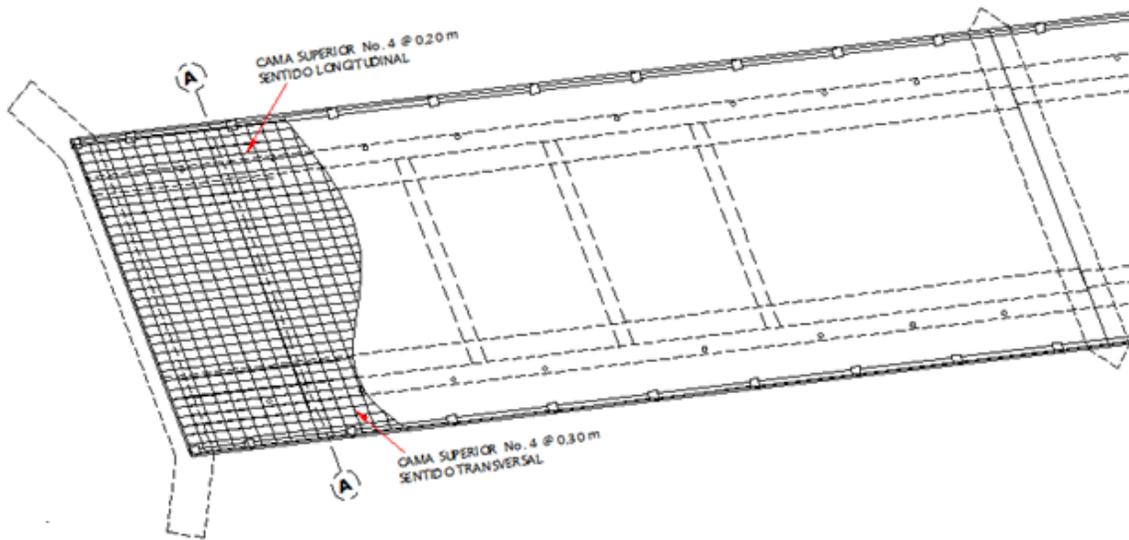
$$5,34 \text{ cm}^2 \text{ _____ } 1\text{m}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ _____ } x$$

$$x = 23,78 \text{ cm}$$

Se usará acero No. 4@20 cm

Figura 15. Armado de losa



Fuente: elaboración propia.

3.7.3. Barandal

Según AASHTO sección 13.8.1 la mínima altura de las barandas para peatones debe ser 1 060 milímetros medidos a partir de la cara superior de la acera.

La sobrecarga de diseño para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ Newton sobre milímetro, tanto transversal como verticalmente actuando en forma simultánea adamas cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior, el valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes P_{LL} en Newton deberá ser:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L$$

Donde L es la separación entre postes en milímetros.

Figura 16. **Cargas que actúan sobre las barandas**

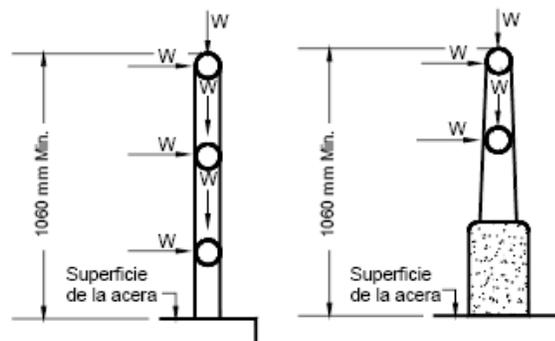


Figura 13.8.2-1 - Cargas que actúan sobre las barandas para peatones. (A utilizar en el borde exterior de una acera cuando el tráfico vehicular está separado del tráfico peatonal mediante una baranda para tráfico vehicular. Las geometrías de las barandas son simplemente ilustrativas)

Fuente: especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD p. 13-12.

Entonces:

$$F_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

$$F_r = \sqrt{0,73^2 + 0,73^2}$$

$$F_r = 1,03 \text{ N/mm}$$

$$P_r = \sqrt{p_x^2 + p_y^2}$$

$$P_r = \sqrt{890^2 + 89^2}$$

$$P_r = 1\,258,65 \text{ N}$$

Cálculo de los momentos de servicio (sin factorar)

$$M_{\text{máx}} = WL^2/8 + PL/4$$

$$M_{\text{máx}} = 1,03 \cdot (2\,200)^2/8 + 1\,258,65(2\,200)/4$$

$$M_{\text{máx}} = 1\,315\,407,5 \text{ N-mm} \approx 134,22 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{DC}} = 11,39 \cdot (2,2)^2/8 = 6,9 \text{ kg-m}$$

Momento último:

$$M_u = 1,25DC + 1,75LL$$

$$M_u = 1,25 \cdot 6,9 + 1,75 \cdot 134,22 = 243,51 \text{ kg-m}$$

Fluencia

Tubo Estándar A-53 $F_y = 35 \text{ ksi}$

$$M_n = 35 \text{ ksi} \cdot 4,31 \text{ in} = 150,85 \text{ kip-in} \approx 1\,742 \text{ kg-m}$$

Pandeo local

$$D/t = 4,50/0,237 = 18,98$$

$$\text{Límite compacto} = 0,07E/f_y = 0,07 \cdot 29 \cdot 10^3/35 = 58$$

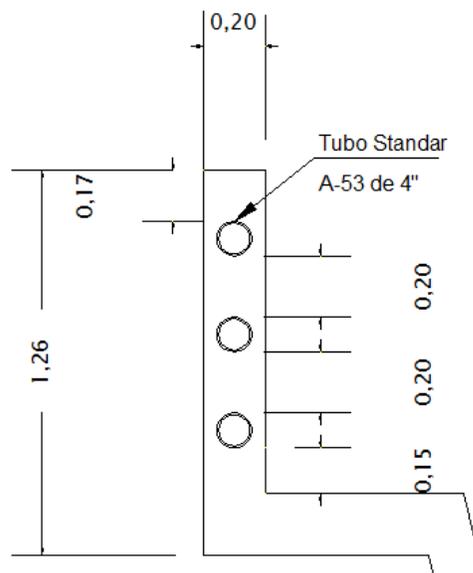
$18,98 < 58$ por lo cual no requiere chequear límite por pandeo local

$$M_n = 0,90 \cdot 1\,742 \text{ kg-m} = 1\,567,8 \text{ kg-m}$$

Entonces:

$M_n > M_u$ ok.

Figura 17. Armado de las barandas



Fuente: elaboración propia.

Diseño del poste

$$P_{LL} = 890 + 0,73 \cdot 2 \cdot 200$$

$$P_{LL} = 254,69 \text{ kg}$$

$$M_{LL} = 254,69 \cdot 0,53 = 135 \text{ kg-m}$$

$$M_{uLL} = 1,75 \cdot 135 \text{ kg-m} = 236,25 \text{ kg-m}$$

Proponiendo 2 No.3 = 1,42 cm²

$$M_n = \left[A_s * F_y \left(d - \frac{A_s * F_y}{1,7 * f_c * b} \right) \right]$$

Mr= 970,88 kg-m

Mr>Mu_{LL} ok

Pu_{LL}= 1,75*254,69 kg = 445,71 kg

Vc = 0,85*0.53*(281)^{1/2}*20*16,9 = 2 552,49 kg

Vc>Pu_{LL} ok

Según ACI 3.18 cuando las secciones son menores a 25 centímetros no obliga a colocar acero por corte, por lo cual colocamos estribos por facilidad de construcción

Est. 6,20 mm @ 0,20

Tabla XVII. **Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre apoyos oblicuos**

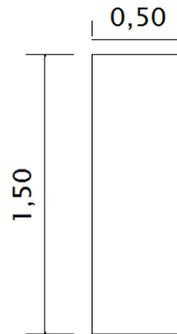
Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1 - c_1 (\tan \theta)^{1,5}$ $c_1 = 0,25 \left(\frac{K_g}{L_s^3} \right)^{0,25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,5}$ si $\theta < 30^\circ$ usar $c_1 = 0,0$ si $\theta > 60^\circ$ usar $\theta = 60^\circ$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras, vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ, y secciones doble Te usadas en tableros multiviga	b, c, d, f, g	$1,05 - 0,25 \tan \theta \leq 1,0$ si $\theta > 60^\circ$ utilizar $\theta = 60^\circ$	$0 \leq \theta \leq 60^\circ$

Fuente: especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD p 4-41.

En este caso el ángulo de oblicuidad es menor que 30 grados por lo que $C_1 = 0$ por tanto el factor de reducción es igual a uno.

La sección de la viga principal se calculó según AASHTO en el capítulo 3.5 el cual dio como resultado lo siguiente:

Figura 19. **Sección de viga**



Fuente: elaboración propia.

3.8.1. **Cálculo del momento para carga muerta**

El momento para carga muerta se calcula de la siguiente manera:

$$M_{cm} = WL^2/8 + P'(a)$$

Donde P es la carga de diafragmas y (a) la distancia de apoyo

Carga muerta

$$W \text{ losa} = 1\,656 \text{ kg/ m}$$

$$W \text{ asfalto} = 362,25 \text{ kg/ m}$$

$$W \text{ barandal} = 40,0 \text{ kg/ m}$$

$$W \text{ viga} = 1\,680 \text{ kg/ m}$$

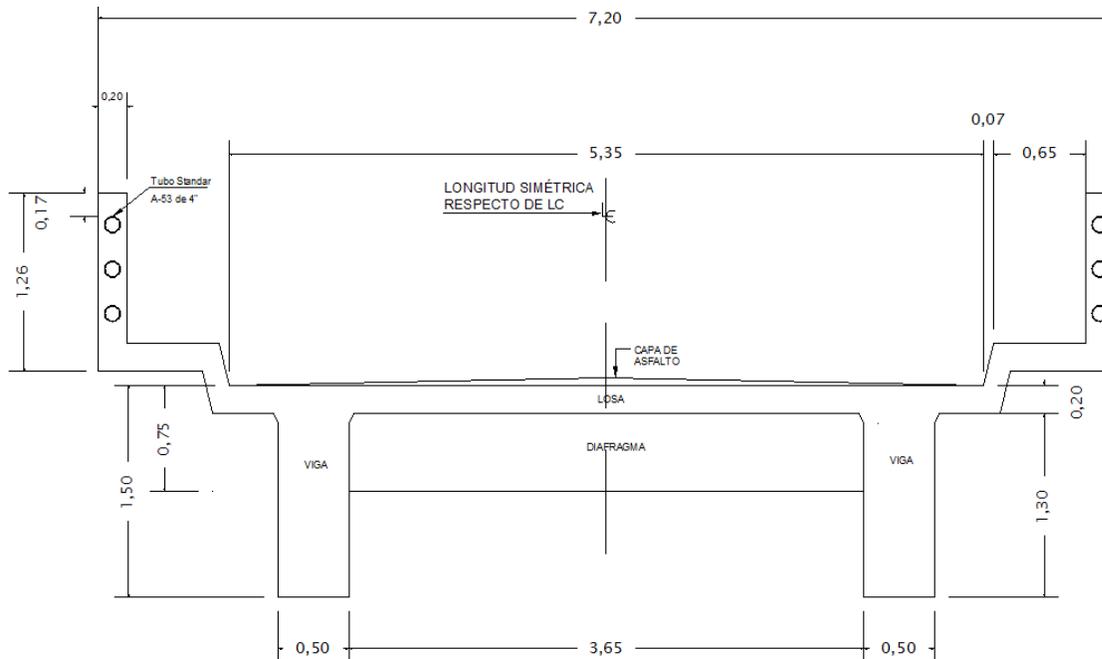
$$W \text{ cm} = 3\,858,25 \text{ kg/ m}$$

El peso del diafragma se toma como carga puntual.

$$W \text{ diafragmas} = 2\,806,92 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces el } M_{cm} = 3\,858,25 \cdot (20)^2 / 8 + 2\,806,92 \cdot 3,45 = 202\,596,47 \text{ kg-m} \approx 202,60 \text{ t-m}$$

Figura 20. Sección transversal de superestructura

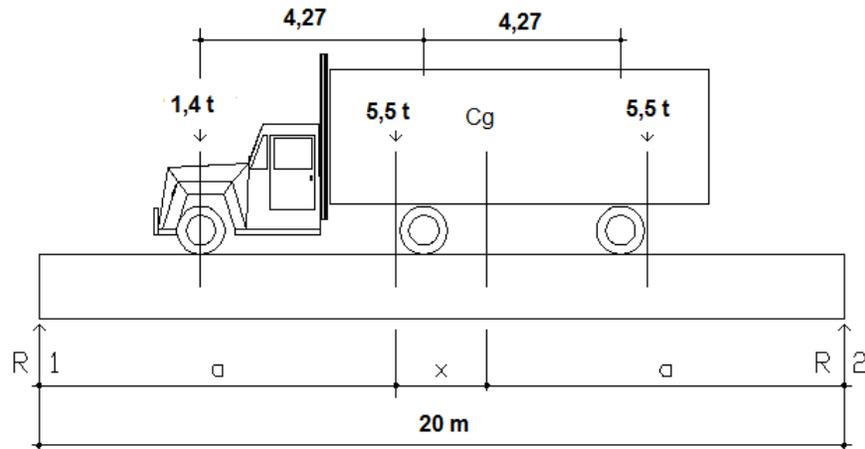


Fuente: elaboración propia.

3.8.2. Cálculo del momento por sobrecarga

De acuerdo a AASHTO, en este proyecto se utilizó un camión HS 15-44 para el cálculo del momento de la carga viva en puentes. El momento máximo por sobrecarga se da cuando el camión se encuentra a lo largo del puente en el lugar crítico. El puente crítico ocurre cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo como su centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 21. Diagrama de carga viva sobre la viga



Fuente: elaboración propia.

Para encontrar “x” se debe de hacer sumatoria de momentos en el centro de gravedad Cg.

$$\Sigma MCg = 0$$

$$5,5x + 1,4(4,27 + x) - 5,5(4,27 - x) = 0$$

$$\text{Entonces } x = 1,41 \text{ m}$$

$$2a + 1,41 = 20$$

$$a = 9,3 \text{ m}$$

Luego sumatoria de momentos en R2 para encontrar el valor de R1

$$\Sigma MR2 = 0$$

$$12,4 \cdot 9,3 - R1 \cdot 20 = 0$$

$$R1 = 5,77 \text{ Ton}$$

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

$$\Sigma M_{\text{máx}} C_v = \Sigma M P^2$$

$$1,4 * 4,27 - 5,77 * 9,3 = 47,68 \text{ ton-m}$$

$$M_{cv} = 47,68 \text{ ton-m}$$

3.8.3. Momento debido al impacto

Se calcula el factor de impacto según AASHTO 1.2.12

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

$$I = 15,24 / (20 + 38) = 0,26$$

$$\text{Entonces F.I.} = 1,26$$

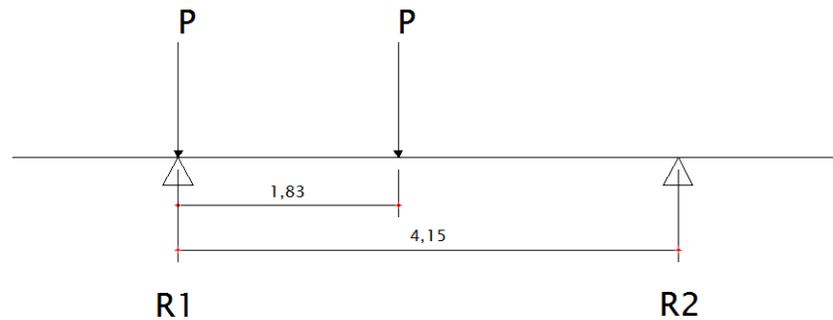
Factor de distribución

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

La fórmula más usual es:

$$M_{cv} = [0,80(s + 2) / 32] * P$$

Figura 22. Factor de distribución



Fuente: elaboración propia.

$$\Sigma MR2 = 4,15 R1 - P \cdot 4,15 - P (4,15 - 1,83) = 0$$

$$Rc = 6,47P / 4,15 = 1,56P$$

Entonces, el factor de distribución para la viga de de FD = 1,56

3.8.4. Cálculo del momento total

El momento total se calculara con la siguiente manera

$$Mu = 1,3 * M_{cm} + \frac{5(M_{cv} * I * FD)}{3}$$

Donde

$$M_{cm} = 202,60 \text{ t-m}$$

$$M_{cv} = 47,68 \text{ t-m}$$

$$I = 1,26$$

$$FD = 1,56$$

Sustituyendo de tiene que $Mu = 419,58 \text{ t-m}$

3.8.5. Cálculo del refuerzo longitudinal y transversal

Para el cálculo del refuerzo longitudinal y transversal se consideran los siguientes elementos:

Refuerzo longitudinal

$$M_u = 419,58 \text{ t-m}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 145 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

Se calcula A_s :

$$A_s = bd \sqrt{(bd)^2 \frac{M_{ub}}{0,003\,825f'_c} \frac{0,85f'_c}{f_y}}$$

Sustituyendo se obtiene un $A_s = 85,39 \text{ cm}^2$

$$A_{s\text{mín}} = 24,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 103,71 \text{ cm}^2$$

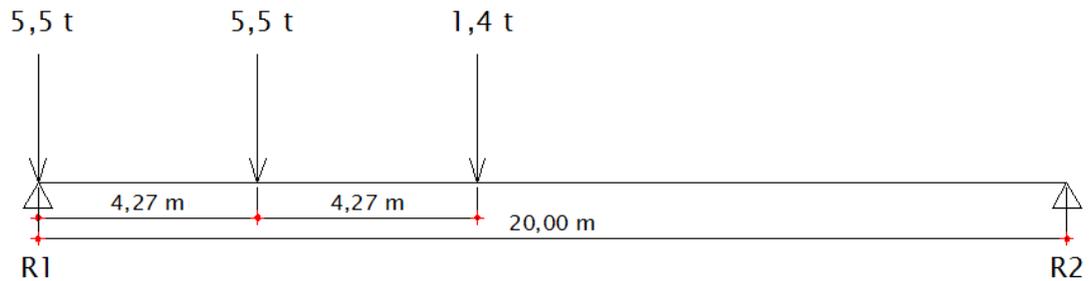
Refuerzo cama superior: $33\% * A_s = 0,33 * 85,39 = 28,18 \text{ cm}^2$, colocar 6 No. 8 G60.

