



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

**DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y
DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA
EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**

Pablo Rodolfo García Mansilla

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, febrero de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y
DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA
EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

PABLO RODOLFO GARCÍA MANSILLA
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

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 DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y
DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA
EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 12 de febrero de 2015.



Pablo Rodolfo García Mansilla

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 22 de octubre de 2015
Ref.EPS.DOC.715.10.15

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano.


Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Pablo Rodolfo García Mansilla** con carné No. **201113306**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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



c.c. Archivo
OAH/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala.
04 de noviembre de 2015

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 DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Pablo Rodolfo García Mansilla, con Carnet No. 2011-13806, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

Mejora 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala.
16 de noviembre de 2015

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 DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Pablo Rodolfo García Mansilla**, con Carnet No. 2011-13806, quien contó con la asesoría del Ingeniero **Oscar Angueta Hernández**.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Gajardo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/s/

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 17 de noviembre de 2015
Ref.EPS.D.607.11.15

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 DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Pablo Rodolfo García Mansilla, carné 201113806**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Pablo Rodolfo García Mansilla, titulado **DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco

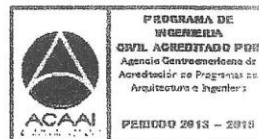


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, febrero 2016.

/mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua



PROGRAMA DE INGENIERIA
CIVIL ACREDITADO POR
Agencia Guatemalteca de
Acreditación de Programas de
Arquitectura e Ingeniería
PERIODO 2013 - 2018

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 075.2016

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 DRENAJE SANITARIO PARA EL CASERÍO EL EDÉN Y DE PUENTE VEHICULAR EN EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, AMBOS EN SAN RAYMUNDO, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Pablo Rodolfo García Mansilla**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, febrero de 2016

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Porque cuando no eran mis fuerzas, eran las de Él.
Mis padres	Rodolfo García Villavicencio, por su infinito e incondicional amor y apoyo y Edna Mansilla Calderón, por su amor y sus lecciones de vida.
Mis hermanas	Enny Andrea y Melanie Rashel García Mansilla, por su especial comprensión e incondicional amor.
Mis abuelos	Jorge Mansilla y Mansilla (q. e. p. d.), Carmen Aracely Calderón Rivera, Julio Rony García Rojas (q. e. p. d.) por su rotundo amor y enseñanzas, y en especial a María Elizabeth Villavicencio Pérez, por su incondicional amor e inculcarme que el estudio es una base fundamental de la vida.
Mis tíos y tías	Fernando y Sara García Villavicencio, Jorge, Ivana y Estuardo Mansilla Calderón, en especial a Luciano García Villavicencio, por ser mi consejero y tutor incondicionalmente.

Mis primos

En especial a Diana y Cristina García Vargas y Julio Fernando García Arévalo, por sus consejos e incondicional apoyo. A María Fernanda y Alejandro García Arévalo, Andrés, Jorge, Ana Lucía y Ana Lorena Ramazzini García, José Jorge, Kristyne, Katherine y Rodrigo Mansilla Dúbon, Rebeca y Alex Muñoz Mansilla y Abel Mansilla Sandoval, gracias por su apoyo.

Mis amigos

Carlos Roberto Calderón del Cid, Erick Roger Calderón Ramírez, Carlos Alberto González Morales, Kennet Rolando Lemus Portillo, Edgar Samuel Argueta Villatoro, por los grandes momentos, cariño y amistad sincera. A los hermanos Villavicencio Pineda, por su especial cariño y amistad sincera.

.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser mi casa de estudios y darme el privilegio y honor de egresar de ella.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme el conocimiento necesario para ejercerme como profesional, en especial a la Escuela de Ingeniería Civil.
Ing. Oscar Argueta	Por su apoyo técnico, consejos y su valiosa asesoría en el Ejercicio Profesional Supervisado.
Mis catedráticos	Por compartir su sabiduría para formarme como profesional.
Mis amigos de la Facultad	Jonathan Mejía, Jeffrey Argueta, Luis Meléndez, Sergio González, Estiven López, Pablo Cox, Absalón Galindo, César Zúñiga y Erik Castañeda.
Municipalidad de San Raymundo	Por la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar el Ejercicio Profesional Supervisado.
Cisma, S. A.	Por su apoyo para poder gestionar mi proceso de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.2. Características físicas.....	1
1.2.1. Ubicación y localización.....	1
1.2.2. Colindancias.	2
1.2.3. Topografía.	2
1.2.4. Clima.	3
1.2.5. Tipo de vivienda.....	3
1.2.6. Población y demografía.	3
1.3. Características de infraestructura.....	4
1.3.1. Vías de acceso.	4
1.3.2. Servicios públicos.	4
1.3.2.1. Educación.....	5
1.3.2.2. Salud.	5
1.3.2.3. Agua potable.....	5
1.3.2.4. Drenajes.	6
1.3.2.5. Energía eléctrica.....	6
1.4. Características socioeconómicas.	6

1.4.1.	Origen de la comunidad.	6
1.4.2.	Actividad económica.	7
1.4.3.	Idioma y religión.	8
1.5.	Diagnóstico sobre necesidades en servicios básicos e infraestructura del caserío El Edén y del caserío San Martineros.	8
1.6.	Descripción de necesidades.	9
1.6.1.	Evaluación y priorización de necesidades.	9
2.	DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO EL EDÉN, SAN RAYMUNDO	11
2.1.	Diseño del sistema de drenaje sanitario del caserío El Edén, San Raymundo.	11
2.1.1.	Descripción del proyecto.	11
2.1.2.	Estudio topográfico.	12
2.1.2.1.	Altimetría.	12
2.1.2.2.	Planimetría.	13
2.1.3.	Diseño del sistema.	14
2.1.3.1.	Descripción del sistema a utilizar.	14
2.1.3.1.1.	Periodo de diseño.	14
2.1.3.1.2.	Población de diseño.	15
2.1.3.1.3.	Dotación de agua potable.	16
2.1.3.1.4.	Factor de retorno.	16
2.1.3.1.5.	Factor de flujo instantáneo.	16
2.1.3.1.6.	Caudal sanitario.	17
2.1.3.1.6.1.	Caudal domiciliar.	18
2.1.3.1.6.2.	Caudal de infiltración.	19

2.1.3.1.6.3.	Caudal por conexiones ilícitas.	20
2.1.3.1.6.4.	Caudal comercial e industrial.....	21
2.1.3.1.7.	Factor de caudal medio.....	22
2.1.3.1.8.	Caudal de diseño.....	23
2.1.3.1.9.	Sección del tipo de tubería.	24
2.1.3.1.10.	Diseño de secciones y pendientes.....	24
2.1.3.1.11.	Velocidades máximas y mínimas.	25
2.1.3.1.12.	Cotas invert.	26
2.1.3.1.13.	Diámetro de tubería.....	29
2.1.3.1.14.	Pozos de visita.	29
2.1.3.1.15.	Conexión domiciliar.	32
2.1.3.1.16.	Profundidad de la tubería.	33
2.1.3.1.17.	Principios hidráulicos....	34
2.1.3.1.18.	Diseño de drenaje sanitario.....	38
2.1.4.	Planos.....	39
2.1.5.	Presupuesto del proyecto.	39
2.1.6.	Evaluación del impacto ambiental (EIA).	40
2.1.7.	Evaluación socioeconómica.....	44
2.1.7.1.	Valor presente neto (VPN).....	44
2.1.7.2.	Tasa interna de retorno (TIR).	47