Refuerzo cama inferior en $L/2$ medidos del centro hacia los apoyos: $A_s = 85,39 \text{ cm}^2$ colocar 9 No. 11 G60 Refuerzo cama inferior en apoyos: $50\% A_s = 42,69 \text{ cm}^2 = 5 \text{ No. 11 G60}$ Refuerzo adicional es equivalente a 1 var No.5 a cada 30 cm = colocar No. 5 G40 @ 0,30 m en cada cara.

Refuerzo transversal diseño a corte

El refuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos.

Figura 23. Corte máximo



Fuente: elaboración propia.

$$V_{cm} = \frac{WI}{2} + \frac{P}{2}$$

$$V_{cm} = \frac{3\,858,25 \cdot 20}{2} + \frac{2\,484}{2}$$

Donde P es el peso del diafragma interior 2 484

$$V_{cm} = 3\,9824,5 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante debido a carga viva

$$V_{cv} = R1$$

$$\Sigma MR2 = 0$$

$$20 \cdot R1 - 5,5 \cdot 20 - 15,73 \cdot 5,5 - 11,46 \cdot 1,4$$

$$R1 = 10,63 \text{ t}$$

$$V_{cv} = R1 = 10,63 \text{ t}$$

Esfuerzo de corte último

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

Donde:

V_{cm} = Esfuerzo cortante debido a carga muerta

V_{cv} = Esfuerzo cortante debido a carga viva

I = Factor de impacto

$V_u = 80,78 \text{ t}$

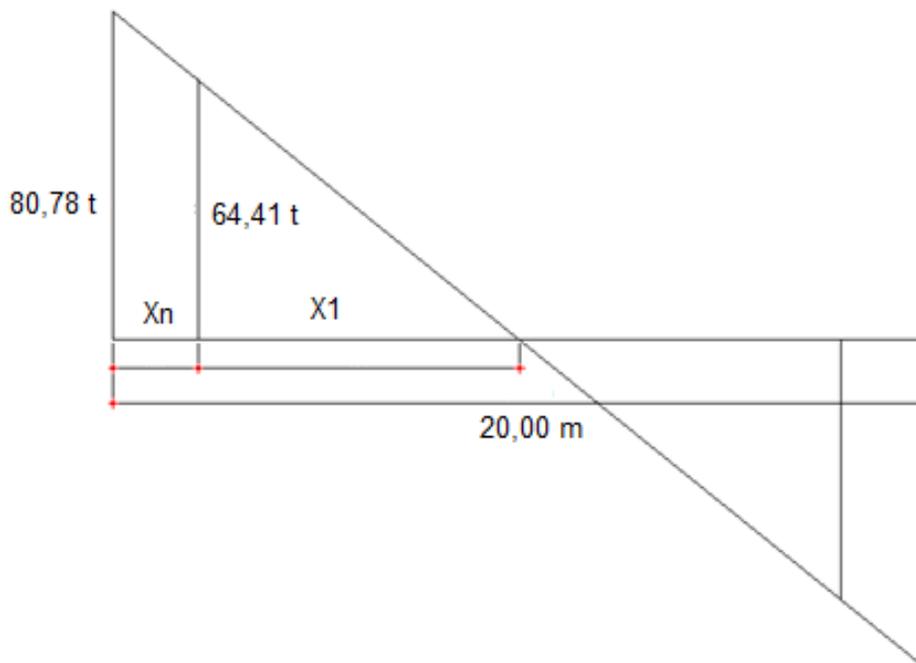
Corte que resiste el concreto

$$V_{cr} = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{cr} = 0,53 * \sqrt{281} * 50 * 145 = 64\ 412 \text{ kg}$$

$$\approx 64,41 \text{ t}$$

Figura 24. **Diagrama de corte sobre la viga**



Fuente: elaboración propia.

X1: distancia que resiste el concreto la fuerza de corte, por lo tanto en esta zona colocar refuerzo mínimo.

Xn: distancia en que el corte actuante es mayor al corte resistente por lo que hay que calcular el refuerzo por corte haciendo una relación de triángulos se obtiene el valor de X1 y Xn.

$$X1 = 7,97$$

$$Xn = 2,03$$

Se tomara para X1 un valor de 7,90 y para Xn un valor de 2,10

Cálculo del espaciamiento en Xn

$$S = 2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d / V_u$$

Usando var No.4

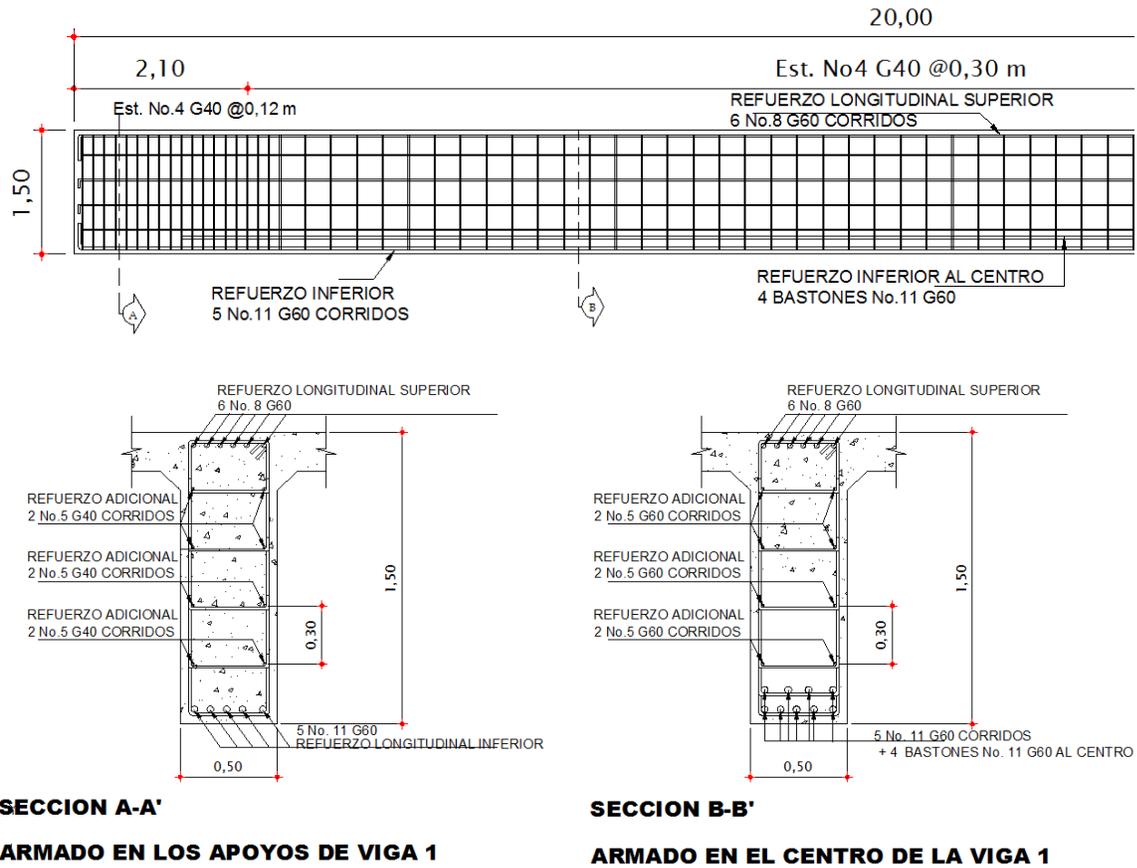
$$A_v = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 2810$$

$$D = 145 \text{ cm}$$

Entonces, $s = 12,81$ centímetros. Para facilidad de construcción se dejara un $s = 12$ centímetros. Entonces Var No.4G40 @ 12 cm, en zona de confinamiento el espaciamiento en X1 será de 30 centímetros, Var No.4G40 @ 30 cm.

Figura 25. Detalle de armado de viga para tramo de 20 metros



Fuente: elaboración propia.

3.9. Diseño del diafragma

Los diafragmas se utilizan al centro y/o en los tercios de la luz, dependiendo del criterio del diseñador. Para este caso se diseñaron diafragmas internos y externos.

Diafragma externo: el ancho usual es de 0,30 metros y el alto es de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas $1,5 \cdot \frac{1}{2} = 0,75$ metros.

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

$$A_s \text{ mín} = (14,1/f_y) \cdot b \cdot d$$

$A_{s\text{mín}} = (14,1/2810) \cdot 30 \cdot 70 = 10,53 \text{ cm}^2$ equivalente a 4 No.6G40 en cada cama.

Refuerzo transversal; estribos No.3G40 @ 0,30 m

Refuerzo adicional es equivalente a 1 var No.5 @ 30 cm en las dos caras.

Diafragma interno: el ancho es de 0,30 metros y el alto es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas $1,5 \cdot \frac{3}{4} = 1,125$ metros, se usara 1,15 metros.

$$h = 1.15 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

Según especificación ACI:

$A_{s\text{mín}} = (14,1/2810) \cdot 30 \cdot 110 = 16,56 \text{ cm}^2$, equivalente a 6 No.6G40 en cada cama.

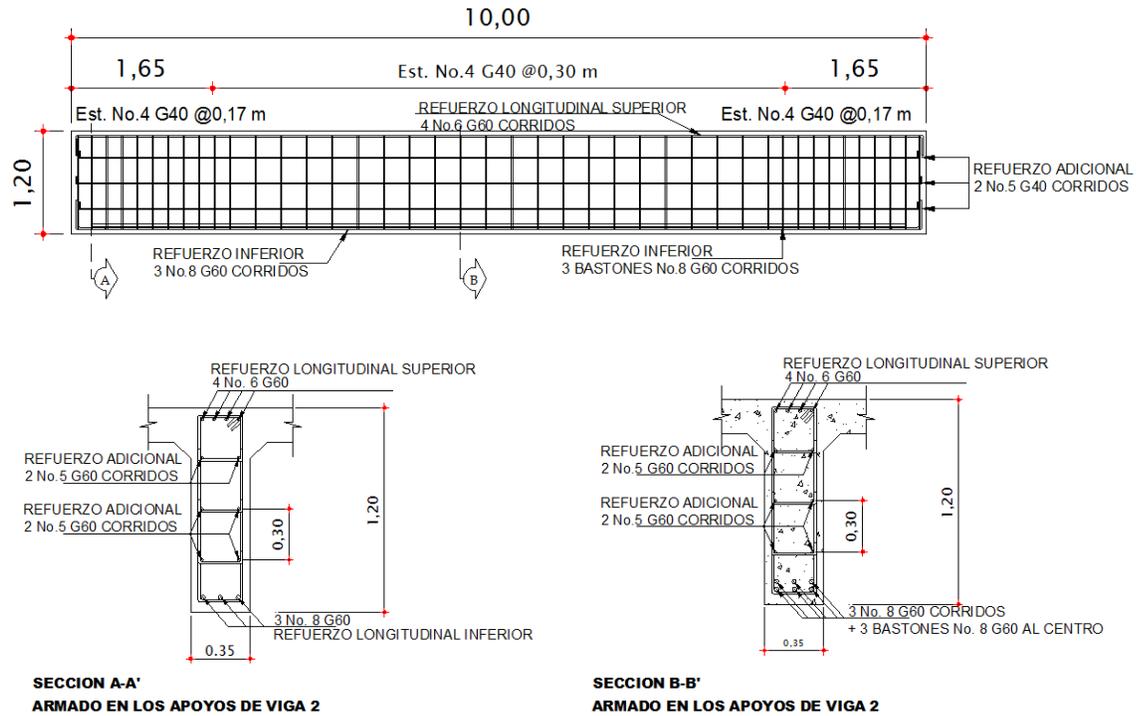
Refuerzo transversal estribos No.3G40 @ 0,30 m. As adicional equivalente a 1 var No.5G40 @ 0,30 metros en las dos caras. Para el tramo de 10 metros: el procedimiento es el mismo por lo cual solo se presentan los resultados del armado de vigas. La sección de la viga será de 0,35 metros de base y 1,20 metros de altura.

Armado Longitudinal: $A_s = 28,84 \text{ cm}^2$, $A_{s\text{mín}} = 13,51 \text{ cm}^2$, $A_{s\text{máx}} = 57,57 \text{ cm}^2$

Refuerzo cama superior 33% $A_s = 0,33 * 28,84 = 9,52 \text{ cm}^2 = 4 \text{ No.6 G60}$, refuerzo cama inferior en L/2 del centro hacia los apoyos: $A_s = 28,84 \text{ cm}^2 = 6 \text{ No.8 G60}$, refuerzo cama inferior apoyos: $50\% A_s = 0,5 * 28,84 = 14,42 \text{ cm}^2 = 3 \text{ No. 8 G60}$, refuerzo adicional equivalente a 1 var No. 5 a cada 30 centímetros en ambas caras

Armado Transversal: el refuerzo a corte en el área de confinamiento será igual a distribuir estribos con varilla No.4 G40 @ 0,17 metros, lo que cubre una distancia de 1,65 metros. y hacia el centro de la viga el refuerzo será igual a distribuir estribos con varilla No.4 @ 0,30 metros

Figura 26. **Detalle de armado de viga para tramo de 10 metros**



Fuente: elaboración propia.

3.10. Diseño de la subestructura

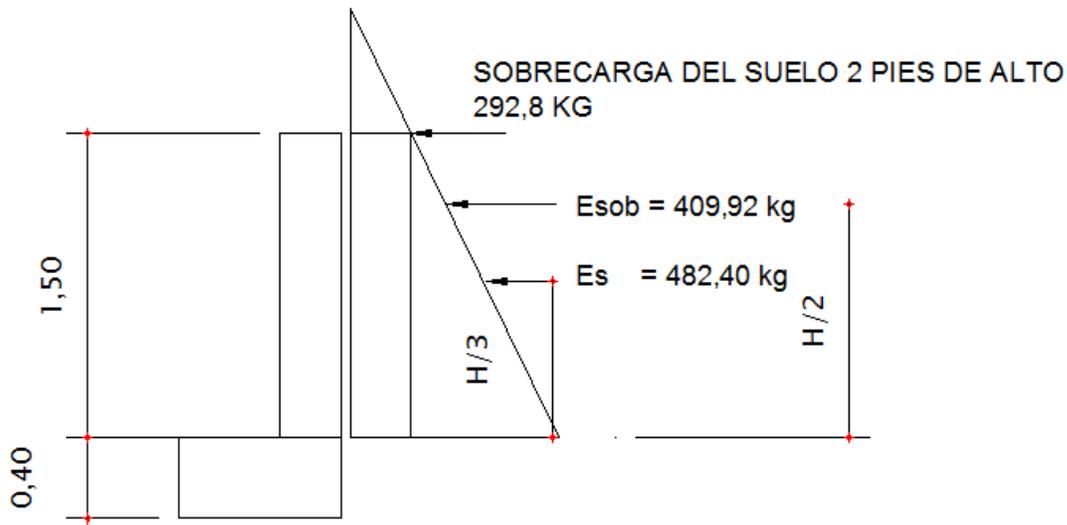
Es la parte inferior del puente y está compuesta por los siguientes elementos: cortina y vigas de apoyo, estribos y cimentación.

3.11. Diseño de la cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo, el alto depende de la altura de la viga principal del puente.

Sobre la cortina actúan las fuerzas de empuje de la tierra E , fuerza longitudinal (FL) producida por las llantas del camión o tráiler en el terraplén o aproche, fuerza de sismo (S), según AASHTO 1.2.22, la cortina debe diseñarse para un equivalente líquido a 480 kilogramos sobre metros cúbicos, según lo estipula AASHTO 3.20.

Figura 27. Geometría de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la fuerza de sismo

$$S = 0,12W$$

W = peso de la viga de apoyo en 1 m

$$W = 0,40 \cdot 0,80 \cdot 2 \cdot 400 + 0,30 \cdot 1,50 \cdot 2 \cdot 400 = 1 \ 848 \text{ kg.}$$

$$S = 0,12 \cdot 1 \ 848 = 221,76 \text{ kg.}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal (FL)

$$FL = 0,05 * P/2H$$

Dónde:

P = sobrecarga 5 500 kg

H = altura de la cortina 1,5 m

$$FL = 0,05 * 5 500 / (2*1,5)$$

$$FL = 91,67 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza debido al empuje de la tierra (E)

$$E = E_s + E_{sob.}$$

E_s = empuje de la tierra sobre la cortina

$E_{sob.}$ = sobrecarga del suelo = equivalente líquido de 2' de alto con una presión de 480 kg/m^3

$$E_s = 480 * (1,5+0,61)/ 2 = 506,4 \text{ kg}$$

$$E_{sob.} = 480 * 0,61 * 1,5 = 439,20 \text{ kg}$$

Cálculo de momentos

Momento debido a la sobrecarga del suelo

$$ME_{sob.} = 439,20 * 0,75 = 329,40 \text{ kg-m}$$

Momento debido al empuje de la tierra sobre la cortina

$$ME_s = 506,4 * 1,5/ 3 = 253,20 \text{ kg-m}$$

Momento debido a la fuerza longitudinal

$$MFL = 91,67 * 0,75 = 68,75 \text{ kg-m}$$

Momento debido a la fuerza de sismo

$$MS = 221,76 \cdot 0,75 = 166,32 \text{ kg-m}$$

Combinación de cargas

Según lo especificado en AASHTO 3.22.1A, aplican en este caso:

$$\text{Grupo III} = 1,3 \cdot (\text{MEsob.} + \text{MEs.} + \text{MFL})$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3 \cdot (\text{MEsob.} + \text{MEs.} + \text{MS})$$

Entonces:

$$\text{Grupo III} = 1,3 \cdot (329,40 + 253,20 + 68,75) = 846,76 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3 \cdot (329,40 + 253,20 + 166,32) = 973,60 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor, en este caso el valor del grupo VII.

Cálculo del refuerzo por flexión

Datos:

$$M = 973,601 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 24 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = 12,04 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{máx}} = 118,65 \text{ cm}^2$$

Como $As < As_{\text{mín}}$.

Se utilizará $As_{\text{min}} = 12,04 \text{ cm}^2$, colocar varillas No. 5 @ 0,16 m

Refuerzo por corte

Grupo III

$$V = 1,3 (E + FL)$$

$$V = 1,3 (945,6 + 91,67) = 1\ 348,45 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$V = 1,3 (E + S)$$

$$V = 1,3 (945,6 + 221,76) = 1\ 517,57 \text{ kg}$$

La mayor de las cargas corresponde al grupo VII.

$$V \text{ máx.} = 1\ 517,57 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0,53 * (281)^{0,5} * 100 * 24 \quad V_{rc} = 21\ 322,61 \text{ kg}$$

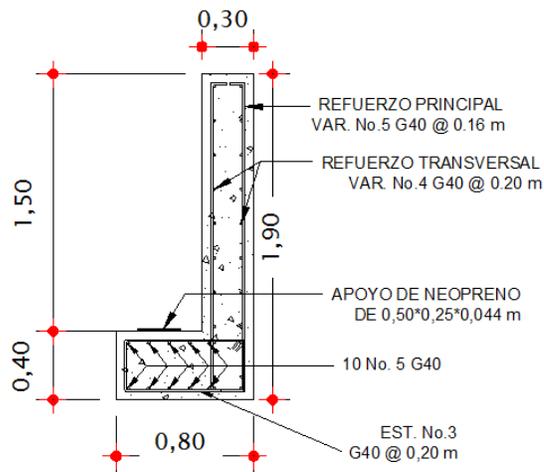
Debido a que $V_{rc} > V_{máx}$, el concreto resiste. Entonces, se coloca refuerzo mínimo, equivalente a varillas No. 4 G40 @ 0,20 metros, en cada cama.

3.12. Diseño de viga de apoyo

Como va apoyada a lo largo de todo el estribo, no hay flexión y solo se revisa por aplastamiento. Se coloca A_s mínimo.

$A_s \text{ min.} = 14,1 * b * d / f_y$
 $A_s \text{ mín.} = 14,1 * 80 * 34 / 2\ 810 = 13,64 \text{ cm}^2$,
equivalente a Var No.5 @ 0.12 metros en cada cama.

Figura 28. Cortina y viga de apoyo



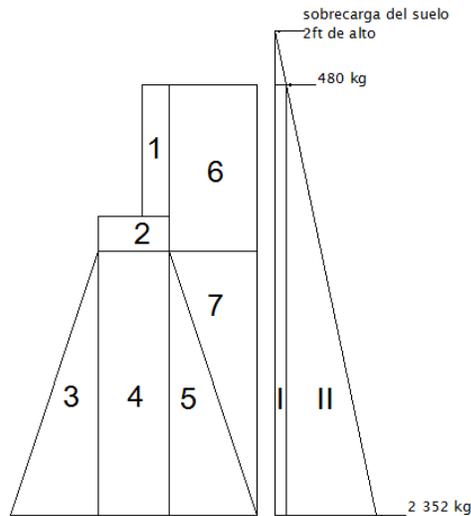
Fuente: elaboración propia.

3.13. Diseño del estribo

Los estribos son los componentes del puente que soportan la superestructura en los lados extremos y transmiten la carga al terreno de cimentación. El tipo de estribo a diseñar será muro de gravedad de concreto ciclópeo las secciones se asumen y luego se verifica por volteo, deslizamiento y presiones. Para el cálculo se utilizan los siguientes datos.

Peso específico del suelo =	1,19 t/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo =	2,7 t/m ³
Ø =	12,08 ⁰
Valor soporte del suelo =	3,71 t/m ²
Base =	1,80 m
Altura =	3 m
Eqv. Líquido =	480 kg/m ³

Figura 29. Geometría y diagrama de presiones en el estribo



Fuente: elaboración propia.

3.13.1. Cálculo del momento de volteo

Momento producido por el empuje de la tierra sobre el estribo, toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo.

Tabla XVIII. Momentos de volteo

Seccion	Empuje kg	Brazo	Momento Kg-m B
I	1 434,72	2,45	3 515,064
II	5 762,4	1,63	9 392,7
$\Sigma E=$	7 197,12	$\Sigma MV=$	12 907,78

Fuente: elaboración propia.

3.13.2. Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso propio de la estructura y el relleno.

Tabla XIX. **Momento producido por el peso de la estructura y el relleno**

Sección	Área	Peso específico	Peso	Brazo	Momento
1	0,45	2400	1080	4,15	4 482,00
2	0,32	2400	768	3,2	2457,60
3	1,5	2700	4050	1	4 050,00
4	2,4	2700	6480	1,5	9 720,00
5	1,5	2700	4050	1	4 050,00
6	1,5	1190	1785	2	3 570,00
7	1,9	1190	2261	3,95	8 930,95
		ΣP=	20474	ΣM=	3 7260,55

Fuente: elaboración propia.

3.13.3. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Esta revisión se realiza para verificar si el muro resiste al agregarle el peso de las estructuras que tendrá que soportar.

Carga muerta y viva

La carga muerta y viva es la misma que se calculo para la viga de apoyo

$$\text{MET} = \text{ME1} + \text{ME2}$$

$$\text{MET} = 37\,260,55 + 115\,567,42 = 152\,827,97 \text{ kg-m}$$

Comprobación de volteo

$$V = ME_{\text{total}}/MV$$

$$V = 152\,827,97/12\,907,78$$

$$V = 11,83 > 1,5 \text{ O.K.}$$

Comprobación por deslizamiento

$$D = \frac{0,5W_{\text{total}} + W}{E}$$

$$D = \frac{0,5 * 82\,548,16 + 20\,474}{7\,197,12} = 5,25$$

$$8,57 > 1,5 \text{ O.K.}$$

Presiones

$$\text{Presiones} = (W_{\text{total}} + W_{\text{estribo}})/A \left((1 \pm (6 * e/b)) \right)$$

Dónde: W_{total} = peso de carga muerta y carga viva

W_{estribo} = peso de estribo

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

A = área

$$a = (ME - MV) / (W_{\text{total}} + W_{\text{estribo}})$$

b = base

$$a = (152\,827,97 - 12\,907,78) / 103\,022,16$$

$$a = 1,35 \text{ m.}$$

$$3a > b$$

$$3 * 1,35 = 4,05 > 2,80$$

$$e = (b / 2) - a = (2,80/2) - 1,35 = 0,05$$

$$\text{Presiones} = (W_{\text{total}} + W_{\text{estribo}}) / A \left((1 \pm (6 \cdot e / b)) \right)$$

$$P \text{ máxima} = 103\,022,16 / (2,80 \cdot 1) \cdot \left((1 \pm (6 \cdot 0,05 / 2,80)) \right)$$

$$P \text{ máxima} = 36\,793,63 \cdot (1 + 0,11)$$

$$P \text{ máxima} = 40\,840,93 \text{ kg/m}^2 > \text{Valor soporte (3\,710 kg/m}^2)$$

$$P \text{ mínima} = 36\,793,63 \cdot (1 - 0,11)$$

$$P \text{ mínima} = 32\,746,33 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Debido a que la presión máxima alcanzada es mayor que el valor soporte y para no tener un muro con una base muy grande se opta por incorporar una zapata de concreto reforzado.

3.14. Diseño estructural de la zapata

$$\text{Carga total} = 57\,784,4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 57\,784,42 / 7,20 = 8\,025,61 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} + W_{\text{estribo}} = 8\,025,61 + 14\,580 = 22\,605,61 \text{ kg/m}$$

Cálculo del área de la zapata

$$22\,605,61 / 3\,710 = 6,09 \text{ m}^2$$

$$B = 6,10 \text{ m}$$

Peralte efectivo de la zapata

Usando un espesor de 80 cm.

$$D = 0,80 - 0,08 - (0,0127 / 2) = 0,7137$$

$$D = 71,37 \text{ cm}$$

$$x = B / 2 - b / 2 - d$$

$$x = 6,10 / 2 - 2,80 / 2 - 0,7137$$

$$x = 0,9363 \text{ m}$$

Corte actuante

$$V_{act} = \text{Área} \cdot W_u = 6,10 \cdot 0,9363 \cdot 27\,126,73 = 154\,932,43 \text{ kg.}$$

Corte resistente

$$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \cdot (f'c)^{1/2} \cdot B \cdot d = 0,85 \cdot 0,53 \cdot (210)^{1/2} \cdot 610 \cdot 71,37$$

$$V_r = 284\,216,95 \text{ kg.}$$

$V_{act} < V_r$, si cumple, por lo tanto, el peralte propuesto resiste al corte simple.

Chequeo por punzonamiento

$$V_{act} = \text{Área} \cdot q_u$$

$$71,37 + 280 = 351,37$$

$$\text{Área} = (7,20 \cdot 6,1) - (3,51 \cdot 7,20) = 18,65 \text{ m}^2$$

$$V_{act} = 18,65 \cdot 27\,126,73 = 505\,913,51 \text{ kg}$$

Perímetro de punzonamiento = b_o

$$b_o = 2(d + \text{sección crítica del muro})$$

$$b_o = 2(720 + 71,37)$$

$$b_o = 1\,582,74 \text{ cm}$$

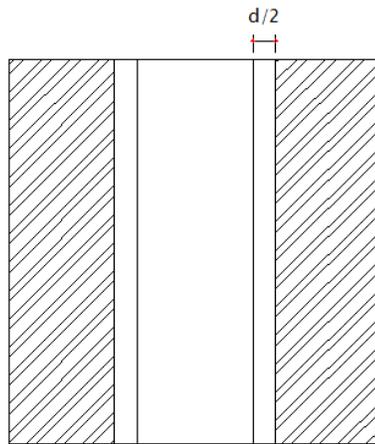
El corte resistente será

$$V_r = 1,06 \phi \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_r = 1,06 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{281} \cdot 1\,582,74 \cdot 71,37 = 1\,706\,095,06 \text{ kg}$$

$$V_r > V_{act}$$

Figura 30. **Área de punzonamiento en cimentación**

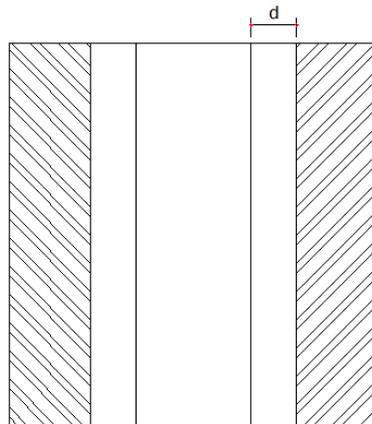


Fuente: elaboración propia.

Chequeo por corte simple

La falla de las zapatas ocurre a una distancia igual a d peralte efectivo.

Figura 31. **Área de corte en cimentación**



Fuente: elaboración propia.

$$V_{act} = \text{Ashurada} \cdot P_{\text{m\acute{a}x}}$$

$$\text{Ashurada} = 0,9363 \cdot 7,70 = 6,74 \text{ m}^2$$

$$V_{act} = 6,74 \cdot 27\,167,73 = 182\,834,42 \text{ kg}$$

$$V_r = 0,53 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{281} \cdot 720 \cdot 71,37$$

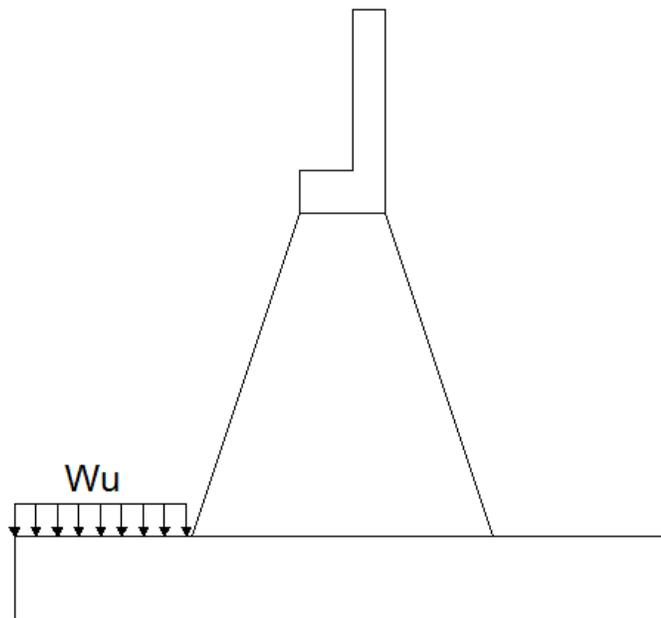
$$V_r = 388\,057,56 \text{ kg}$$

$$V_r > V_{act}$$

Chequeo por flexi3n

Se define tomando la losa en voladizo con la siguiente ecuaci3n $M_{act} = w \cdot l^2 / 2$

Figura 32. **Presi3n del suelo y cimiento**



Fuente: elaboraci3n propia.

$$M_{act} = \frac{W_u * l^2}{2} = 27\,126,73 * (1,65)^2 / 2 = 36\,926,26 \text{ kg-m}$$

Con los siguientes datos:

$$M_{act} = 36\,926,26 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 71,37 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ mín}} = 35,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 176,42 \text{ cm}^2$$

Usar A_s mín

Con var No. 8 @ 14 cm. En ambos sentidos

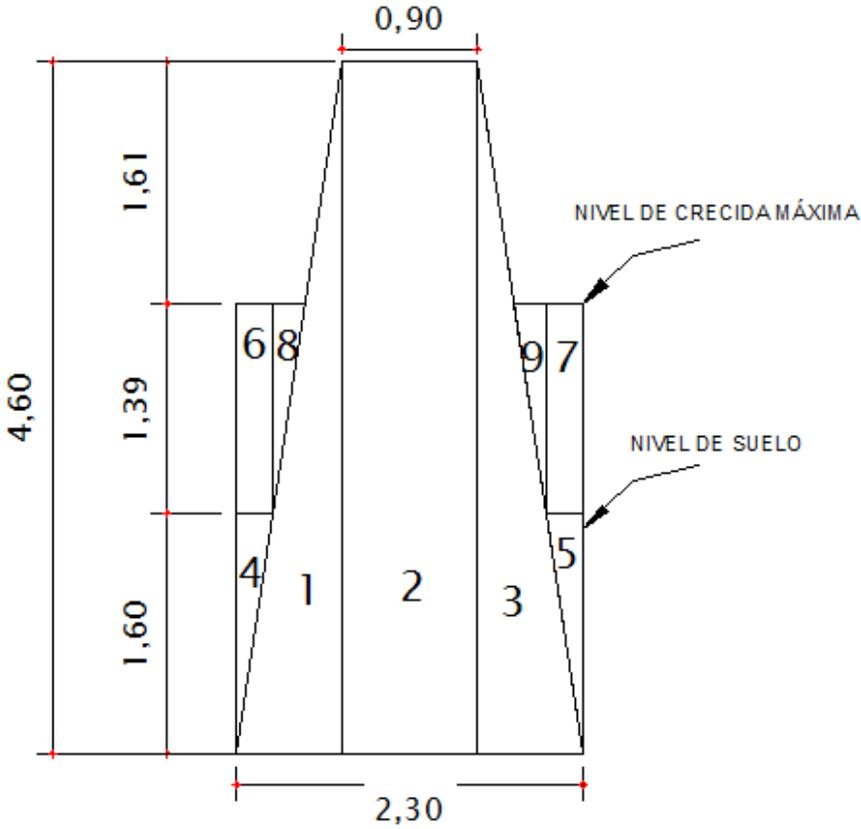
$$A_s \text{ por temperatura} = 0,002b*t = 0,002*100*80 = 16 \text{ cm}^2$$

Equivalente a Var No.8 @ 30 cm

3.15. Diseño de la pila central

Las pilas son los apoyos intermedios que dividen en tramos la luz de un puente y transmiten las cargas de la superestructura al suelo. En este proyecto la pila se colocó a la mitad de la luz del puente. Se diseñó como muro de gravedad cumpliendo los requisitos de estabilidad, deslizamiento y presiones. El diseño estructural del cimiento se realizó como el de una zapata rectangular.

Figura 33. Geometría de la pila



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del momento de volteo (MV)

Este es producido por el empuje del agua, se calcula de la siguiente manera.

$$P = K \cdot V^2$$

K = constante de forma de pila, en este caso por su forma rectangular será igual a $1 + 1/8$

V = velocidad de la corriente de agua en ft/ s

V = 1,27 m/s = 4,17 ft/s.

Presión del agua = $(1+1/8)*(4,17)^2 = 19,56 \text{ lb/ ft}^2$

El empuje del agua sobre la pila es el siguiente

$E_{H_2O} = \frac{1}{2} * 19,56 \text{ lb/ft}^2 * 1 \text{ ft} * 4,95 \text{ ft} = 48,41 \text{ lb}$

$E_{H_2O} = 22 \text{ kg}$

El momento que produce el agua a la pila es:

$H_2O = 22 \text{ Kg.} * 0,5 \text{ m} = 11 \text{ kg-m}$

Tabla XX. **Cálculo del momento estabilizante**

SECCIÓN	ÁREA	PESO γ	PESO	BRAZO	MOMENTO
1	2,185	2 700	5 899,5	0,32	1 887,84
2	4,14	2 700	1 1178	1,4	1 5649,2
3	2,185	2 700	5 899.5	2,17	12 801,915
4	0,264	1 190	314,517	0,11	34,59687
5	0,264	1 190	314.,17	2,91	915,24447
6	0,459	1 000	459,3	0,17	78,081
7	0,459	1 000	459,3	2,96	1359,528
8	0,2	1 000	199,5	0,5218	104,0991
9	0,2	1 000	199,5	2,99	596,505
		$\Sigma =$	24 923,63	$\Sigma =$	33 427,01

Fuente: elaboración propia.