3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, SAN RAYMUNDO.	49
3.1.	Consideraciones generales.....	49
3.1.1.	Tipo de vehículos.	49
3.1.2.	Tipo de puentes.....	50
3.1.3.	Especificaciones de diseño.	52
3.2.	Descripción del proyecto.	52
3.3.	Estudios preliminares.	53
3.3.1.	Estudio topográfico.....	53
3.3.2.	Estudio hidrológico e hidráulico.....	57
3.3.2.1.	Cálculo de caudales máximos.....	59
3.3.2.2.	Método sección-pendiente.	60
3.3.3.	Estudio de suelos.	62
3.3.4.	Estudio de tránsito.....	63
3.4.	Dispositivos básicos de protección.	64
3.4.1.	Barandas.....	65
3.5.	Diseño de superestructura.	72
3.5.1.	Consideraciones generales.	72
3.5.2.	Drenajes.....	73
3.5.3.	Diseño de losa.....	76
3.5.4.	Diseño de viga interior.....	95
3.5.5.	Diseño de viga exterior.....	114
3.5.6.	Diseño de diafragma.	129
3.6.	Diseño de subestructura.	134
3.6.1.	Nivel de cimentación.	134
3.6.2.	Anclaje.....	135
3.6.3.	Diseño de estribos.....	135
3.6.4.	Diseño de vigas de apoyo.	151
3.6.5.	Diseño de cortina.	156

3.6.6.	Diseño de neopreno.	163
3.6.7.	Diseño de cimentación.	172
3.7.	Elaboración de planos.	173
3.8.	Presupuesto del puente vehicular.	173
3.9.	Cronograma de ejecución.....	175
3.10.	Evaluación de impacto ambiental (EIA).....	175
CONCLUSIONES.		181
RECOMENDACIONES.....		183
BIBLIOGRAFÍA.....		185
APÉNDICES.....		187

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Hoja cartográfica de San Raymundo.....	2
2.	Cotas invert de igual diámetro.....	26
3.	Cotas invert de diferente diámetro	28
4.	Varias cotas invert de entrada y una de salida.....	29
5.	Pozo de visita típico	30
6.	Pozo de vista con caída adosada	31
7.	Pozo de visita rectangular	31
8.	Planta conexión domiciliar.....	32
9.	Perfil conexión domiciliar.....	33
10.	Clasificación vehicular.....	50
11.	Área de influencia	60
12.	Tipos de barandas.....	65
13.	Cargas que actúan en barandas para peatones.	67
14.	Fuerza de diseño para las barandas.....	70
15.	Armado de barandal.....	72
16.	Detalle de drenaje pluvial.	76
17.	Sobrecarga vehicular T3-S3.....	80
18.	Modelo matemático para análisis de losa.	81
19.	Líneas de influencia momento flector en el punto B.....	82
20.	Líneas de influencia momento flector en $X=0,4L$ (P).....	86
21.	Armado de la losa.	94
22.	Diagramas de corte y de momento.	97
23.	Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga viva.	100

24.	Centro de gravedad de la sobrecarga viva	101
25.	Diagramas de corte y momento de la sobrecarga viva	102
26.	Verificación de diseño de viga.	104
27.	Diagrama de cuerpo libre de sobrecarga vehicular.....	109
28.	Distancia que resiste el concreto sometido a corte.....	111
29.	Sección B-B': armado de viga interior.....	113
30.	Sección longitudinal de la viga.....	114
31.	Diagramas de corte y de momento.	116
32.	Distancia que resiste el concreto sometido a corte.....	125
33.	Sección E-E': armado de viga exterior.....	128
34.	Sección longitudinal de la viga.....	128
35.	Sección de armado de diafragma interno.	131
36.	Sección de armado de diafragma externo.	133
37.	Dimensionamiento aproximado de muro por gravedad.	137
38.	Geometría de los estribos.....	142
39.	Detalle de armado de viga de apoyo y cortina.....	155
40.	Diagrama de presiones sobre la cortina.	157
41.	Detalle de apoyos de neopreno.	172

TABLAS

I.	Presupuesto.....	39
II.	Simplificación de la tasa interna de retorno (TIR).	47
III.	Niveles de ensayo para las barandas de puentes.	68
IV.	Fuerzas de diseño para rieles.....	69
V.	Profundidades mínimas.	77
VI.	Área de acero determinado según momentos máximos I.....	106
VII.	Área de acero determinado según momentos máximos II.....	121
VIII.	Momento resistente.	142

IX.	Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero	165
X.	Presupuesto	174
XI.	Cronograma de ejecución.	175
XII.	Impactos negativos generados durante la ejecución	178
XIII.	Impacto negativo generado durante la operación.	178
XIV.	Medidas de mitigación en la ejecución y la operación	179

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada distancia
As máx	Acero máximo
As mín	Acero mínimo
As temp	Acero por temperatura
As	Acero requerido
H	Altura
A	Área de la sección
Ag	Área grande
b	Base
q_u	Capacidad de carga última del suelo
D_w	Carga de carpeta de rodadura
I_M	Carga de impacto
W	Carga distribuida
C_m	Carga muerta
C_v	Carga viva
Q	Caudal a sección llena
Q com	Caudal comercial
Q ci	Caudal de conexiones ilícitas
Q dis	Caudal de diseño
Q inf	Caudal de infiltración
Q dom	Caudal domiciliar
Q ind	Caudal industrial
Q san	Caudal sanitario

PL	Carga peatonal
Dc	Cargas permanentes
n	Coefficiente de rugosidad de la tubería
V	Corte
V_c	Corte que resiste el concreto
C_u	Corte último
CV	Corte último provocado por el vehículo de diseño
C.I.	Cota invert
Cle	Cota invert entrada
CIs	Cota invert salida
γ	Densidad del suelo
Δ	Desplazamiento horizontal
D	Distancia a confinar
Av	Dos veces el área de la varilla
Dot	Dotación de agua potable
Ka	Empuje activo
Esob	Empuje de la sobrecarga
Es	Empuje del suelo
Kp	Empuje pasivo
F	Empuje sobre la cortina
ts	Espesor mínimo
e	Excentricidad
f_{qm}	Factor de caudal medio
F.H.	Factor de Harmon
F. inf.	Factor de infiltración
F.r.	Factor de retorno
FS_{c. de carga}	Factor de seguridad de capacidad de carga
FS_{deslizamiento}	Factor de seguridad de deslizamiento
FS_{volteo}	Factor de seguridad de volteo

Pa	Fuerza activa
F_A	Fuerza actuante
FL	Fuerza longitudinal
F_R	Fuerza resistente
G	Grado
hab	Habitante
km	Kilómetro
l	Litro
L	Longitud de tramo
S	Luz entre vigas
m	Metro
m²	Metro cuadrado
mm	Milímetros
M	Momento
M_A	Momento actuante
M_{ATOTAL}	Momento actuante total
MEsob	Momento de empuje de sobre carga
MEs	Momento de empuje del suelo
M-	Momento negativo
M+	Momento positivo
M_R	Momento resistente que impide el volteo
Mu	Momento último
n.h.f.	Número de habitantes futuro
S	Pendiente
d	Peralte efectivo
P.M.	Perímetro mojado
n	Periodo de diseño
P	Peso del camión de diseño
Po	Población actual o inicial

P	Población acumulada
Pf	Población futura
%	Porcentaje
PV	Pozo de visita
P_H	Presión horizontal
q PUNTA	Presión máxima bajo la losa de cimentación
P_V	Presión vertical
R	Radio hidráulico
R₂	Reacción dos
R₁	Reacción uno
f'c	Resistencia a compresión del concreto
f_y	Resistencia a fluencia del acero
s	Segundo
s	Separación del refuerzo
LL	Sobre carga vehicular
i	Tasa de crecimiento poblacional
Ton	Tonelada
X	Variable referente a una distancia
V	Velocidad
v	Velocidad del flujo

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes).
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
Agregado	Material granular como arena, grava, piedra triturada, entre otros, usado con un medio cementante para formar concreto hidráulico o mortero.
Aguas negras	Aguas de desecho provenientes de usos domésticos, comerciales e industriales.
Altimetría	Parte de la topografía que indica la diferencia de altitud entre el punto en que se está situado y un plano de referencia.
Análisis estructural	Proceso para determinar la respuesta de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Asociación Americana de pruebas y materiales).