3.15.1. **Momento debido a carga muerta y viva**

Se procede a calcular las cargas de la siguiente manera

$C_m + C_v = 66 982,96 \text{ kg}$

$M_{E1} = 66 982,96 * 2,80 / 2 = 93 776,14 \text{ kg-m}$

$M_{ETOTAL} = 93 776,14 + 33 427,01 = 127 203,15 \text{ kg-m}$

Revisión de volteo

$$M_{ETOTAL} / Mv = 127\,203,15 / 11 = 11\,563,92 > 1,5 \text{ OK}$$

Revisión por deslizamiento

$$D = 0,50 * W / E$$

Donde:

$$W = 91\,906,59 \text{ kg}$$

$$E = 22 \text{ kg}$$

$$D = 0,50 * 91\,906,59 / 22 = 2\,297,66 > 1,5 \text{ OK.}$$

Presiones

$$\text{Presiones} = (W_{total} + W_{pila}) / A \left((1 \pm (6 * e / b)) \right)$$

Donde: W_{total} = peso de carga muerta y carga viva

$W_{estribo}$ = peso de estribo

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

A = área

$$a = (ME - MV) / (W_{total} + W_{estribo})$$

b = base

$$a = (127\,203,15 - 11) / 91\,906,59$$

$$a = 1,38 \text{ m.}$$

$$3a > b$$

$$3 * 1,38 = 4,14 > 2,80$$

$$e = (b / 2) - a = (2,80 / 2) - 1,38 = 0,02$$

$$\text{Presiones} = (W_{total} + W_{estribo}) / A \left((1 \pm (6 * e / b)) \right)$$

$$P \text{ máxima} = 93\,776,14 / (2,80 * 1) * ((1 +/- (6*0,02/2,80))$$

$$P \text{ máxima} = 33\,494,48 * (1 + 0.04)$$

$$P \text{ máxima} = 34\,929,95 \text{ kg/m}^2 > \text{Valor soporte (3\,710 kg/m}^2)$$

$$P \text{ mínima} = 33\,494,48 * (1 - 0.04)$$

$$P \text{ mínima} = 32\,154,70 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Debido a que la presión máxima alcanzada es mayor que el valor soporte y para no tener un muro con una base muy grande se opta por incorporar una zapata de concreto reforzado.

3.16. Diseño de cimentación de la pila central

Se diseñara una zapata para reducir el tamaño de la pila.

$$W_{\text{total}} = 66\,982,96 / 7,20 = 9\,303,12 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} + W_{\text{pila}} = 9\,303,12 + 22\,977 = 32\,208,12 \text{ kg/m}$$

Cálculo del área de la zapata

$$32\,208,12 / 3\,710 = 8,70$$

$$B = 9 \text{ m}$$

Usando un espesor de 110 cm

$$d = t \text{ rec } \phi \text{ var} / 2$$

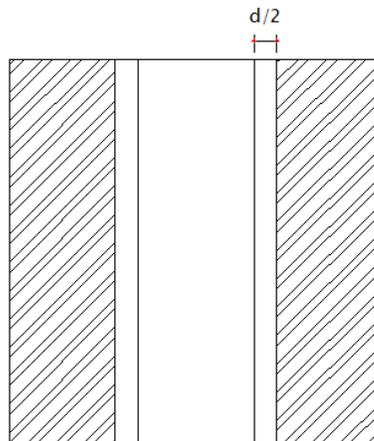
$$d = 101,37 \text{ cm.}$$

Chequeo por punzonamiento

Perímetro de punzonamiento = b_o

$$b_o = 2(d + b) + 2B = 2\,562,74 \text{ cm}$$

Figura 34. Área de punzonamiento en cimentación de pila central



Fuente: elaboración propia.

El corte resistente será

$$V_r = 1,06\phi\sqrt{f'c}b_0d$$

$$V_r = 1,06*0,85*\sqrt{281}*2\,562,74*101,37 = 3\,923\,665,22 \text{ kg.}$$

$$V_{act} = A_{shurada} * q_u$$

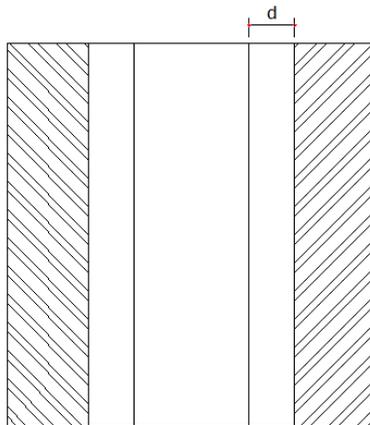
$$V_{act} = 37,40*38\,649,74 = 1\,445\,500,28 \text{ kg}$$

$$V_r > V_{act}.$$

Chequeo por corte simple

La falla en las zapatas ocurre a una distancia igual al peralte efectivo d

Figura 35. Área de corte en cimentación de pila central



Fuente: elaboración propia.

$$V_{act} = A_{ashurada} * q_u$$

$$V_{act} = 15,02 * 38\,649,74 = 580\,519,09 \text{ kg}$$

Corte Resistente

El corte resistente será

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

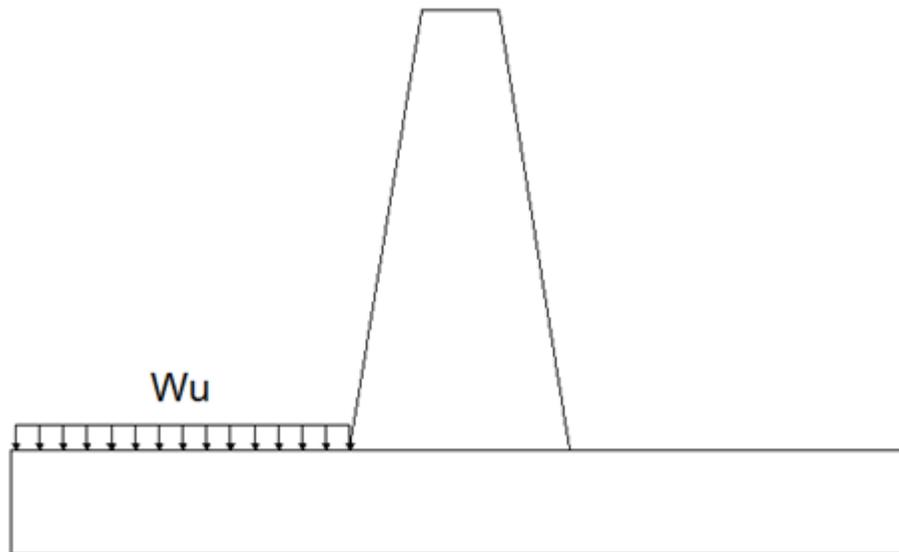
$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 900 * 101,37 = 688\,969,36 \text{ kg}$$

$$V_{cr} > V_{act}$$

Chequeo por flexión

Se define tomando la losa en voladizo con la siguiente ecuación $M_{act} = w * l^2 / 2$

Figura 36. **Presión del suelo y cimiento**



Fuente: elaboración propia.

$$M_{act} = W_u \cdot L^2 / 2$$

$$M_{act} = 38\,649,74 \cdot (3,10)^2 / 2 = 185\,712 \text{ kg-m}$$

Con los siguientes datos

$$M_{act} = 185\,712 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 101,37 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s \text{ mín} = 50,86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 77 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 250,57 \text{ cm}^2$$

Usar A_s con var No. 11@12 cm para las dos direcciones.

Vigas de apoyo para pila central

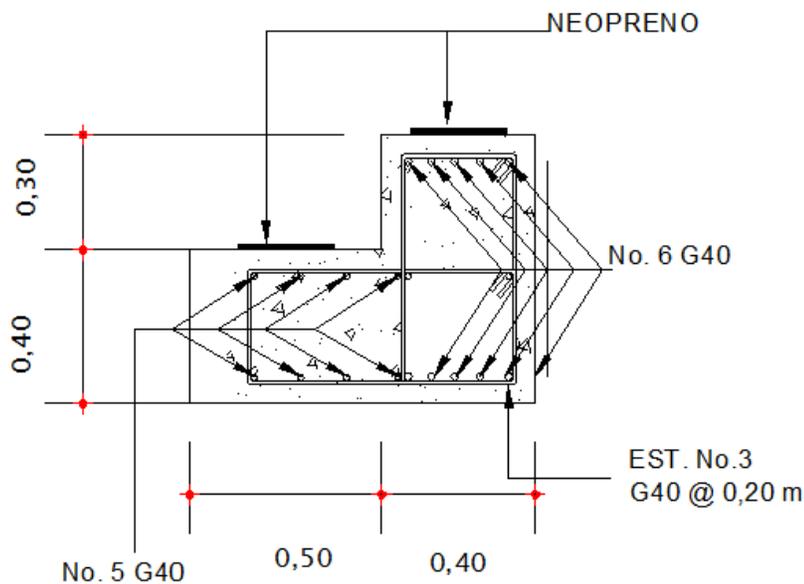
Se revisa por aplastamiento y se coloca A_s mínimo

$$A_s \text{ mín} = 14,1 \cdot b \cdot d / f_y$$

$A_s \text{ mín} = 14,1 \cdot 50 \cdot 34 / 2 \cdot 810 = 6,82 \text{ cm}^2$, equivalente a 4 Var No.5 en cada cama + Est No. 3 G40 @ 0,20 m.

$A_s \text{ mín} = 14,1 \cdot 40 \cdot 64 / 2 \cdot 810 = 12,84 \text{ cm}^2$, equivalente a 5 Var No.6 en cada cama.+ Est No. 3 G40 @ 0,20 m.

Figura 37. **Detalle de vigas de apoyo**



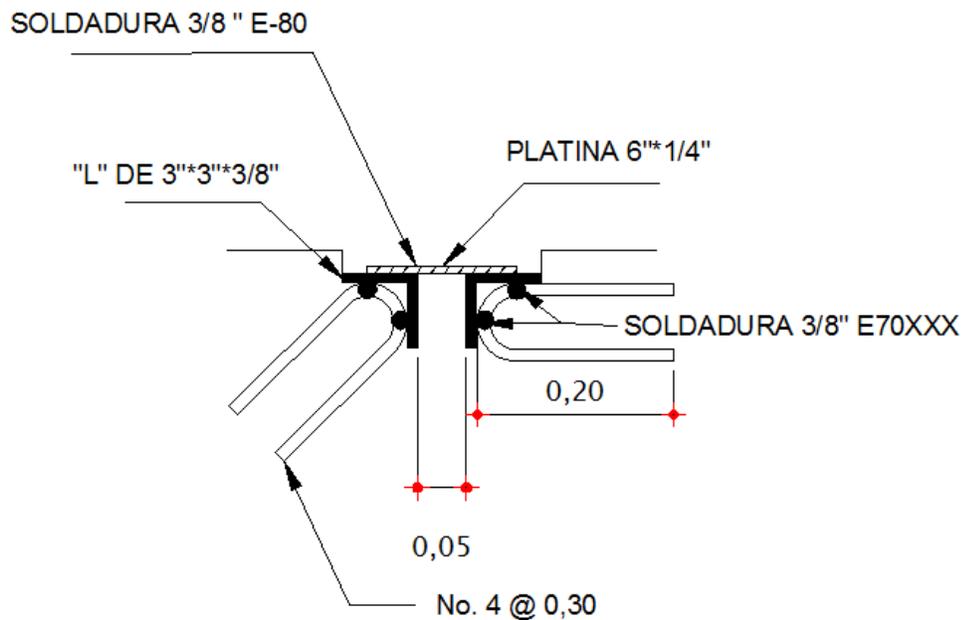
Fuente: elaboración propia.

Juntas

Las juntas de dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Los tipos de juntas y las

interrupciones superficiales del pavimento deben considerar además el confort de los usuarios.

Figura 38. **Detalle de juntas**



Fuente: elaboración propia.

3.17. Apoyos

Se colocaran apoyos elastomérico, cuya finalidad es transmitir cargas y acomodar movimientos entre el puente y su estructura de apoyo.

3.17.1. Diseño de apoyo elastomérico (neopreno)

Los apoyos elastoméricos tienen como función distribuir las cargas sobre el área de soporte de la superestructura del puente a la vez que nivelan las

irregularidades de la superficie del acabado del concreto de la superestructura o de los apoyos.

Reacciones en cada apoyo de la viga:

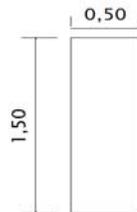
Carga muerta: 38,58 t

Carga viva sin impacto: 5,5 t

Reacción de diseño: 44,08 t

Sección transversal de la viga:

Figura 39. **Sección transversal de la viga**



Fuente: elaboración propia.

Variación máxima de temperatura 12°C

Coefficiente de dilatación térmica del concreto $11 \cdot 10^{-6}$

Por lo tanto la deformación unitaria del concreto debido a la diferencia de temperatura:

$$\xi_{\text{temp}} = 11 \cdot 10^{-6} \cdot 12 = 0,000132$$

Deformación debido a la retracción del fraguado

$$\xi_{\text{ret.fraguado}} = 3 \cdot 10^{-4}$$

Movimiento horizontal máximo del apoyo es

$$\Delta_s = L(\xi_{\text{temp}} + \xi_{\text{ret.fraguado}}) = 20 \cdot (0,000132 + 0,0003) = 0,00864$$

$$= 8,64 \text{ mm}$$

Las normas AASHTO tabla 3.4.1-1 recomiendan aumentar este desplazamiento en un 20% con el fin de tener en cuenta otras causas de deformación de la viga tales como flujo plástico.

Entonces: $\Delta_s = 1,20 * 8,64 = 10,37 \text{ mm}$

Evaluación de la altura del apoyo elastomérico

El apoyo debe diseñarse para $h_{rt} > 2\Delta_s$

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero del apoyo en cm, e igual a $\sum h_{ri}$

Por consiguiente $h_{rt} > 2 * 10,37 = 20,74 \text{ mm}$

Se supone un apoyo elastomérico con un espesor total de 44 milímetros con cuatro capas de refuerzo de acero de 1 mm de espesor, cada una.

Evaluación del factor de forma S del apoyo elastomérico:

El factor de forma viene dado por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

W = Dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal

L = Dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal

H_{ri} = Espesor de la capa i del elastómero

Se supone un apoyo elastomérico compuesto de 3 capas interiores de 10 milímetros de espesor cada una, separadas entre si por una lámina de 1 milímetro de espesor, las capas exteriores tienen una altura de 5 milímetros.

El apoyo de la viga tiene un espesor de 500 milímetros, en consecuencia se supone un ancho W del apoyo elastomérico de 500 milímetros, sustituyendo en S se obtiene.

$$S = \frac{L500}{2 * 10(L + 500)} = \frac{25L}{L + 500}$$

Evaluación del esfuerzo de compresión:

El esfuerzo promedio a compresión en cualquier capa del elastómero debe cumplir la siguiente ecuación.

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

Dónde:

$\sigma_{c,TL} \leq 70 \text{ kg/cm}^2$ Para apoyos reforzados con acero

$\sigma_{c,TL} \leq 56 \text{ kg/cm}^2$ Para apoyos simples o reforzados con acero

β = factor de modificación que tiene un valor de 1 para capas internas de apoyos reforzados y 1,4 para capas de cubierta y 1,8 para apoyos simples.

Se supone un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de dureza Shore A. Los valores del módulo cortante para un elastómero de dureza 60 varían entre $9,10 \text{ kg/cm}^2$ y 14 kg/cm^2 se tomara un valor $G = 10 \text{ kg/cm}^2$

Se supone además que $\beta = 1$

Entonces

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta} \quad S = \frac{\sigma_{c,TL} \beta}{G} \quad S = \frac{70 * 1}{10} = 7 \text{ Factor de forma}$$

Sustituyendo

$$7 = \frac{25L}{L + 500} \quad L = 194,44 \text{ mm}$$

Se toma una longitud $L = 200 \text{ mm}$

Las dimensiones propuestas para el apoyo elastomérico son:

$W = 500 \text{ mm}$

$L = 200 \text{ mm}$

$H_{ri} = 10 \text{ mm}$

Diseño propuesto del apoyo elastomérico:

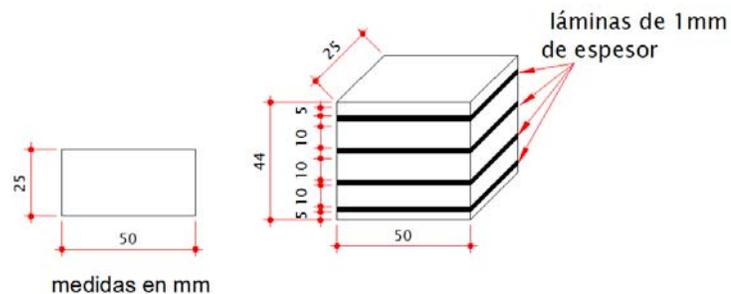
Dos capas exteriores de 5 mm

Tres capas interiores de 10 mm

Cuatro láminas de refuerzo en acero: $4 \times 1 = 4 \text{ mm}$

Espesor total del apoyo: 44 mm

Figura 40. **Apoyo elastomérico**



Fuente: elaboración propia.

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico:

$$\sigma = \frac{P_{\text{servicio}}}{\text{Area}} \quad \sigma = \frac{44,080}{50 * 20} = 44,08 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2, \text{ cumple}$$

3.18. Estudio de impacto ambiental

Según el artículo 8 del decreto 68-86 para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características pueda producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental, realizado por técnicos en la materia y aprobado por la Comisión del Medio Ambiente.