Candela	Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que los conduce al sistema de drenaje.
Carga de diseño	Suma de cargas vivas y muertas con el respectivo factor de seguridad.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de las cargas vivas y muertas, amplificadas ambas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente en la estructura.
Caudal	Volumen de agua que pasa por una sección de flujo por unidad de tiempo.
Cementos	Material que cumple con lo especificado en las Normas ASTM correspondientes, empleando como cementante, por sí mismo, en el concreto.
Cocodes	Consejo Comunitario de Desarrollo.
Colector	Tubería generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas negras indeseables de la población al lugar de descarga.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.

Concreto	Mezcla adecuadamente proporcionada de cemento, agregado fino (arena) agregado grueso (piedrín o grava) y agua.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso.
Corte	Fuerza interna que actúa tangencialmente al plano, llamada también tensión diagonal.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referida a un nivel determinado.
Cota de terreno	Altura de un punto sobre un plano de referencia.
Cota invert	Cota de la parte inferior interna del tubo ya instalado.
Densidad	Relación entre la masa y el volumen de un cuerpo.
Derecho de vía	Derecho que tiene el Estado o las municipalidades, sobre la faja de terreno que se requiere para la construcción y conservación de las
Descarga	Lugar donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, las que pueden estar crudas o tratadas.

Diafragma	Viga que va colocada transversalmente a las vigas principales, su función es no permitir el movimiento lateral de las mismas.
Dotación	Estimación de la cantidad de agua promedio que consume cada habitante por día.
Drenajes	Controlan las condiciones de flujo de agua en terracerías y mejoran las condiciones de estabilidad en cortes, terraplenes y pavimentos.
Elastómero	Materia natural o artificial que, como el caucho, tiene gran elasticidad.
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado.
Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico, en cualquier operación de levantamiento planimétrico o de nivelación.
Estribo	Elemento de una estructura que resiste al esfuerzo cortante.
Excavación	Extracción del material existente para dar lugar a lo que se pretende colocar.
Excentricidad	Distancia comprendida entre el centro de masa y el centro de rigidez de una estructura.

Hidrología	Parte de las ciencias naturales, que trata de las aguas.
INE	Instituto Nacional de Estadística.
Infraestructura	Base material sobre la que se asienta algo.
Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder definir la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
LRFD	Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).
Medidas de mitigación	Conjunto de acciones y obras a implementarse para reducir, atenuar o eliminar el impacto de las amenazas, mediante la disminución de la vulnerabilidad de los sistemas y los componentes.
Momento	Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.
Período de diseño	Tiempo durante el cual, la obra diseñada prestará un servicio satisfactorio.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.

Pozo de visita	Obra accesoria de un sistema de alcantarillado que permite el acceso al colector y cuya finalidad es facilitar el mantenimiento del sistema para que funcione eficientemente.
Predimensionar	Dar medidas preliminares a los elementos que componen una estructura y que serán utilizados para soportar las cargas aplicadas.
Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie.
Relleno	Material, especial o de tercería, uniformemente colocado y compactado en las partes laterales y superior de las cajas, así como atrás de los aletones.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tránsito y transmitir las a la subestructura.
TIR	Tasa interna de retorno.

Topografía

Ciencia que determina las dimensiones y el contorno (o características tridimensionales) de la superficie de la tierra a través de la medición de distancias, direcciones y elevaciones.

VPN

Valor presente neto.

RESUMEN

El presente trabajo de Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como objetivo describir el diseño de un drenaje sanitario de 1 173,82 m de longitud que beneficiará al caserío El Edén, San Raymundo y el puente vehicular de concreto reforzado de dos vías, con una longitud de 15 metros, que beneficiará al caserío San Martineros, El Carrizal, San Raymundo y a la población de diferentes aldeas y municipios aledaños.

Para el diseño del drenaje sanitario y el puente vehicular, se utilizaron las Normas de Aguas Negras SANAA, las recomendaciones de la Dirección General de Caminos (DGC) y de las Normas de la Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transporte (AASHTO LRFD).

Con el diseño de las obras civiles propuestas, se procura colaborar con el desarrollo del municipio y los caseríos El Edén y San Martineros, planteando soluciones que reúnan los requisitos técnicos de diseño y construcción como la solución más económica y factible posible para cada caso, lo cual incluye sus respectivos diseños, cálculos, presupuestos y planos finales de cada uno de los proyectos.

OBJETIVOS

General

Fomentar el desarrollo de las aldeas y comunidades con obras de infraestructura, diseñando un puente vehicular para el caserío San Martineros, El Carrizal y un drenaje sanitario para el caserío El Edén, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala.

Específicos

1. Realizar una investigación de tipo monográfico y un diagnóstico sobre las necesidades en cuanto a servicios básicos e infraestructura del municipio de San Raymundo.
2. Mejorar las condiciones de vida para los pobladores del caserío El edén por medio de un drenaje sanitario y mejorar la infraestructura del caserío San Martineros, El Carrizal por medio de un puente vehicular.
3. Diseñar el drenaje sanitario para el caserío El Edén y el puente vehicular para el caserío San Martineros, El Carrizal, San Raymundo.
4. Capacitar a los integrantes de los Consejos Comunitarios de Desarrollo (Cocodes) de ambos caseríos sobre aspectos relacionados con el mantenimiento de drenajes y puentes.

INTRODUCCIÓN

En la búsqueda de satisfacer sus necesidades, el ser humano ha mejorado su calidad de vida, de esto ha quedado evidencia en diversas investigaciones. En ellas se puede observar estudios como la evolución de los métodos de diseño de obras civiles que ayudan a mejorar la infraestructura y los servicios básicos de la población.

En Guatemala aún no se cubre en un 100 % los servicios básicos, ni se cuenta con la infraestructura necesaria para que el país pueda incrementar su oportunidad de desarrollo. Por lo que por medio de este trabajo de graduación, se pretende contribuir con disminuir esta problemática con el diseño de dos obras civiles, un drenaje sanitario y un puente.

Un drenaje sanitario nace de la necesidad de evacuar aguas residuales hacia una planta de tratamiento donde se minimizará la contaminación de estas aguas desechadas por el hombre. Por lo que, los habitantes del caserío El Edén, San Raymundo serán beneficiados de esta forma mejorando su calidad de vida.

Un puente permite el traslado de un punto a otro en donde por la topografía del sitio no se puede hacer sin la ayuda de este tipo de infraestructura. Existen diferentes clases de puentes, según sea su uso y longitud. En este caso los habitantes del caserío San Martineros, El Carrizal, San Raymundo y aldeas y municipios aledaños serán beneficiados con un puente de concreto reforzado de dos vías.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

Se describen las diferentes características del municipio de San Raymundo, Guatemala. Abarcando desde su historia hasta las carencias en sus necesidades básicas.