El funcionario que omitiere exigir el estudio de Impacto Ambiental de conformidad con este Artículo será responsable personalmente por incumplimiento de deberes, así como el particular que omitiere cumplir con dicho estudio de Impacto Ambiental será sancionado con una multa de Q. 5 000,00 a Q.100 000,00. En caso de no cumplir con este requisito en el término de seis meses de haber sido multado, el negocio será clausurado en tanto no cumpla.

Por la envergadura del proyecto y consultas en el MARN, para la ejecución del proyecto se requerirá de un diagnóstico ambiental de bajo impacto el cual se adjunta el formulario en los apéndices.

3.19. Presupuesto

El presupuesto se elaboró aplicando los criterios y renglones de las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes edición 2001.

Tabla XXI. **Construcción del puente vehicular**

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO Q	MONTO REGLÓN
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1	Replanteo(Trazo, Nivelación y Rótulo)	m ²	270,00	144,26	Q 38 950,20
1.2	Excavación con maquinaria	m ³	360,00	220,52	Q 36 194,40
Total rublo					Q 75 144,60
2	SUB-ESTRUCTURA				
2.1	Zapatas para estribos F'C 281 kg/cm2 t =80 cm	m ²	61	4 056,48	Q 247 445,28
2.2	Estribos de concreto ciclópeo	m ³	57	2 163,36	Q 123 311,52
2.3	Zapata para pila central	m ²	75	4 407,47	Q 330 560,25
2.4	Pila central de concreto ciclópeo	m ³	52	2 185,42	Q 113 641,84
2.5	Relleno estructural	m ³	92	361,44	Q 33 252,48
2.6	Vigas de apoyo (H=0.40, B=0.50)	m ³	4,61	4 673,72	Q 21 545,85
Total rublo					Q 869 757,22
3	SÚPER-ESTRUCTURA				
3.1	Vigas (1.50x 0.50 x 20)	m ³	30	4 738,83	Q 142 164,90
3.1	Vigas (1.2x0.35x10)	m ³	9	5 054,45	Q 45 490,05
3.2	Diafragmas externos	m ³	3	5 720,50	Q 17 161,50
3.3	Diafragmas internos	m ³	6,48	6 240,40	Q 40 437,79
3.4	Losa concreto (t=0.20)	m ²	216	1 099,35	Q 237 459,60
Total rublo					Q 482 713,84
4	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
4.1	Neopreno (Dureza 59, t1/2")	ft	10	550,00	Q 5 500,00
4.2	Columnas de concreto barandal	m	12,60	966,21	Q 12 174,25
4.3	Platinas de anclaje + tapajuntas	Global	1	12 000,00	Q 12 000,00
4.4	Muro para aletones	m ³		2 623,59	Q 51 684,72
Total rublo					Q 81 358,97
COSTO TOTAL DEPROYECTO					Q 1 508 974,63

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El diseño del puente vehicular de la colonia Ferrocarrilera del municipio de Escuintla, cumple con los requisitos de cálculo exigidos, lo que asegura su buen funcionamiento, y su construcción beneficiará a otras comunidades, mejorando sus actividades laborales y educativas, así como la seguridad de los peatones al utilizar las banquetas, siendo un medio de comunicación entre los pobladores, con la cabecera municipal.
2. La construcción del tramo carretero, mejorará las condiciones de comunicación y acceso, contribuyendo al desarrollo de la comunidad y su área de influencia, beneficiando directamente a los pobladores del lugar, pues en la actualidad el tramo es de terracería y está en muy malas condiciones.
3. La realización del EPS, es una experiencia que permite conocer la necesidad tanto de infraestructura como de servicios básicos, que padece nuestro país, por cuanto se tiene la oportunidad de convivir con los pobladores de las comunidades y compartir sus experiencias en forma directa.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Escuintla:

1. Previo a la construcción del tramo carretero deberán realizarse todas las reparaciones del alcantarillado sanitario y agua potable, para que en el futuro no causen problemas al pavimento.
2. Para garantizar el período de diseño de los proyectos cumplir con las especificaciones contenidas en los planos.
3. Verificar el valor soporte del suelo, preferiblemente a través del ensayo de penetración dinámica (SPT), previo a la construcción del puente vehicular.
4. Elaborar un plan de mantenimiento de ambos proyectos para asegurar el buen funcionamiento de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Official. *Especificaciones para el diseño de puentes* mediante el método de factores de carga y resistencia. Washington, D.C.: ASHTO 2004. 700 p.
2. BRAVO OVALLE, Edgar Edmundo. *Diseño de puente vehicular, aldea Coyoya y sistema de agua potable aldea Palabatz, municipio de Joyabaj, Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2003. 125 p.
3. Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: DGC, 2001. 300 p.
4. ENRÍQUEZ LÓPEZ, Gerber Iván. *Diseño de alcantarillado sanitario para la comunidad agraria San Roque y puente vehicular en el sector Méndez, municipio de Génova Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 130 p.
5. LÓPEZ LÓPEZ, Juan Carlos. *Manual del curso de pavimentos*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad San Carlos de Guatemala, 1998. 130 p.

6. PASTOR CAAL, Herberth Estuardo. *Diseño de carretera hacia la comunidad Cerro Verde y puente vehicular para la comunidad Campur la Providencia municipio de San Cristóbal Verapaz, Alta Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2006. 125 p.

7. RONQUILLO MARROQUÍN, María Soledad. *Rehabilitación mejoramiento y diseño de pavimento del tramo carretero de Guajaqueño, municipio San Antonio Huista a Tres Caminos, municipio Unión Cantinil Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2009. 130 p.

APÉNDICES

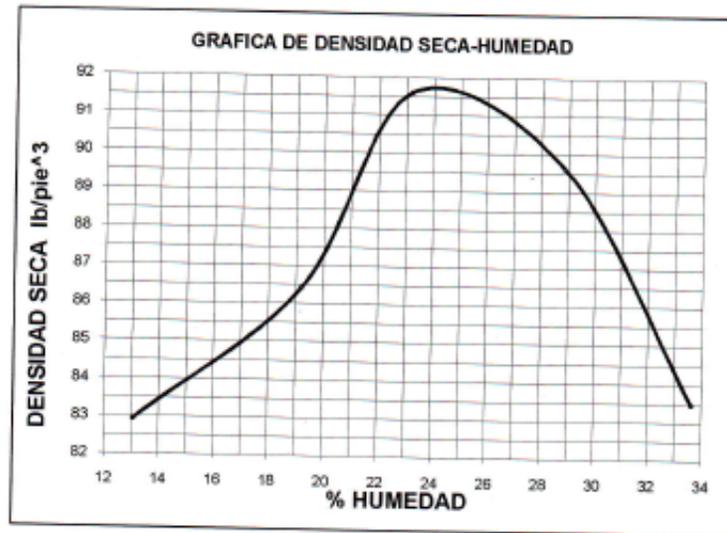


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003144

INFORME No. 068 S.S. O.T.: 24,488
 Interesado: Carlos Enrique Ramos Contreras
 Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
 Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
 Proyecto: Trabajo de Graduación- EPS
 Ubicación: Carretera hacia colonia el ferrocarrilero, Escuintla
 Fecha: 16 de Febrero de 2009



Descripción del suelo: Arena arcillosa con presencia de grava
 Densidad seca máxima γ_d : 1469 Kg/m³ 91.7 lb/pie³
 Humedad óptima Hop.: 24.0 %
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Mederos Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

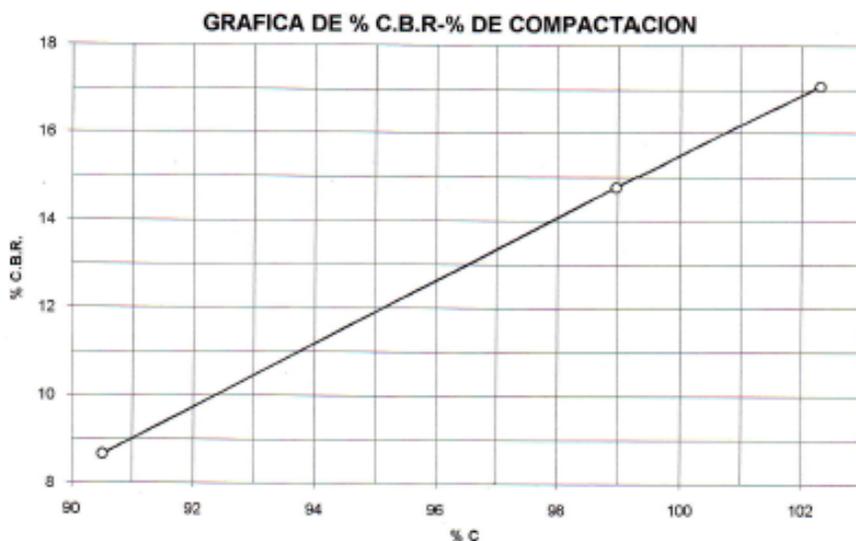


Nº 003145

INFORME No.: 069 S.S. O.T.: 24488

Interesado: Carlos Enrique Ramos Contreras
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: Trabajo de Graduación- EPS
 Ubicación: Carretera hacia colonia el ferrocarrilero, Escuintla
 Descripción del suelo: Arena arcillosa con presencia de grava
 Fecha: 16 de Febrero de 2009

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C	EXPANSION	C.B.R.
		H (%)	γ_d Lb/pie ³			
1	10	25.00	83.0	90.50	2.17	8.7
2	30	25.00	90.7	98.96	2.39	14.8
3	65	25.00	93.8	102.30	3.09	17.1



Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Inga. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003147

INFORME No. 071 S. S. O.T.: 24488

Interesado: Carlos Enrique Ramos Contreras
 Proyecto: Trabajo de Graduación- EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-99 Y T-90

Ubicación: Carretera hacia colonia el ferrocarrilero, Escuintla

FECHA: 16 de Febrero de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	46.6	8.4	S.M.	Arena arcillosa con presencia de grava

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales
 DIRECTORA CIUUSAC

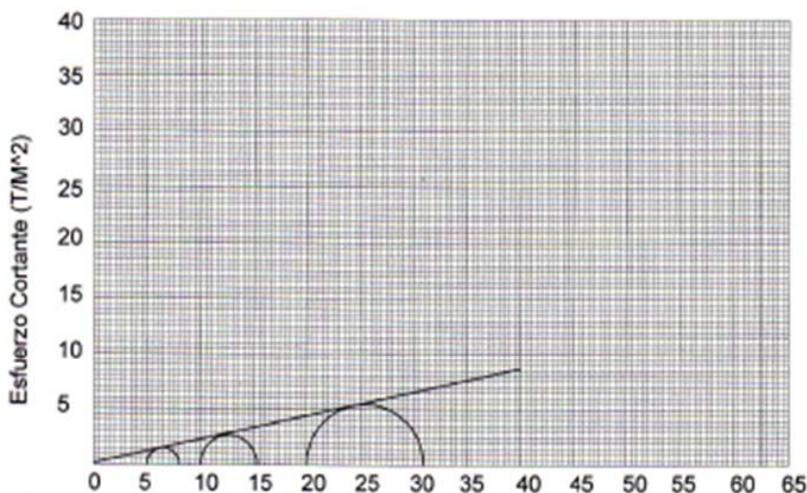


Omar E. Medrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





INFORME No.: 72 S. S. O.T.No.: 24,488
 INTERESADO: Carlos Enrique Ramos Contreras
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS
 UBICACIÓN: Carretera hacia colonia el ferrocarrilero, Escuintla
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1
 Fecha: 16 de Febrero de 2009



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 12.08^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 0.15 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena arcillosa con presencia de grava
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA:
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	5.24	10.95
PRESIÓN INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	3.5	5.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.19	1.19
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.75	1.75
HUMEDAD (%H)	37.1	37.1

Vo. Bo.

Inga. Teina Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Médrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



ANEXOS

--	--

I.5 Dirección para recibir notificaciones (dirección fiscal)

9 calle y 4 avenida zona 1

I.6 Si para consignar la información en este formato, fue apoyado por una profesional, por favor anote el nombre y profesión del mismo

II. INFORMACION GENERAL

Se debe proporcionar una descripción de la actividad, explicando las etapas siguientes:

Operación	Abandono
<ul style="list-style-type: none"> - Actividades o procesos - Materia prima e insumos - Maquinaria: Para el movimiento de tierras - Productos y subproductos (bienes o servicios) - Horario de trabajo: de 7 a.m. A 4 p.m. - Otros de relevancia 	- acciones a tomar en caso de cierre

II.3 Área

- a) Área total de terreno en metros cuadrados: 210 m²
- b) Área de ocupación del proyecto en metros cuadrados: 210 m²
- Área total de construcción en metros cuadrados: 210 m²

II.4 Actividades colindantes al proyecto:

NORTE ninguna _____ SUR ninguna _____
 ESTE Balneario Aguas de Zarza _____ OESTE Balneario Palmeras _____

Describir detalladamente las características del entorno (viviendas, barrancos, ríos, basureros, iglesias, centros educativos, centros culturales, etc.):

DESCRIPCION	DIRECCION (NORTE, SUR, ESTE, OESTE)	DISTANCIA AL PROYECTO
Rio Dinamo	Norte	El proyecto está sobre el rio
Rio Dinamo	Sur	El proyecto está sobre el rio
Colonia Ferrocarrilera	Este	La colonia queda ubicada 200 metros
Balneario Palmeras	Oeste	Ubicado a 100 metros

II.5 Dirección del viento:

De noroeste a sureste

II.6 En el área donde se ubica la actividad, a qué tipo de riesgo ha estado o está expuesto?

- a) inundación () b) explosión () c) deslizamientos ()
 d) derrame de combustible () e) fuga de combustible () d) Incendio () e) Otro ()

Detalle la información

_____ No ha existido un evento que suponga riesgo para las actividades del proyecto _____

II.7 Datos laborales
 a) Jornada de trabajo: Diurna (x) Nocturna () Mixta () Horas Extras _____
 b) Número de empleados por jornada_40 _____ Total empleados 40

II.8 USO Y CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...

CONSUMO DE AGUA, COMBUSTIBLES, LUBRICANTES, REFRIGERANTES, OTRO...							
	tipo	si/no	cantidad/ (mes, día, hora)	proveedor	uso	especificaciones u observaciones	Forma de almacenamiento
agua	servicio público						
	pozo						
	agua superficial						
	otra						
combustibles*	gasolina						
	diesel						
	bunker						
	glp						
	Otra						
lubricantes	solubles						
	no solubles						
refrigerantes							
OTROS							

*NOTA: Si se cuenta con licencia extendida por la Dirección General de Hidrocarburos del Ministerio de Energía y Minas, para comercialización o almacenamiento de combustibles, adjuntar copia

III. IMPACTO AL AIRE

GASES Y PARTICULAS

III.1 Las acciones u operaciones de la Actividad, producen gases o partículas (Ejemplo: polvo, vapores, humo, niebla, material particulado, etc.) que se dispersan en el aire? Ampliar la información e indicar la fuente de donde se generan?
 Las actividades que se realizan la maquinaria pesada empleada es la que genera gases

MITIGACION

III.2 ¿Qué se está haciendo o qué se hará para evitar que los gases o partículas impacten el aire, el vecindario o a los trabajadores?
Se le dara su mantenimiento adecuado a la maquinaria para que los gases que emitan no impacte en la calidad del aire.

RUIDO Y VIBRACIONES

III.3 Las operaciones de la empresa producen sonidos fuertes (ruido), o vibraciones?

Sonidos producto de las actividades de movimiento de tierra por la maquinaria pesada

III.4 En donde se genera el sonido y/o las vibraciones (maquinaria, equipo, instrumentos musicales, vehículos, etc.)

En la construcción de la subestructura del proyecto

III.5 ¿Qué se está haciendo o que acciones se tomarán para evitar que el ruido o las vibraciones afecten al vecindario y a los trabajadores?

No hay vecindarios cerca, sin embargo se trabajara en jornada diurna para minimizar el impacto de los sonidos

OLORES

III.6 Si como resultado de sus actividades se emiten olores (ejemplo: cocción de alimentos, aromáticos, solventes, etc.), explicar con detalles la fuente de generación y el tipo o características del o los olores:

no se generan ya que los trabajadores traen sus alimentos preparados.

III.7 Explicar que se está haciendo o se hará para evitar que los olores se dispersen en el ambiente?

No aplica porque los trabajadores, traen sus alimentos preparados

IV. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD EN EL AGUA

AGUAS RESIDUALES

CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES

IV.1 Con base en el Acuerdo Gubernativo 236-2006, Reglamento de las Descargas y Reuso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos, qué tipo de aguas residuales (aguas negras) se generan?

- a) Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas) ordinarias
- b) Especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias, hospitalarias)
- c) Mezcla de las anteriores
- d) Otro;

Cualquiera que fuera el caso, explicar la información, indicando el caudal (cantidad) de aguas residuales generado_ no se generan el caudal generado por aguas residuales ordinarias es de _____

IV.2 Indicar el número de servicios sanitarios _____

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

IV.3 Describir que tipo de tratamiento se da o se propone dar a las aguas residuales generadas por la actividad. (usar hojas adicionales)

- a) sistema de tratamiento letrina se utilizara sistema de tratamiento tipo letrina
- b) Capacidad
- c) Operación y mantenimiento
- d) Caudal a tratar 0.014 lt/seg
- e) Etc.

DESCARGA FINAL DE AGUAS RESIDUALES

IV. 4 Indique el punto de descarga de las aguas residuales, por ejemplo en pozo de absorción, colector municipal, río, lago, mar u otro e indicar si se le efectuó tratamiento de acuerdo con el numeral anterior

Se construirá un pozo de absorción para descarga de aguas residuales

AGUA DE LLUVIA (AGUAS PLUVIALES)

IV.5 Explicar la forma de captación de agua de lluvia y el punto de descarga de la misma (zanjones, ríos, pozos de absorción, alcantarillado, etc.)

V. EFECTOS DE LA ACTIVIDAD SOBRE EL SUELO (Sistema edáfico y lítico)

DESECHOS SÓLIDOS

VOLUMEN DE DESECHOS

V.1 Especifique el volumen de desechos o desperdicios genera la actividad desarrollada:

- a) Similar al de una residencia 11 libras/día _____ similar a una residencia _____
- b) Generación entre 11 a 222 libras/día _____
- c) Generación entre 222 libras y 1000 libras/día _____
- d) Generación mayor a 1000 libras por día _____

V.2 Además de establecer la cantidad generada de desechos sólidos, se deben caracterizar e indicar el tipo de desecho (basura común, desechos de tipo industrial o de proceso, desechos hospitalarios, orgánicos, etc.):

Basura de tipo común

V.3. Partiendo de la base que todos los Desechos Peligrosos, son todos aquellos que posean una o mas de las características siguientes: corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables, biológico infecciosos, se genera en su actividad algún tipo de desecho con estas características y en qué cantidad?

No se generan desechos tóxicos

V.4 Se efectúa algún tipo de tratamiento de los desechos (comunes o peligrosos), Explicar el método y/o equipo utilizado
No aplica porque no se genera ningún desecho peligroso

V.5 Si los desechos se trasladan a otro lugar, para tratamiento o disposición final, indicar el tipo de transporte utilizado
Se utiliza un vehículo tipo pick up

V.6 Contempla la empresa algún mecanismo o actividad para disminuir la cantidad o el tipo de desechos generados, o bien evitar que éstos sean dispuestos en un botadero?
Se tiene un control sobre los desechos generados

V.7 Indicar el sitio de disposición final de los desechos generados (comunes y peligrosos)
Basurero municipal de Escuintla

VI. DEMANDA Y CONSUMO DE ENERGIA

CONSUMO

VI.1 Consumo de energía por unidad de tiempo (kW/hr o kW/mes) ____ 1.5 kW/mes _____

VI. 2 Forma de suministro de energía

	a)	Sistema	público
<hr/>			
	b)	Sistema	privado
<hr/>			
c)	generación	por	planta eléctrica móvil
<hr/>			
			propia

VI.3 Dentro de los sistemas eléctricos de la empresa se utilizan transformadores, condensadores, capacitores o inyectores eléctricos?
SI _____ NO ____x_____

VI.4 Qué medidas propone para disminuir el consumo de energía o promover el ahorro de energía?
Solo se utiliza un máximo de 4 horas

VII. POSIBILIDAD DE AFECTAR LA BIODIVERSIDAD (ANIMALES, PLANTAS, BOSQUES, ETC.)

VII.1 En el sitio donde se ubica la empresa o actividad, existen:

- Bosques
- Animales
- Otros __El aera donde se localiza el proyecto es residencial, por lo que no afecta la biodiversidad_____

Especificar información_____

VII.2 La operación de la empresa requiere efectuar corte de árboles?

No, ya que se trabaja directamente sobre la cuenca

VII.3 Las actividades de la empresa, pueden afectar la biodiversidad del área? SI () NO (x) Por qué?

Porque las actividades consisten en limpieza y descombre de capa vegetal en un total de 210 metros cuadrados sin necesidad de talar arboles.

VIII. TRANSPORTE

VIII.1 En cuanto a aspectos relacionados con el transporte y parqueo de los vehículos de la empresa, proporcionar los datos siguientes:

- a) Número de vehículos ____ 4 unidades_____
- b) Tipo de vehículo_____pick ups_____
- c) sitio para estacionamiento y área que ocupa____ 100 m²_____
- d) Horario de circulación vehicular____ 7 a.m. A 4 p.m._____
- e) Vías alternas____no existen_____

IX. EFECTOS SOCIALES, CULTURALES Y PAISAJÍSTICOS

ASPECTOS CULTURALES

IX.1 En el área donde funciona la actividad, existe alguna (s) etnia (s) predominante, cuál?

no hay comunidades cercanas al proyecto o que tengan relación con el mismo:

Vecinos de colonia ferrocarrilera

RECURSOS ARQUEOLOGICOS Y CULTURALES

IX.2 Con respecto de la actividad y los recursos culturales, naturales y arqueológicos, Indicar lo siguiente:

- a) La actividad no afecta a ningún recurso cultural, natural o arqueológico_____ x _____
- b) La actividad se encuentra adyacente a un sitio cultural, natural o arqueológico_____
- c) La actividad afecta significativamente un recurso cultural, natural o arqueológico_____

Ampliar información de la respuesta seleccionada

No existe ningún sitio arqueológico en ese punto ni cercano al mismo

ASPECTOS SOCIAL

IX.3. En algún momento se han percibido molestias con respecto a las operaciones de la empresa, por parte del vecindario? SI () NO (x)

IX.4 Qué tipo de molestias?

No se ha pronunciado ningún tipo de molestia .

IX.5 Qué se ha hecho o se propone realizar para no afectar al vecindario? No hay molestias

PAISAJE

IX.6 Cree usted que la actividad afecta de alguna manera el paisaje? Explicar por qué?

No porque se trato de respetar la geometría de la cuenca y solamente se amplio la entrada a la alcantarilla y los taludes se les sembró grama tipo brisanta

X. EFECTOS Y RIESGOS DERIVADOS DE LA ACTIVIDAD

X.1 Efectos en la salud humana de la población circunvecina:

- a) la actividad no representa riesgo a la salud de pobladores cercanos al sitio x
- b) la actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de pobladores
- c) la actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de pobladores

Del inciso marcado explique las razones de su respuesta, identificar que o cuales serían las actividades riesgosas:

X.3 riesgos ocupacionales:

- Existe alguna actividad que representa riesgo para la salud de los trabajadores
- La actividad provoca un grado leve de molestia y riesgo a la salud de los trabajadores
- La actividad provoca grandes molestias y gran riesgo a la salud de los trabajadores
- No existen riesgos para los trabajadores x

Ampliar información:

No existen riesgos para los trabajadores

Equipo de protección personal

X.4 Se provee de algún equipo de protección para los trabajadores? SI (x) NO ()

X.5 Detallar que clase de equipo de protección se proporciona:

Casco, chalecos reflectivos

X.6 ¿Qué medidas ha realizado ó que medidas propone para evitar las molestias o daños a la salud de la población y/o trabajadores?

Señalización preventiva en áreas de riesgo y capacitación para trabajo en alturas

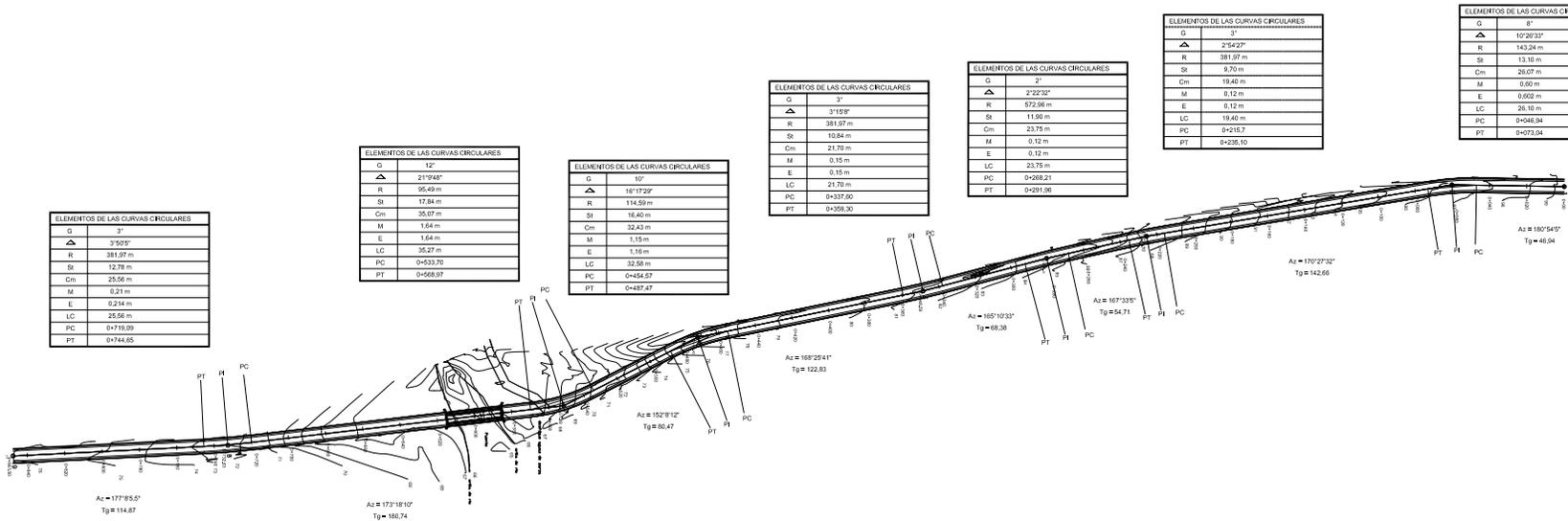


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 MUNICIPALIDAD ESCUINTLA, ESCUINTLA

PROYECTO: CARRETERA HACIA LA COLONIA FERROCARRILERA FECHA: MARZO 2012
 UBICACION: COLONIA FERROCARRILERA ESCALA: INDICADA
 DEPARTAMENTO: ESCUINTLA

CONTENIDO: PLANTA GENERAL

CALCULO: CARLOS RAMOS. CARLOS RAMOS. HONOR
 DISEÑO: CARLOS RAMOS. ASESOR SUPERVISOR: ING. JUAN MERCK COS 01/4



ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	3°
Δ	3°59'
R	381.97 m
SI	12.78 m
Cm	25.56 m
M	0.21 m
E	0.24 m
LC	25.56 m
PC	0+719.09
PT	0+744.85

ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	12°
Δ	21°948'
R	95.49 m
SI	17.84 m
Cm	35.07 m
M	1.64 m
E	1.64 m
LC	35.27 m
PC	0+533.70
PT	0+569.97

ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	10°
Δ	16°19'20"
R	114.59 m
SI	16.40 m
Cm	32.43 m
M	1.15 m
E	1.16 m
LC	32.58 m
PC	0+454.87
PT	0+487.47

ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	3°
Δ	3°19'8"
R	381.97 m
SI	10.84 m
Cm	21.70 m
M	0.15 m
E	0.15 m
LC	21.10 m
PC	0+371.00
PT	0+399.30

ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	2°
Δ	2°29'24"
R	572.98 m
SI	11.90 m
Cm	23.75 m
M	0.12 m
E	0.12 m
LC	23.75 m
PC	0+269.21
PT	0+281.96

ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	3°
Δ	2°54'37"
R	381.97 m
SI	8.70 m
Cm	19.40 m
M	0.12 m
E	0.12 m
LC	19.40 m
PC	0+216.7
PT	0+236.10

ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

G	8°
Δ	10°20'33"
R	143.24 m
SI	13.10 m
Cm	26.07 m
M	0.60 m
E	0.602 m
LC	26.10 m
PC	0+463.94
PT	0+479.94

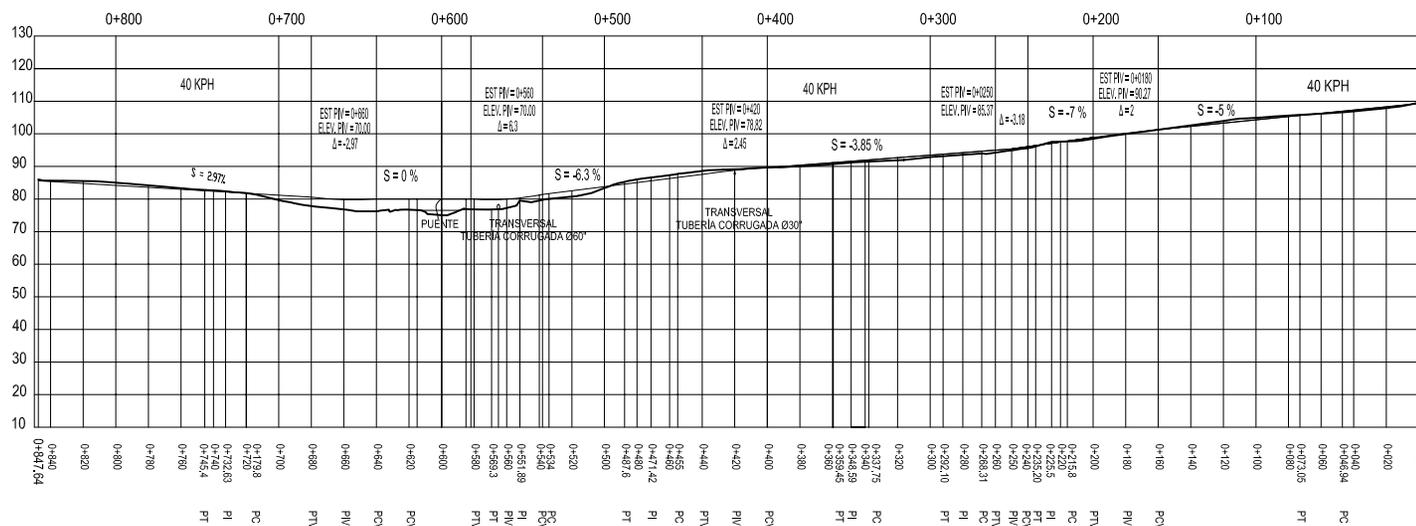
PLANTA CURVAS DE NIVEL

ESCALA: 1 : 1,250

DE	A	AZIMUTS	DISTANCIA
1	2	180°54'5"	60.04
2	3	170°27'32"	165.46
3	4	167°33'5"	54.71
4	5	165°10'33"	68.38
5	6	168°25'41"	122.83
6	7	152°8'12"	60.47
7	8	173°18'0.1"	180.74
8	9	177°8'5.5"	114.87



PROYECTO:	CARRERA HACIA LA COLOMBIA FERROCARRILERA	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLOMBIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO: PERFIL			
CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,
DESENHO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			02/4



PERFIL DE LINEA DE LOCALIZACION

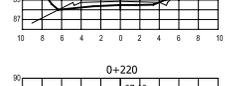
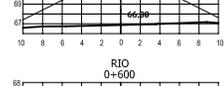
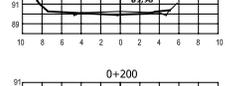
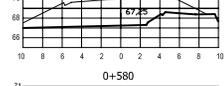
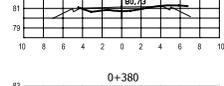
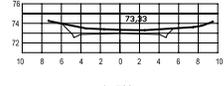
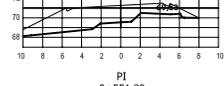
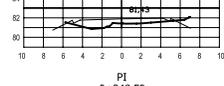
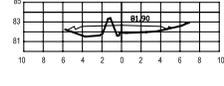
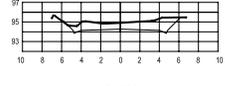
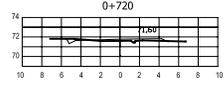
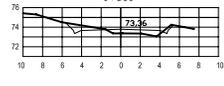
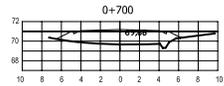
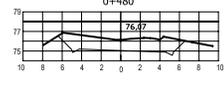
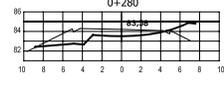
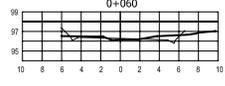
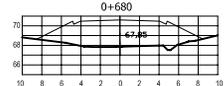
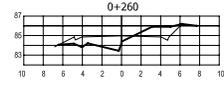
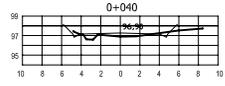
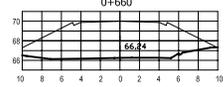
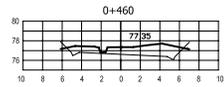
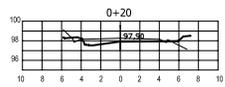
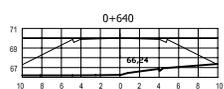
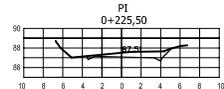
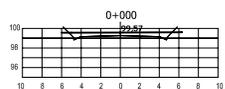
ESCALA HORIZONTAL: 1 : 1,500
ESCALA VERTICAL: 1 : 750



PROYECTO:	CARRETERA HACIA COLONIA FERROCARRILERA	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		

CONTENIDO: PERFILES TRANSVERSALES

CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,	PLANO:	
DESENHO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK CDS		03/4

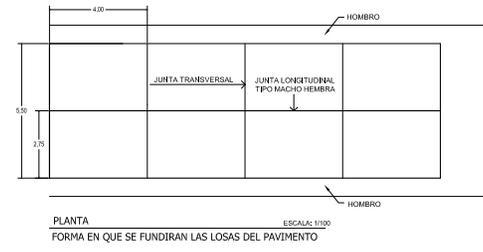
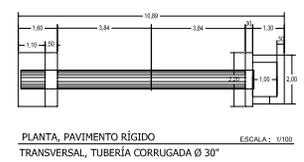
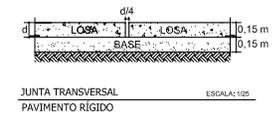
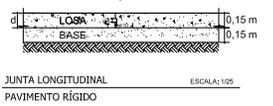
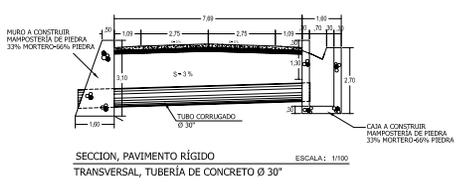
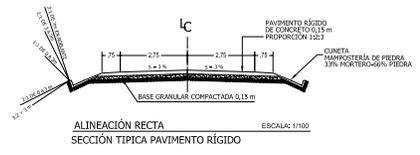


PERFILES TRANSVERSALES

ESCALA HORIZONTAL Y VERTICAL: 1 : 250

PROYECTO:	CARRERA HACIA COLONIA FERROCARRILERA	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO: TABLAS Y DETALLES			
CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,
ASISTENTE:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			04 4