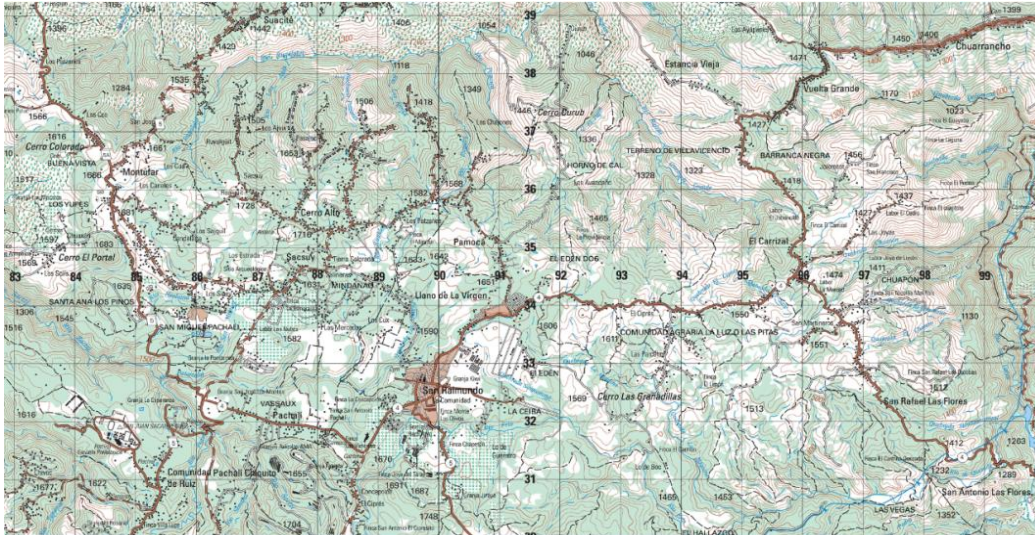
1.2. Características físicas

A continuación se hace una descripción de la ubicación, localización, colindancias, topografía, entre otras, del proyecto.

1.2.1. Ubicación y localización

San Raymundo: municipio del departamento de Guatemala, ubicado a 43 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala, situado en la parte norte del departamento de Guatemala, en la Región I o Región Metropolitana. Se localiza en la latitud norte 14° 45' 55" y en la longitud oeste 90° 35' 45".

Figura 1. Hoja cartográfica de San Raymundo



Fuente: Instituto Nacional de Geografía (IGN), hoja 2060, serie E754.

1.2.2. Colindancias

Colinda con los siguientes municipios: al norte: con Granados y El Chol (Baja Verapaz). Al sur: con San Juan Sacatepéquez (Guatemala). Al este: con Churranchito y Chinautla (Guatemala). Al oeste: con San Juan Sacatepéquez (Guatemala).

1.2.3. Topografía

Cuenta con una extensión territorial de 114 kilómetros cuadrados, conformada por una parte plana al norte del municipio y otra irregular al sur, que representa aproximadamente el 70 % de la extensión territorial del mismo. Se encuentra a una altura de 1 570 metros sobre el nivel del mar.

1.2.4. Clima

Variedad de climas, en su cabecera, en el sur, en el este y oeste del municipio, generalmente es frío, en la parte norte, cálido que es la zona más baja con respecto al nivel del mar. La estación meteorológica más cercana está ubicada en el municipio de San Pedro Ayampuc, la cual indica que en el área, de acuerdo con datos de 1991 hasta el 2012, existe un promedio de lluvia anual de 1 187,25 mm, indicando que en el mes con mayor precipitación es junio con promedio de 241,77 mm. Su temperatura promedio es de 22,56 °C, la máxima promedio es de 29,15 °C y la mínima promedio es de 15,71 °C. Su nubosidad promedio es de 5,42 octas. Presenta una humedad relativa en promedio de 73 %.

1.2.5. Tipo de vivienda

Existen diferentes tipos de vivienda. En la cabecera la mayoría son de mampostería, sin embargo, su minoría son de adobe y otras de madera. En sus aldeas y caseríos se pueden encontrar casas de los tres tipos mencionados anteriormente, pero en cantidades no tan favorables a las casas de mampostería.

1.2.6. Población y demografía

Este municipio está compuesto por 10 aldeas y 30 caseríos. En los cuales se puede encontrar indígenas en su gran mayoría y una menor cantidad de personas ladinas.

Según el Instituto Nacional de Estadística (INE), en 2002, San Raymundo contaba con una población de 23 720 habitantes, en el 2004 se realizó un

nuevo censo y las cifras aumentaron a 25 020 habitantes. Esto permite calcular una tasa de crecimiento poblacional de un 2,7 %. Por lo que, para el 2015 se tendría una población de 33 540 habitantes.

De acuerdo con los datos recaudados en el censo del 2002, la población de San Raymundo conforma un 9,06 % de la población del departamento de Guatemala.

1.3. Características de infraestructura

En lo que respecta a la infraestructura se describen principalmente las vías de acceso con las cuales cuenta el municipio, quedando de la siguiente forma.

1.3.1. Vías de acceso

San Raymundo cuenta con tres vías de acceso, todas provenientes de la ciudad de Guatemala. La primera opción y más conocida es vía San Juan Sacatepéquez, la cual tiene una distancia de 43,4 km, la segunda opción y la más utilizada, en la última década, es por Ciudad Quetzal, municipio de San Juan Sacatepéquez, esta ruta tiene una distancia de 30 km. La tercera vía de acceso al municipio se encuentra por el lado oeste, en este caso la ruta proviene de la zona 6 de la ciudad capital, pasando por Chinautla, siendo esta la ruta departamental 12, con una distancia de 25 km.

1.3.2. Servicios públicos

San Raymundo cuenta con agua potable, centros de salud, drenajes, energía eléctrica, entre otros.

1.3.2.1. Educación

Actualmente cuenta con 21 establecimientos de primaria ubicados en distintas aldeas, así como con 1 de preprimaria hasta básicos y un establecimiento del sector privado solamente el ciclo básico. A continuación se presentan los alumnos inscritos en el 2009: 9 005 alumnos, todos los niveles.

- 71,30 % primaria
- 16,21 % ciclo básico
- 8,83 % parvulos
- 3,60 % diversificado

El idioma predominante es el kaqchikel, en la mayoría de los establecimientos la educación es bilingüe.

1.3.2.2. Salud

- Un centro de Salud tipo B
- Diez promotores voluntarios en el área de salud rural
- Veinte comadronas capacitadas

1.3.2.3. Agua potable

Actualmente, no todo el municipio de San Raymundo posee agua potable, únicamente el 55 % de su población cuenta con este servicio.

1.3.2.4. Drenajes

La cabecera municipal de San Raymundo cuenta con el mayor porcentaje de drenajes del 40 % de la población total del municipio. En la mayoría de aldeas no tienen este servicio básico, por lo que tienen una baja calidad de vida y altos índices de contaminación hacia los ríos, en varios casos, diferentes comunidades protegen sus recursos naturales depositando sus aguas servidas y desechos sólidos en pozos ciegos.

1.3.2.5. Energía eléctrica

Una parte de la población del municipio de San Raymundo sí cuenta con este servicio básico, ya que el 65 % de la población tiene energía eléctrica en sus viviendas.

1.4. Características socioeconómicas

Se menciona el origen de la comunidad, la actividad económica, el idioma, religión, entre otros.

1.4.1. Origen de la comunidad

Cuenta la leyenda que la imagen de San Raymundo fue encontrada en el barranco de Siguan-má, cercano al caserío la comunidad, al este de la cabecera; esta misma fue llevada al templo y se constató posteriormente que desaparecía y retornaba a la gruta, por lo que le cercenaron la cabeza y la sustituyeron por otra. En la residencia de unos vecinos se ha venerado un rostro de San Raymundo, que se supone es la cabeza original, los domingos la

llevaban a una esquina de la entrada del pueblo, con el objetivo de recolectar fondos para su feria titular.

Sus tradiciones están basadas en los orígenes católicos del municipio, que ponen de manifiesto su sentido de confraternidad y unión entre las familias. La fiesta patronal se celebra el 23 de enero, día en que la iglesia católica conmemora al patrón San Raymundo de Peñafort. En esa semana se elige a la reina del municipio.

1.4.2. Actividad económica

La vocación agrícola que tienen los suelos del municipio de San Raymundo abarca aproximadamente un 50 % del total de la tierra disponible. Una buena parte de los suelos, también es cubierta por frondosos bosques de pino y encino. Se cultivan productos tradicionales, no tradicionales y frutales de temporada. Existen también, empresas agroindustriales y pirotécnicas que emplean mano de obra local y comercio de artículos varios en pequeña escala.

La ganadería, también es una actividad que se practica ampliamente en el municipio. Su enfoque no radica en lecherías o venta de ganado de engorde en grandes masas, ya que lo utilizan para abastecerse de leche y sus derivados o en ocasiones enviar al rastro a una de sus reses o terneros.

Entre otras actividades se encuentra la elaboración de ollas y comales de barro, ferreterías, panaderías, tiendas de comestibles, comedores, farmacias, librerías, venta de artesanías locales y apertura de ropa extranjera (pacas).

Su principal centro de comercio es el Mercado Municipal donde se vende la mayoría de cultivos.

1.4.3. Idioma y religión

San Raymundo es un municipio, que en sus primeras décadas dominó inminentemente la religión católica, basándose en ellos la mayoría de sus costumbres y tradiciones como se menciona en la sección 1.4.1. de este documento, sin embargo, en las últimas dos décadas, la religión evangélica ha tenido un realce importante en el municipio. A pesar de esto, oficialmente la única religión oficial es la católica.

Originalmente este municipio era poblado por los kaqchikeles, luego de la conquista por los españoles el municipio se volvió bilingüe, por lo que se comenzó a practicar dos lenguas, la nativa del municipio, kaqchikel y el castellano.

Actualmente, con la introducción de colegios privados ya se practican hasta tres lenguas, la nativa, el castellano e inglés.

1.5. Diagnóstico sobre necesidades en servicios básicos e infraestructura del caserío El Edén y del caserío San Martineros

San Raymundo es un municipio, que en su cabecera cuenta con todos los servicios básicos, no así en sus caseríos. En este caso, el caserío El Edén no posee drenajes sanitarios, por lo que es necesario su implementación para así poder brindar una mejor calidad de vida a sus habitantes, como una mejor salud pública, minimizando los riesgos de contraer enfermedades gastrointestinales y de otra índole causados por aguas residuales al aire libre.

Por otra parte, para poder llegar hasta el municipio es necesario atravesar accidentes geográficos y ríos, por lo que es necesario la implementación de un

puede, ya que en la ruta departamental 12, que inicia en Chinautla y llega a la aldea El Carrizal, donde bifurca su camino hacia San Raymundo y Chuarrancho, es necesario atravesar un río. Por lo que es importante mejorar la infraestructura en las carreteras y accesos del municipio.

1.6. Descripción de necesidades

En la descripción de las necesidades que tienen los pobladores del municipio se encuentran la deficiencia de diferentes servicios básicos, esto se explica a continuación.

1.6.1. Evaluación y priorización de necesidades

En el municipio de San Raymundo se observa la deficiencia en distintos servicios públicos: en la cabecera municipal hay agua potable, pero la tubería que la conduce no está enterrada sino al aire libre, y en algunos tramos se va sobre las casas y edificios. También existe la necesidad de mejorar las carreteras por medio de la construcción de muros de contención. Pero en este caso se le dio prioridad a los servicios que no existen, como el de drenaje sanitario en el caserío El Edén para evitar que las personas, principalmente los niños, corran altos riesgos de contagiarse de enfermedades gastrointestinales u otro tipo de enfermedades transmitidas por las aguas negras. En el caso del puente, también se le dio prioridad, ya que la carretera en época de lluvia se vuelve intransitable para cualquier tipo de vehículo por tener que atravesar el río.

2. DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO EL EDÉN, SAN RAYMUNDO

2.1. Diseño del sistema de drenaje sanitario del caserío El Edén, San Raymundo

De acuerdo a lo concluido con la fase de investigación se procede a desarrollar el diseño y planificación del drenaje sanitario del caserío El Edén del municipio San Raymundo.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto de introducción de drenaje sanitario para el caserío El Edén fue diseñado a raíz de la fase de investigación, donde se apreciaron carencias de ciertos servicios básicos, siendo uno de ellos la falta de la correcta evacuación de sus aguas grises y residuales. Actualmente, este drenaje sanitario beneficiará a un total de 1 043 habitantes, su periodo de diseño es de 30 años, por lo que se estima beneficiar a un total de 2 320 habitantes.

El sistema está compuesto de un eje principal y de dos ejes secundarios que desfogan al ramal principal. En su total, este sistema de drenaje sanitario posee una longitud de 1 173,82 metros. Se utilizará tubería PVC, según Norma 3034 de 6", 8" y 10". El sistema tendrá 47 pozos de visita, implementado pozos de visita con obra de arte. Por otra parte, las pendientes de la tubería se acomodaron, primordialmente a la pendiente del terreno, pero, a conveniencia del diseño, estas se fueron modificando a manera de cumplir con los

parámetros de velocidad y la relación de diámetros. Como desfogue se tiene una de las plantas de tratamiento del municipio, que aún está en planificación.

2.1.2. Estudio topográfico

Es un estudio que se realiza para determinar la posición relativa de los puntos sobre la superficie terrestre, empleando tres elementos de espacio como: distancia, elevación y dirección.

En este caso se realizó un levantamiento topográfico de primer orden, eso quiere decir, que se desarrolló con la mayor precisión posible utilizando el equipo adecuado para las circunstancias impuestas por el terreno.

El equipo utilizado fue:

- Estación total SOKKIA
- Prismas
- GPS GARMIN
- Plomada
- Cinta métrica
- Trompos, clavos, pinturas y machete

2.1.2.1. Altimetría

Como se enlistó anteriormente, el levantamiento topográfico se realizó con una estación total SOKKIA. Para lograr su funcionamiento, luego de haber nivelado el aparato, este se debe georreferenciar. Se realiza por medio de coordenadas (X, Y, Z) obtenidas de por un GPS GARMIN, esto permite tener una referencia precisa de donde se está iniciando el levantamiento topográfico

a la hora de transformar la información obtenida en formato digital. Para complementar la información obtenida por el GPS GARMIN y se introduce la altura del aparato sobre el suelo, esta se obtuvo por medio de una cinta métrica. Una vez insertada esta información en la estación total SOKKIA se comienza con la toma de puntos. Esta se realiza utilizando los prismas que se colocan en el punto deseado. Para que este funcione correctamente la estación total SOKKIA debe tener contacto con el centro del prisma aproximadamente 3 segundos, con ello la estación total obtiene de forma satelital la ubicación del punto en el eje "Y" y en el eje "X", posterior a eso, se introduce a la estación total SOKKIA la altura del prisma, automáticamente la estación total SOKKIA realiza una relación de altura con respecto de la que se le introdujo en la primer estación, obteniendo así la ubicación del eje "Z" del punto. Una vez realizado este proceso se le puede dar una descripción al punto y así poder guardarlo.

De esa forma se obtiene cada punto que se crea conveniente para obtener la información deseada para realizar el levantamiento topográfico y así tomar una base de datos de puntos, que posteriormente recrearán la superficie del terreno en estudio. Una vez recreada la superficie, en este caso AutoCAD Civil 3D 2014. Se concluye que la altimetría de cada punto se obtuvo por medio de la información obtenida entre la interacción de la estación total SOKKIA, los satélites y la altura del prisma (eje "Z"), lo cual se revela en la recreación de la superficie del terreno en estudio.