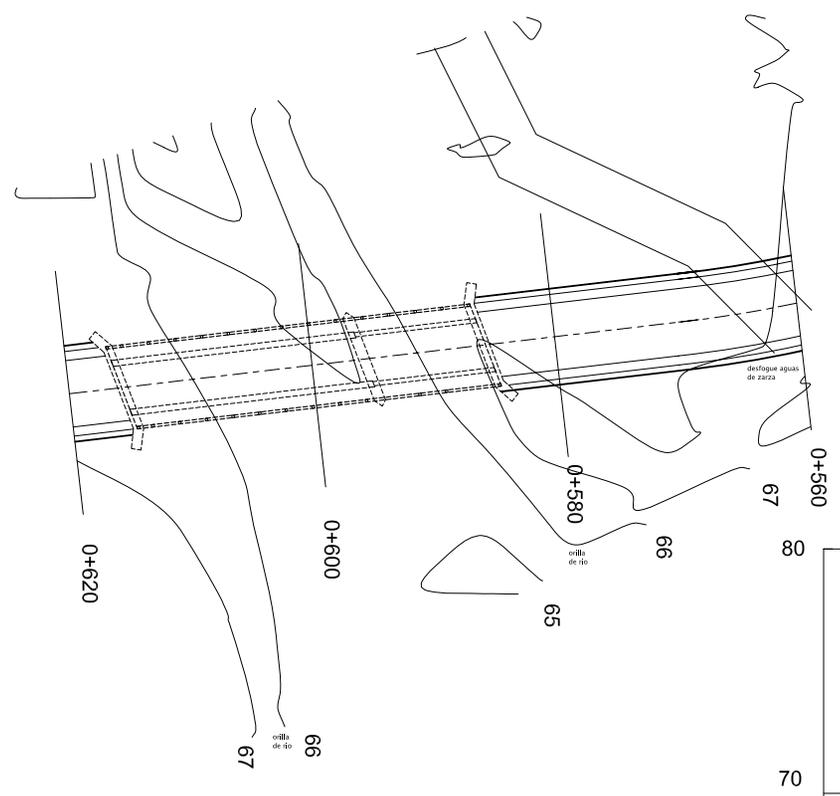
ESTACION	AREA		VOLUMEN		VOLUMEN AJUSTADO	
	METROS CUADRADOS CORTE	METROS CUADRADOS RELLENO	METROS CUBICOS CORTE	METROS CUBICOS RELLENO	METROS CUBICOS CORTE	METROS CUBICOS RELLENO
0+000	405	405	405	405		
0+020	3,22	18,04	18,000	18,04	18,000	
0+040	2,50	50,4	50,4	50,4	76,400	
0+060	1,87	5,13015	23,1	54,07	83,300	
0+080	5,2	50,7	0,60485	134,77	84,104	
0+100	8,96	141,9		218,67	84,104	
0+120	8,65	178,4		453,07	84,104	
0+140	8,57	152,2		632,27	84,104	
0+160	18,7	225,7		833,37	84,104	
0+180	1,51	119,2415	3,63755	963,21	87,706	
0+200	3,64	59,5	67,5	867,51	146,206	
0+220	15,71		188,5	963,71	342,706	
0+240	3,74	2,4871	32,76355	969,31	376,467	
0+260	4,76	12,7603	18,2208	969,40	303,722	
0+280	3,58	3,74	21,690	969,10	406,722	
0+300	6,36	18,2455	157,3	970,50	600,922	
0+320	6,56		152,8775	970,50	803,900	
0+340	1,54		154	970,50	1026,900	
0+360	5,56		119	970,50	1245,900	
0+380	5,02		28,85	970,50	1502,75	
0+400	2,18		29,55	970,50	1712,303	
0+420	1,34		30	970,50	1947,303	
0+440	1,48	2,3768		970,50	2198,519	
0+460	4,87		64,3	970,50	2476,519	
0+480	11,39	160,9		1236,08	2764,519	
0+500				1236,08	3072,519	
0+520	8,82	208,4		1447,46	3400,519	
0+540	7,68	68,93		1547,40	3748,519	
0+560	15,52	101,873		1649,07	4117,519	
0+580	1,97	179,3		1627,07	4506,519	
0+600	21,08	18,7	126,8084	1638,67	4915,227	
0+620	25,39	3	488,7	1638,67	5353,927	
0+640	10,59	0,30	81,8185	1638,67	5821,544	
0+660	37,12	0,30	114,7088	1638,67	6319,244	
0+680	48,1		96,7	1638,67	6847,044	
0+700	63,54		99,4	1638,67	7404,744	
0+720	53,39		102,9	1638,67	8002,444	
0+740	56,27		106,6	1638,67	8640,144	
0+760	34,51		90,7,8	1638,67	9317,844	
0+780	14,88	0,30	75,6,96	1638,67	10025,803	
0+800	0,4	1,2	4	24	10763,803	
0+820	2,48		18,08	1860,23	11524,003	
0+840	5,57		27,75	1868,48	12412,503	
0+860	8,16		112,3	2000,76	13433,263	
0+880	9,71		158,9	2159,48	14592,743	
0+900	12,54		222,7	2341,96	15934,703	
0+920	15,57		291,1	2533,38	17468,083	
0+940	8,27		198,4	2781,48	19209,563	



ESPECIFICACIONES

- CONCRETO**
- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION DE 3 000 KG/CM² PROPORCIONADA EN UN 20% EXCESIVO-ADICIONADO DE CEMENTO.
 - SE ELABORARA EXCLUSIVAMENTE CON MEZCLADORA, NO SE PERMITIRA ELABORARLO A MANO.
- PAVIMENTO**
- LAS PLACAS DEL PAVIMENTO TENDRAN UN ESPESOR DE 10 CM.

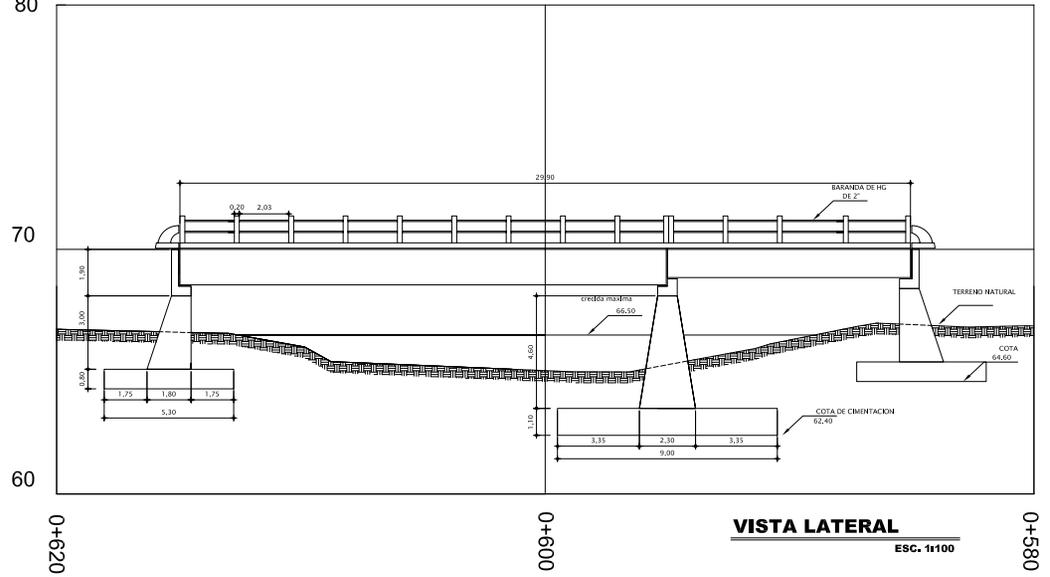
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO MUNICIPALIDAD ESCUINTLA, ESCUINTLA							
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	FECHA:	MARZO 2012				
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA				
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA						
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL DE PUENTE DE LUZ DE 30 m.							
CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,				
DESEÑO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS				
			<table border="1"> <tr> <td>POLIG.</td> <td>01</td> </tr> <tr> <td></td> <td>7</td> </tr> </table>	POLIG.	01		7
POLIG.	01						
	7						



ESCALA 1:200
PLANTA
 ESC. 1x200

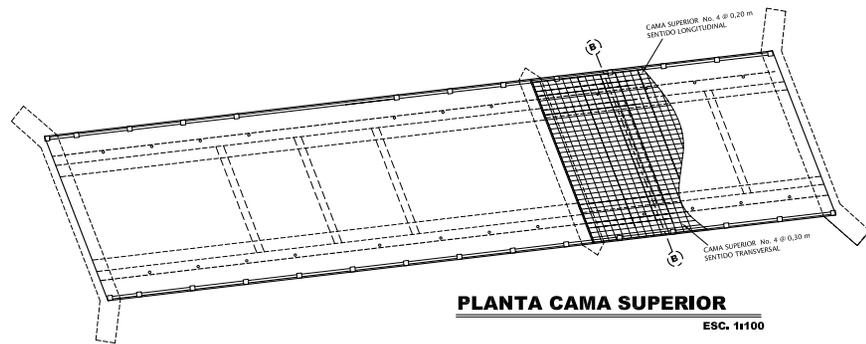
NOTAS GENERALES

- ESPECIFICACIONES:**
 DEBERÁ EN BASE DE LAS NORMAS ASHTO + ACE CONSTRUCCION A ESPECIFICACION PARA CONSTRUCCION DE PUENTES Y CARRETERAS DE LA D.G.C. LA TERA EDICION DISPONIBLE. CARBA MACHO (MACHO) DE LA REGION 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100.
- MATERIALES:**
 PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE SE UTILIZARA CONCRETO CON RESISTENCIA f_c 24 000 PSI (1 654 kg/cm²), GRUESO TRIFURCADO DE 3/4" Y ARMADO FRIO DE MATERIA ORGANICA.
- ACERO DE REFUERZO:**
 SE UTILIZARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN LA LOSA, EMPUJAS, CORTINAS, VIGAS DE APOYO Y ZAPATAS. EN LAS PRINCIPALES SE UTILIZARA ACERO GRADO 60 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA ASHTO Y, ASÍ, SALVO SE INDIQUE OTRA COSA, SE USARA EL SIGUIENTE RECURRIMIENTO DE LAS BARRAS DE REFUERZO: PARA LAS EMPUJAS AL TRAFICO EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 2x en Y EN LOS DEMAS CASOS, EN LA SUPERFICIE DE RODADURA CUANDO ESTE PROTEGIDA CON UNA CAPA ASFALTICA PARA VIGAS DE 3 en Y PARA EMPUJAS 5 en. EN CEMENTOS EL RECURRIMIENTO SERA DE 8 en. EL RECURRIMIENTO SE MEDIRA DEL ROSTRO DE LA BARRA A LA SUPERFICIE DEL CONCRETO. TODAS LAS ARMAS EMPUJAS SERAN BIELADAS 2 en A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA. LAS FORMALETAS Y ACABADOS DEL CONCRETO SE HARAN SEGUN LA SECCION 505 DE LA D.G.C. LA PARTE SUPERIOR DE LAS VIGAS DEBERA QUEDAR SUICIA. LOS TRAZAPES DEBERAN HACERSE PARA TODA LA ESTRUCTURA SERA DE 30 DIAMETROS DE LA VARILLA, SALVO EN VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30 en BAJO LAS BARRAS. EN TAL CASO SE USARA UN DIAMETRO DE LA VARILLA, TODO BAJO ESPECIFICACIONES ASHTO Y ASHTO. LOS GANCHOS SE DOBLARAN EN FRIO SEGUN ESPECIFICACIONES DE ACI Y D.G.C.
- CONCRETO CICLOPEO:**
 SE USARA CONCRETO TIPO PORTLAND, AGREGADOS FINOS Y GRUESOS, Y AGUA DE ACUEDRO A LAS ESPECIFICACIONES A, T, A, L, O, O, B, I, M, A, L, E, S. EL AGUA DEBERA SER LIMPA DE ACEITE, ALCOHOL, ALCALI Y OTRAS SUSTANCIAS PERJUDICIALES. LA PIEDRA NO MENOR DE 0.30 m, PUEDE CONSTRUIR EN PIEDRA PARTIDA O DE CANTO RODADO DE BUENA CALIDAD. EN SU ESTADO NATURAL, CON CERRA EN LA SUPERFICIE, LIBRE DE SERIEGACION, FRACTURAS, GRIETAS, Y OTROS DEFECTOS ESTRUCTURALES QUE TIENDAN A REDUCIR LA RESISTENCIA A LA INTERFERE. TODAS LAS PLACAS DE LOS APOYOS SERAN REFORZADO DUREZA 60 Y DIMENSIONES 0.25'x0.25'x0.15 m (SOBRE VIGA DE APOYO)
- PROPORCION DEL CONCRETO CICLOPEO:**
 LA PROPORCION DEL CONCRETO CICLOPEO SERA:
 60% CONCRETO C-210 1600 PSI
 33% PIEDRA CANTO RODADO O PARTIDA.
 LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS.
 LA ACERA Y EL BANDEAL DEBERAN DE FUERZIRSE DESPUES DE PERMITIR LA LIBRE DEFLEXION DE LAS VIGAS. EL ACERO ESTRUCTURAL DE LOS APOYOS DEBERA PREZIRSE EN TODAS LAS SUPERFICIES CON MENOS DE DOS CAPAS DE PASTURA ANTICORROSIONA, CON EXCEPCION DE LOS PERFILES DE ANCLAJE QUE ESTAN DENTRO DEL CONCRETO. VERIFICAR EL VALOR SOPORTE DEL SUELO, PREVIO A LA CONSTRUCCION, A TRAVES DE UN SONDEO DINAMICO.

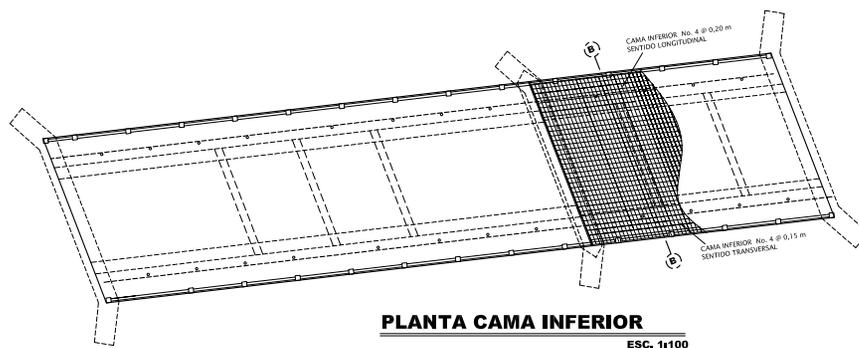


VISTA LATERAL
 ESC. 1x100

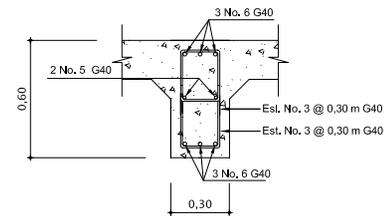
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO: PLANTA ARMADO, SECCIONES Y DETALLES PARA EL TRAMO DE 10 METROS			
CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,
DESENHO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			04 7



PLANTA CAMA SUPERIOR
 ESC. 1:100

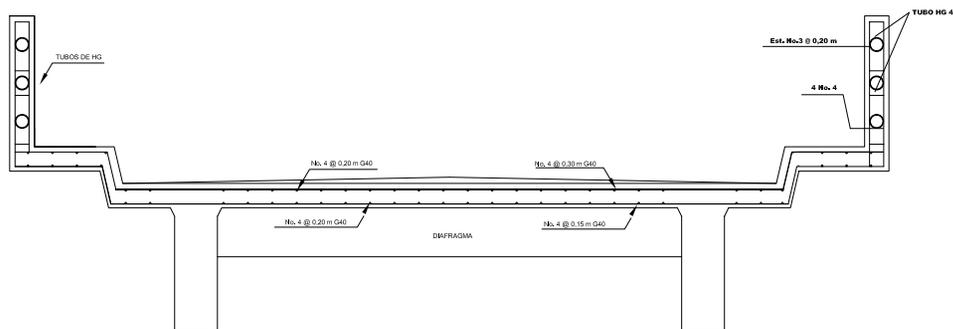


PLANTA CAMA INFERIOR
 ESC. 1:100



ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERNO

ESCALA 1:12,5



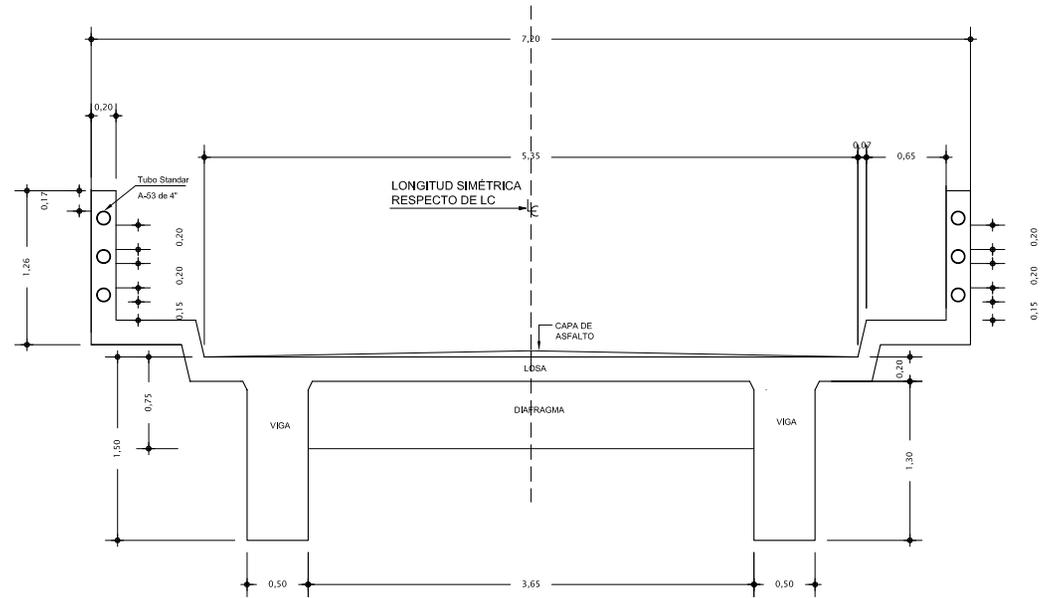
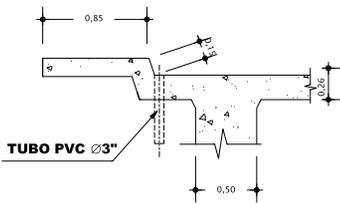
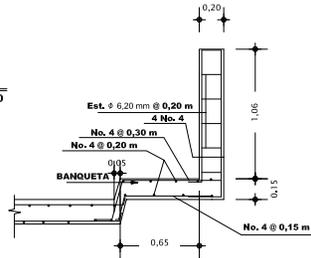
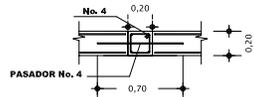
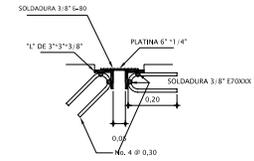
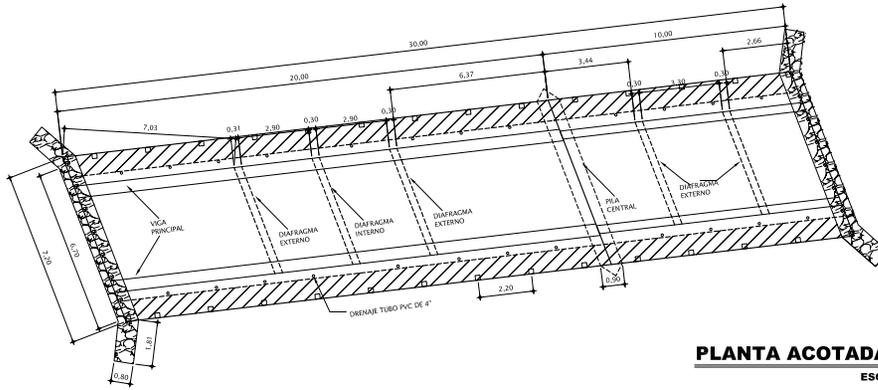
ARMADO DE LOSA ENTRE VIGAS Y PROYECCION DE DIAFRAGMA