2.1.2.2. Planimetría

Recurriendo a la descripción anteriormente citada de cómo se consiguió la información de cada uno de los puntos para realizar el estudio topográfico, se concluye que la planimetría de cada punto se obtuvo por medio de la interacción de la estación total SOKKIA, los satélites y la ubicación del prisma

(eje “Y” y eje “X”), lo cual se ve plasmado en la superficie recreada por el programa AutoCAD Civil 3D 2014.

2.1.3. Diseño del sistema

Para el diseño del sistema del municipio se tomaron en cuenta varios factores como el período de diseño, población, entre otros.

2.1.3.1. Descripción del sistema a utilizar

A continuación se describe el sistema que se utilizará en el municipio de San Raymundo.

2.1.3.1.1. Período de diseño

Todo proyecto que conlleve infraestructura debe tener un tiempo estimado de trabajo de forma eficiente, es decir que sea útil una cantidad de años determinada, a este lapso se le llama período de diseño y para este proyecto es de 30 años.

El período de diseño se cumplirá siempre y cuando la calidad de los materiales sea la indicada en las recomendaciones, y que exista un cumplimiento con los parámetros de diseño y los recursos de la Municipalidad de San Raymundo.

Una vez superados los 30 años, dependerá de los recursos de la Municipalidad, la calidad de los materiales y los parámetros de diseño si este debe ser rediseñado y rehabilitado.

2.1.3.1.2. Población de diseño

Se realizó un conteo de personas mientras se realizaba el levantamiento topográfico, y junto a la información brindada por el Renap se concluyó que hay un promedio de 7 personas por vivienda. Habiendo un total de 149 casas, por lo que se estableció un total de 1 043 habitantes.

Para poder determinar la población a 30 años o población futura se utilizó el método gráfico, el cual se describe con la siguiente ecuación:

$$P_f = P_o * (1 + i)^n$$

Donde:

P_f = población futura (hab)

P_o = población actual o inicial (hab)

i = tasa de crecimiento poblacional (porcentual)

n = periodo de diseño (años)

Para el tramo del pozo de visita 1 al pozo de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

$$\text{Población actual} = 5 * 7 = 35 \text{ hab}$$

$$\text{Población futura} = 35 * \left(1 + \frac{2,7}{100}\right)^{30} = 78 \text{ hab}$$

2.1.3.1.3. Dotación de agua potable

De acuerdo a los datos investigados en la Municipalidad de San Raymundo se utilizó una dotación de 150 litros/habitante/día.

2.1.3.1.4. Factor de retorno

Es la cantidad agua potable que se emplea de diferentes formas en una vivienda la cual es evacuada hacia la alcantarilla o jardines, por lo que guarda una relación directa con la dotación de agua potable que se utiliza en cada vivienda, ya que un porcentaje del agua utilizada se filtra en el suelo y el resto es dirigida hacia el alcantarillado. Este factor varía entre el 0,75 y el 0,95 %.

En este caso, analizando y estudiando las costumbres de los habitantes del caserío El Edén se consideró utilizar un factor de retorno de 0,9 %.

2.1.3.1.5. Factor de flujo instantáneo

Factor de flujo instantáneo o factor de Harmon. Este factor está en función del número de habitantes de un tramo determinado. Su función es regular un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico en las horas pico. Este se calcula por medio de la ecuación de Harmon:

$$F. H. = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\ 000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\ 000}}}$$

Donde:

FH = factor de Harmon

P = población acumulada

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

Factor de Harmon actual:

$$F. H. = \frac{18 + \sqrt{\frac{35}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{35}{1\,000}}} = 18,091428$$

Factor de Harmon futuro:

$$F. H. = \frac{18 + \sqrt{\frac{78}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{78}{1\,000}}} = 18,134871$$

2.1.3.1.6. Caudal sanitario

También denominado medio, es el conjunto de caudales que influirán en el caudal de diseño de la red de alcantarillado. Los que se tomaron en cuenta son: el domiciliario, comercial, e industrial; estos siempre y cuando existan en el área a beneficiar con un drenaje sanitario. También deben considerarse caudales como: de conexiones ilícitas y de infiltración, ya que en época lluviosa influyen en el caudal que viaja a través de las redes de alcantarillado.

$$Q_{SAN} = Q_{Dom} + Q_{Com} + Q_{Ind} + Q_{CI} + Q_{Inf}$$

Donde:

Q_{SAN} = caudal sanitario

Q_{Dom} = caudal domiciliar

Q_{Com} = caudal comercial

Q_{Ind} = caudal industrial

Q_{CI} = caudal de conexiones ilicitas

Q_{Inf} = caudal de infiltración

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera obteniendo cada dato como se mostrará de forma desglosada posteriormente:

$$Q_{SAN} = 0,121619 + 0,0121619 + 0,0210313 = 0,1548121 \text{ l/s}$$

2.1.3.1.6.1. Caudal domiciliar

Es el caudal proveniente de las viviendas, aguas residuales desechadas por los humanos, en este caso hacia el drenaje sanitario. Como se mencionó anteriormente es solo un porcentaje el cual puede variar entre el 75 % al 95 % de la dotación de agua potable.

$$Q_{Dom} = \frac{Pf * Dot * F.r.}{86\ 400 \text{ s/día}}$$

Donde:

Q_{Dom} = caudal domiciliario

P_f = población futura

Dot = dotación de agua potable

$F.r.$ = factor de retorno

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

$$Q_{Dom} = \frac{P_f * Dot * F.r.}{86\,400 \text{ s/día}}$$

$$Q_{Dom} = \frac{78 * 150 * 0,9}{86\,400 \text{ s/día}} = 0,121619 \text{ l/s}$$

:

2.1.3.1.6.2. Caudal de infiltración

Es el que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende del nivel freático, de la profundidad de la tubería y de las condiciones del terreno; del tipo de juntas, de la calidad de la mano de obra durante la ejecución, posibles inundaciones y posibles roturas en juntas o estructuras por causa de sismos.

Se puede calcular por litros diarios por kilómetro de tubería; se incluye la longitud de las tuberías de las conexiones domiciliarias, asumiendo un valor de 6 m por cada casa, cuya dotación de infiltración varía entre los 12 000 y 18 000 litros/km/día.

$$Q_{Inf} = \frac{F. inf. * Long. tub.}{86\ 400 (l/s)}$$

Donde:

Q_{Inf} = caudal de infiltración

F. inf. = factor de infiltración

Long tub. = longitud de tubería

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

$$Q_{Inf} = \frac{F. inf. * Long. tub.}{86\ 400 (l/s)}$$

$$Q_{Inf} = \frac{20\ 000 * \left(\frac{30,57 + (6 * 5)}{1000} \right)}{86\ 400 (l/s)} = 0,0140208\ l/s$$

En este caso se utilizó una dotación de infiltración de 20 000 litros/km/día debido a que el drenaje sanitario se construirá en un riachuelo, por lo que en gran parte del tiempo pasará en inundaciones.

2.1.3.1.6.3. Caudal por conexiones ilícitas

Este caudal es producido por las viviendas que realizan conexiones de aguas pluviales al sistema de drenaje sanitario, lo cual se realiza de forma ilícita.

Según las Normas de Aguas Negras SANAA recomiendan sumar el 30 % del caudal domiciliar.

$$Q_{CI} = 0,3 * Q_{Dom}$$

Donde:

Q_{CI} = caudal de conexiones ilícitas

Q_{Dom} = caudal domiciliar

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

$$Q_{CI} = 0,3 * Q_{Dom}$$

$$Q_{CI} = 0,3 * 0,121619 = 0,036486 \text{ l/s}$$

2.1.3.1.6.4. Caudal comercial e industrial

Corresponde al caudal de los distintos comercios e industrias que existen en el sector a ser beneficiado.

El caudal de cada comercio es variable, por lo que se debe investigar el mismo. Por lo general estos se encuentran entre los 300 a 6 000 l / comercio / día. En el caso de las industrias se debe determinar cuál es el caudal demandado por las mismas. A diferencia con el caudal domiciliar en estos caudales no se aplica el factor de retorno.

En el caserío El Edén no hay ningún tipo de comercio e industria, por lo que el caudal comercial e industrial se resume a cero litros por segundo (0 l/s).

2.1.3.1.7. Factor de caudal medio

El factor de caudal medio está dado por la siguiente ecuación:

$$f_{qm} = \frac{Q_{SAN}}{n. h. f.}$$

Donde:

f_{qm} = factor de caudal medio

Q_{SAN} = caudal sanitario

n. h. f. = número de habitantes futuro

Al igual que otros factores, el factor de caudal medio posee valores mínimos y máximos, por lo que si el cálculo particular queda fuera del rango se debe utilizar el mínimo o el máximo según sea el caso.

Rango f_{qm} :

$$0,002 < f_{qm} < 0,005$$

Si el cálculo es menor que el valor mínimo se usa el valor mínimo, en este caso 0,002 y si el cálculo superó el valor máximo se utiliza 0,005.

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

$$f_{qm} = \frac{0,1548121 \text{ l/s}}{78 \text{ hab}} = 0,00198$$

En este caso, f_{qm} es menor que el de su valor mínimo, por lo tanto se procede a utilizar el valor mínimo: 0,002.

2.1.3.1.8. Caudal de diseño

Para calcular, cuál será el caudal de aguas residuales que transportará el drenaje sanitario en los diferentes tramos donde este fluya se deberán conjuntar los datos anteriormente obtenidos y aplicarlos a la siguiente fórmula:

$$Q_{Dis} = \text{núm. de hab} * f_{qm} * FH$$

Donde:

Q_{Dis} = caudal de diseño

f_{qm} = factor de caudal medio

FH = factor de Harmon

Para el tramo del pozo de visita 1 al de vista 2 se calculó de la siguiente manera:

Caudal de diseño actual:

$$Q_{Dis} = 35 * 0,002 * 18,091428 = 1,103231 \text{ l/s}$$

Caudal de diseño futuro:

$$Q_{Dis} = 78 * 0,002 * 18,134871 = 2,459356 \text{ l/s}$$

2.1.3.1.9. Sección del tipo de tubería

En este caso se emplearán tuberías de sección circular de PVC Norma ASTM D3034. Se deben respetar los criterios de diseño, ya que el diámetro mínimo para drenajes sanitarios de tuberías de PVC es de 6". En el de las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo es de 4". Esto según las Normas de Aguas Negras SANAA.

2.1.3.1.10. Diseño de secciones y pendientes

Se usan secciones circulares que funcionan como canal, es decir a sección parcialmente llena. El porcentaje máximo lleno permitido de diseño de la sección es un 75 %. El cálculo de capacidad, diámetro, velocidad y pendientes se realiza con la fórmula de Manning.

$$V = \frac{0,03429}{n} * S^{1/2} * \phi^{2/3}$$

Donde:

V = velocidad

S = pendiente de la tubería

ϕ = diámetro de la tubería

n = coeficiente de rugosidad de la tubería, 0,01 para tuberías PVC

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

$$V = \frac{0,03429}{n} * S^{1/2} * \emptyset^{2/3}$$

$$V = \frac{0,03429}{0,01} * 0,01^{1/2} * 6^{2/3} = 1,1322 \text{ m/s}$$

De esta forma se puede encontrar la cantidad de flujo que atraviesa el tramo del pozo de visita 1 de visita 2:

Caudal a sección llena:

$$Q = A * V$$

$$Q = \left(\pi * \frac{6 * 0,0254^2}{4} \right) * 1,1322 * 1\ 000 = 20,6535 \text{ l/s}$$

2.1.3.1.11. Velocidades máximas y mínimas

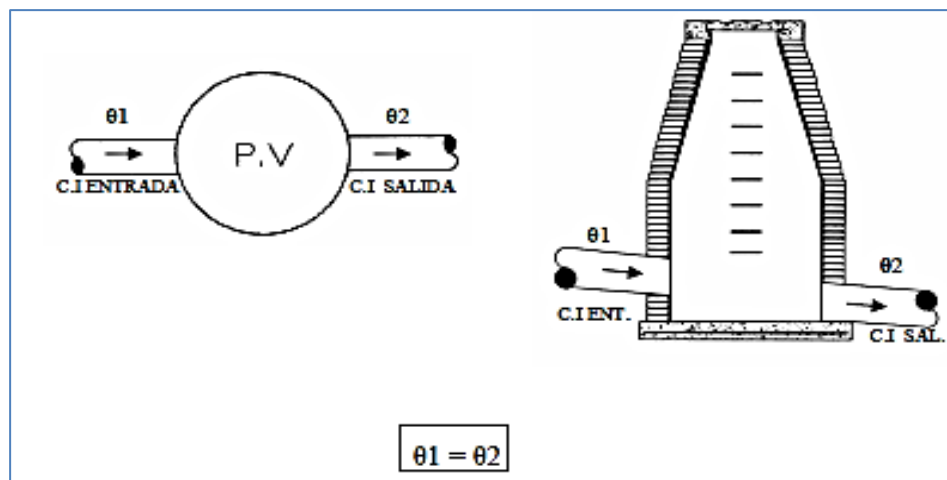
La velocidad del flujo dependerá, primordialmente de la pendiente del terreno, y qué tubería adopte por cuestiones de diseño, asimismo, esta se ve afectada por el material de la tubería y su diámetro. La velocidad se puede calcular por la fórmula de Manning, la cual se describió con anterioridad, y las relaciones hidráulicas v/V , donde v es la velocidad del flujo y V la velocidad a sección llena. La velocidad debe de estar dentro de los rangos de diseño, esta no puede estar por debajo del mínimo que es 0,4 m/s y no puede exceder el máximo que es de 5 m/s.

2.1.3.1.12. Cotas invert

Estas cotas se deben calcular con base en la pendiente que tenga la tubería y la distancia que tenga el tramo. También influye en su cálculo la profundidad que tengan las tuberías, en este caso, como es en un río y el mismo no lleva tránsito en superficie se dejó una profundidad mínima de 0,50 metros.

La cota invert de salida de un pozo se coloca 0,03 m más abajo que la cota invert de entrada, en caso de que el diámetro de la tubería que ingresa al pozo de visita es igual al diámetro de la tubería saliente.

Figura 2. Cotas invert de igual diámetro



Fuente: CONTRERAS, Joan. *Diseño de alcantarillado sanitario en los caseríos, La Comunidad y Labor Vieja, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala.* p. 29.