SECCIONES B-B

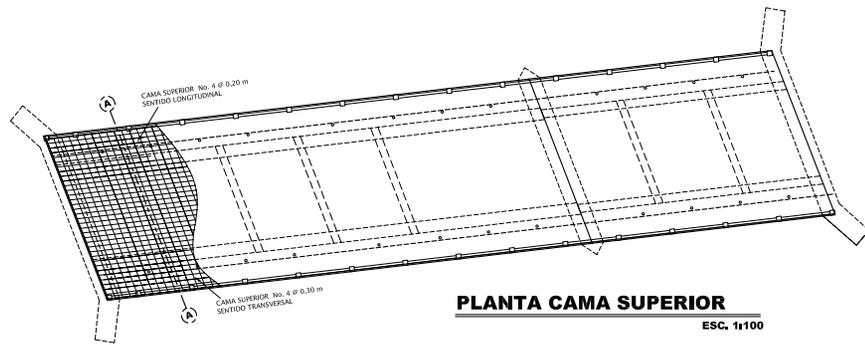
ESC. 1:20



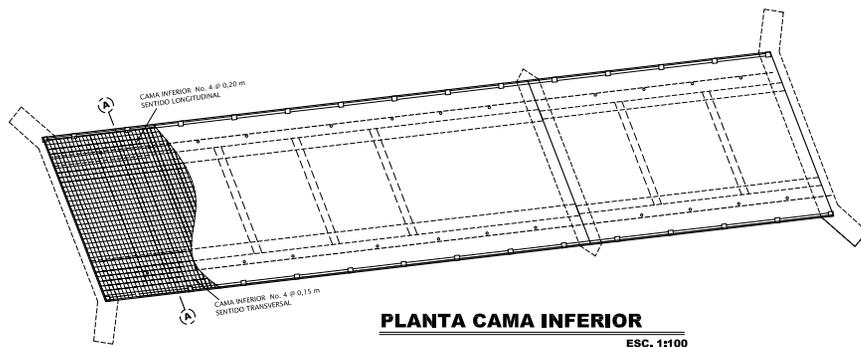
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	FECHA:	ABRIL 2012
LEGACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA, SECCION DE PUENTE Y DETALLES			
CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,
DESEÑO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			02/7



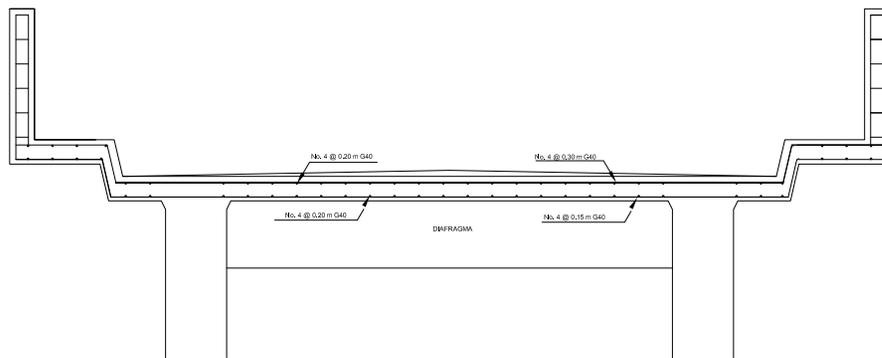
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO:	PLANTA ARMADO, SECCIONES Y DETALLES PARA EL TRAMO DE 20 METROS		
CALCULO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,
DESENHO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			03/7



PLANTA CAMA SUPERIOR
 ESC. 1:100

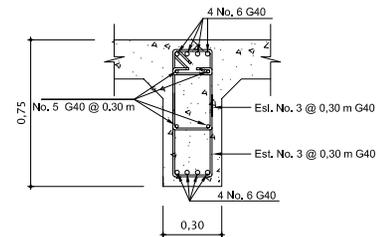


PLANTA CAMA INFERIOR
 ESC. 1:100



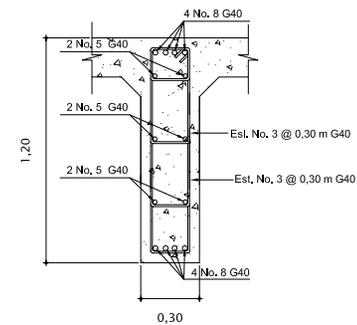
ARMADO DE LOSA ENTRE VIGAS Y PROYECCIÓN DE DIAFRAGMA

SECCIONES A-A ESC. 1:20



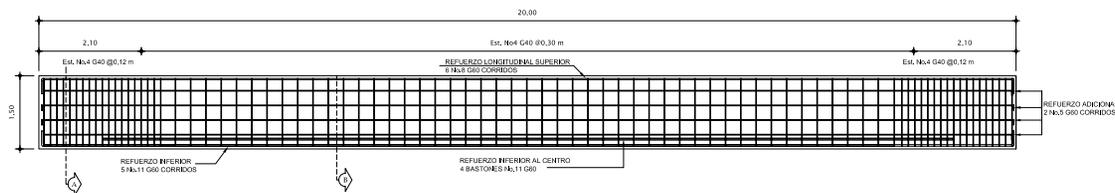
ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERNO

ESCALA 1:12,5

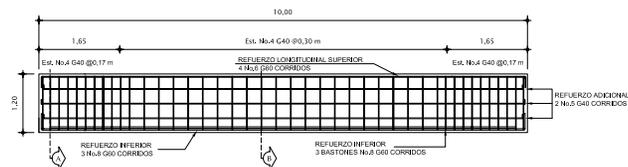


ARMADO DE DIAFRAGMA INTERNO

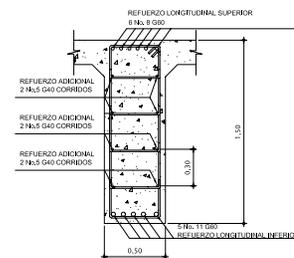
ESCALA 1:12,5



**ELEVACION
 ARMADO DE VIGA 1**
 ESCALA 1:50

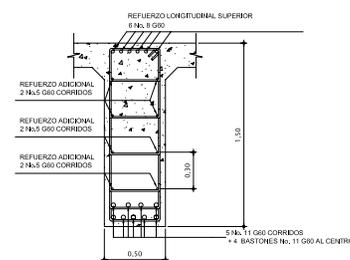


**ELEVACION
 ARMADO DE VIGA 2**
 ESCALA 1:50



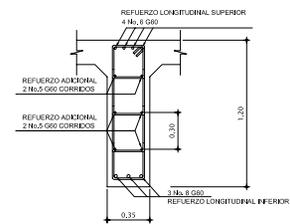
**SECCION A-A'
 ARMADO EN LOS APOYOS DE VIGA 1**

ESCALA 1:20



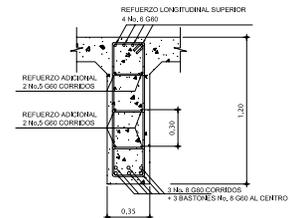
**SECCION B-B'
 ARMADO EN EL CENTRO DE LA VIGA 1**

ESCALA 1:20



**SECCION A-A'
 ARMADO EN LOS APOYOS DE VIGA 2**

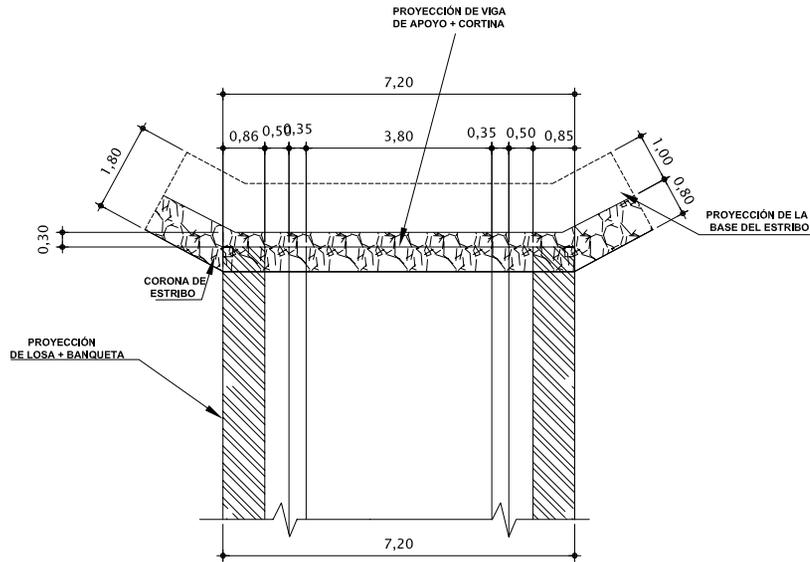
ESCALA 1:20



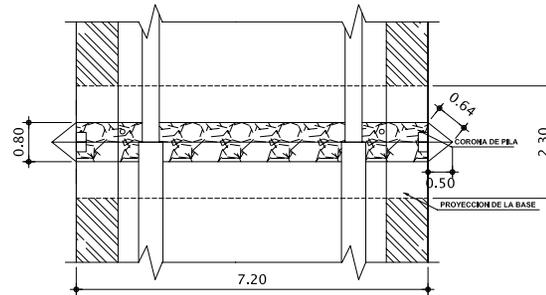
**SECCION B-B'
 ARMADO EN LOS APOYOS DE VIGA 2**

ESCALA 1:20

PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO: GEOMETRIA Y ARMADO DE SUBESTRUCTURA			
CALIFICADO:	CARLOS RAMOS,	REVISADO:	CARLOS RAMOS,
PROYECTO:	CARLOS RAMOS,	ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			06/7

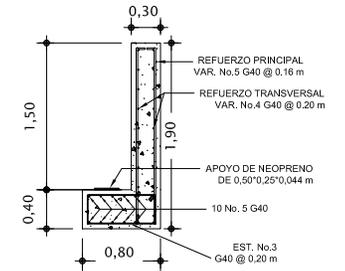
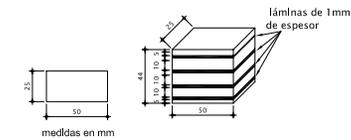


PLANTA DEL ESTRIBO
 ESC. 1:50



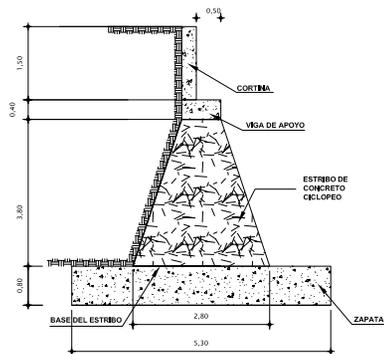
PLANTA DE PILA CENTRAL

ESCALA 1/50



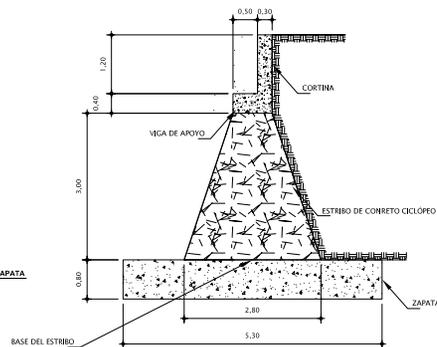
ARMADO DE CORTINA Y VIGA DE APOYO

ESCALA 1/20



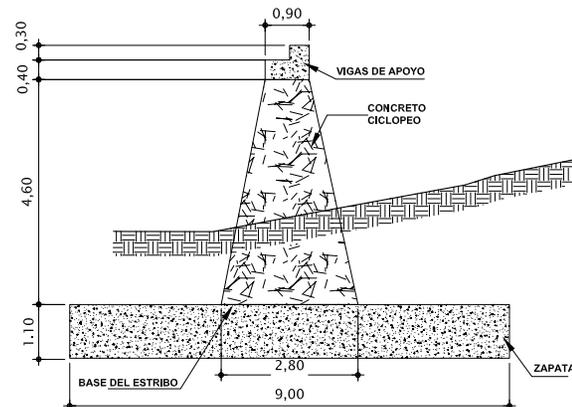
SECCIÓN DE ESTRIBO + VIGA DE APOYO Y CORTINA

ESCALA 1/50



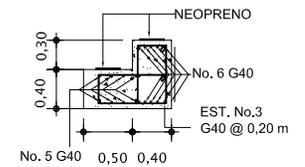
ESTRIBO+VIGA DE APOYO

ESC. 1:50



SECCIÓN DE PILA CENTRAL + VIGA DE APOYO

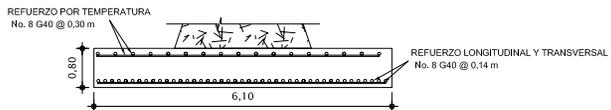
ESCALA 1/50



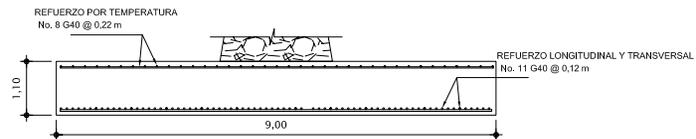
ARMADO DE VIGAS DE APOYO PARA PILA CENTRAL

ESCALA 1/20

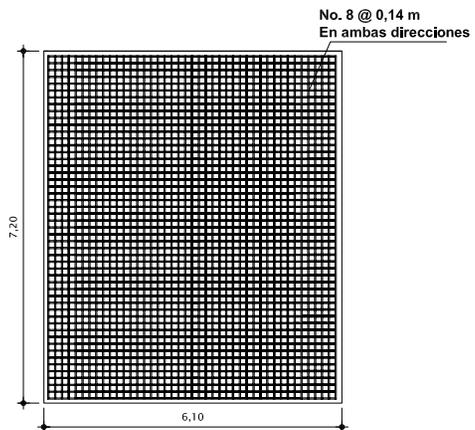
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	FECHA:	MARZO 2012
UBICACION:	COLONIA FERROCARRILERA	ESCALA:	INDICADA
DEPARTAMENTO:	ESCUINTLA		
CONTENIDO: ARMADO Y DETALLE DE CIMENTACION			
DISEÑO:	CARLOS RAMOS,	REVISOR:	CARLOS RAMOS,
		ASESOR-SUPERVISOR:	ING. JUAN MERCK COS
			07/7



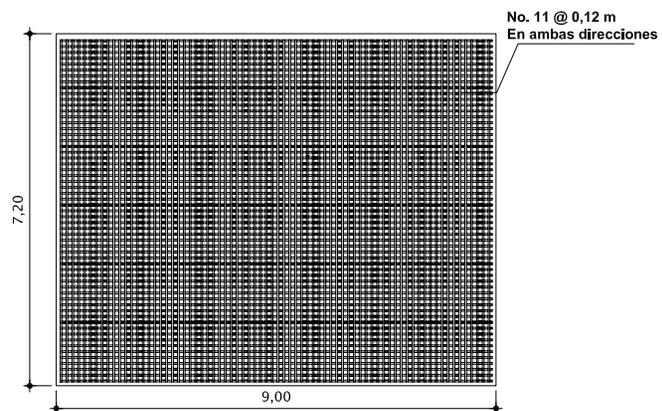
ARMADO DE ZAPATA PARA LOS ESTRIBOS
 ESCALA 1/50



ARMADO DE ZAPATA PARA LA PILA CENTRAL
 ESCALA 1/50



ARMADO DE ZAPATA PARA LOS ESTRIBOS
 ESCALA 1/50



ARMADO DE ZAPATA PARA PILA CENTRAL
 ESCALA 1/50