En caso de que el diámetro de la tubería que sale sea mayor que el diámetro de la tubería que entra se debe calcular de la siguiente manera:

$$CI_s = CI_e - (\phi_s - \phi_e)$$

Donde:

CI_s = cota invert salida

CI_e = cota invert entrada

ϕ_s = diámetro de tubería saliente

ϕ_e = diámetro de tubería entrante

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

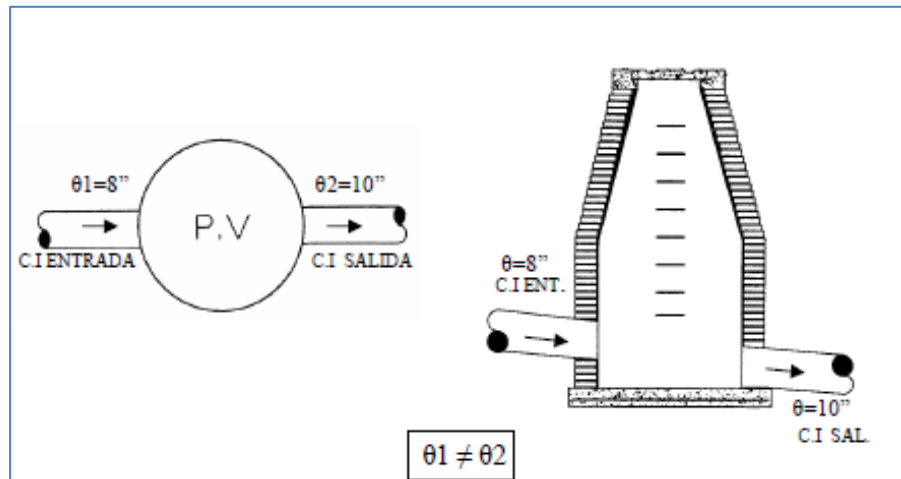
CI_e = cota invert salida – HPV1

$CI_s = 1\,596,5 - 1,18 = 1\,596,32$ m. s. n. m.

$$CI_e = CI_s - \frac{S_{\text{tub}} * \text{Dist}}{100}$$

$$CI_e = 1\,596,32 - \frac{1 * 30,57}{100} = 1\,596,20$$

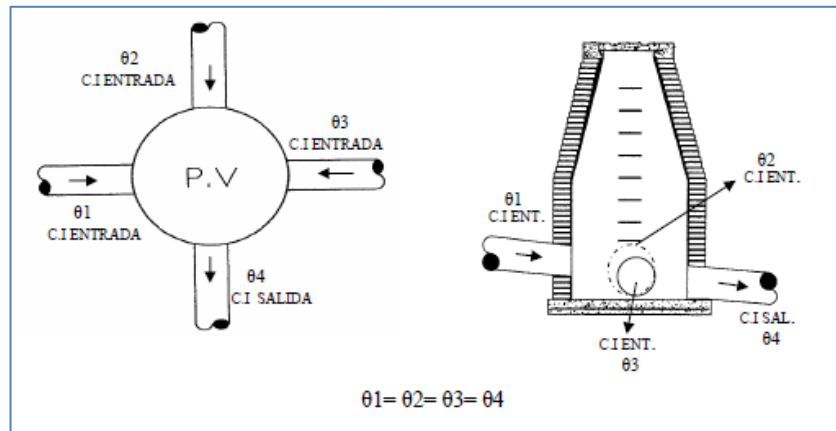
Figura 3. Cotas Invert de diferente diámetro



Fuente: CONTRERAS, Joan. *Diseño de alcantarillado sanitario en los caseríos, La Comunidad y Labor Vieja, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala.* p. 30.

En caso de que al pozo de visita ingresen más de una tubería y todas tengan el mismo diámetro entre sí e igual diámetro que la tubería de salida, esta se debe de colocar 0,03 m abajo de la cota invert de entrada más baja que entra al pozo de visita.

Figura 4. **Varias cotas invert de entrada y una de salida**



Fuente: CONTRERAS, Joan. *Diseño de alcantarillado sanitario en los caseríos, La Comunidad y Labor Vieja, municipio de San Raymundo, departamento de Guatemala*. p. 30.

2.1.3.1.13. Diámetro de tubería

Como se explicó anteriormente, se debe realizar el diseño del sistema de alcantarillado respetando las dimensiones mínimas de las tuberías. En este caso, el diseño se realizó con tubería PVC, por lo que el diámetro mínimo a usar es de 6". En el caso de las conexiones domiciliarias, el diámetro mínimo es de 4". Esto según las Normas de Aguas Negras SANAA.

2.1.3.1.14. Pozos de visita

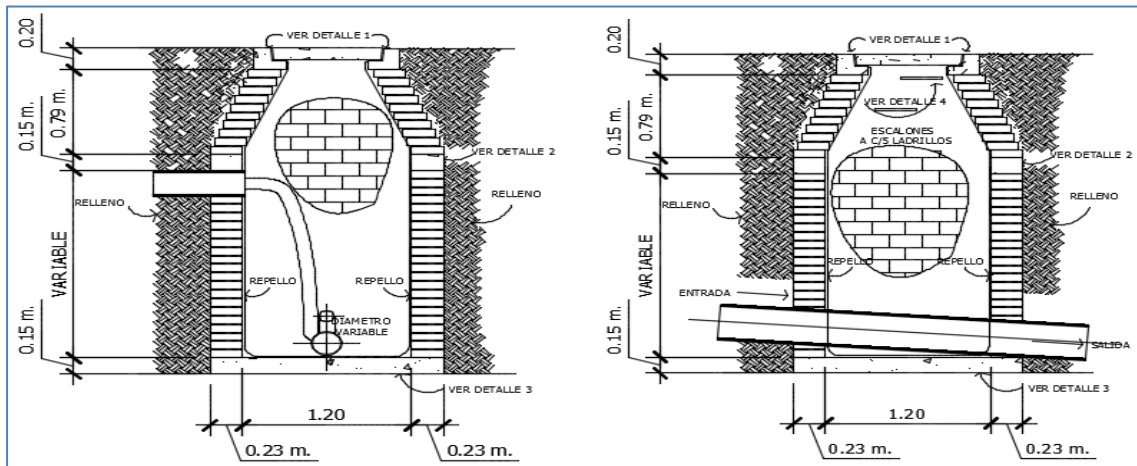
Sirve para verificar el buen funcionamiento del sistema, así como para efectuar limpieza y mantenimiento. Pueden ser contruidos de cualquier material que sea impermeable.

Los pozos de visita se colocan en tramos iniciales y en tramos de tuberías no mayores a los 100 m, o cuando el sistema de alcantarillado lo requiera, ya sea por un cambio de dirección, cambio de diámetro de la tubería, cruce de dos o más tuberías o por una pendiente del terreno muy pronunciada.

Existen diferentes tipos de pozos de visita, generalmente se emplea el pozo de visita típico, pero de acuerdo a las necesidades del sistema de alcantarillado se pueden emplear otros pozos de visita con obra de arte.

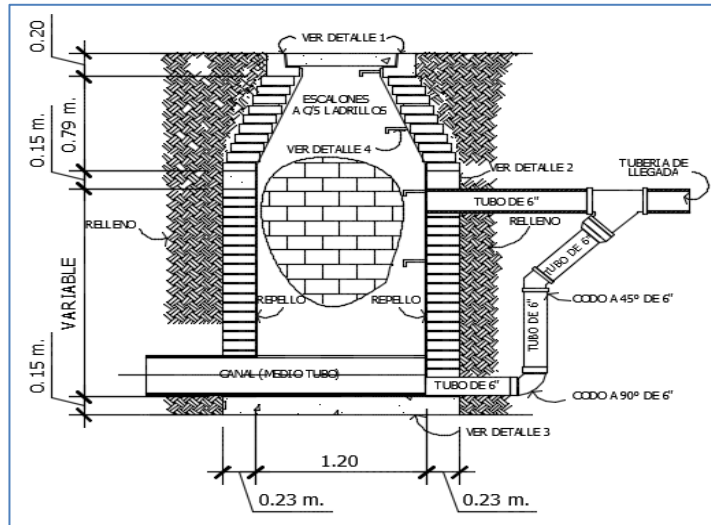
En este caso se emplearon pozos de visita típicos, 17 en su totalidad, pozos de visita con caída adosada, 5 en su totalidad y pozos de visita rectangulares, 25 en su totalidad. Tal y como se muestran en las figuras 5, 6 y 7.

Figura 5. Pozo de visita típico



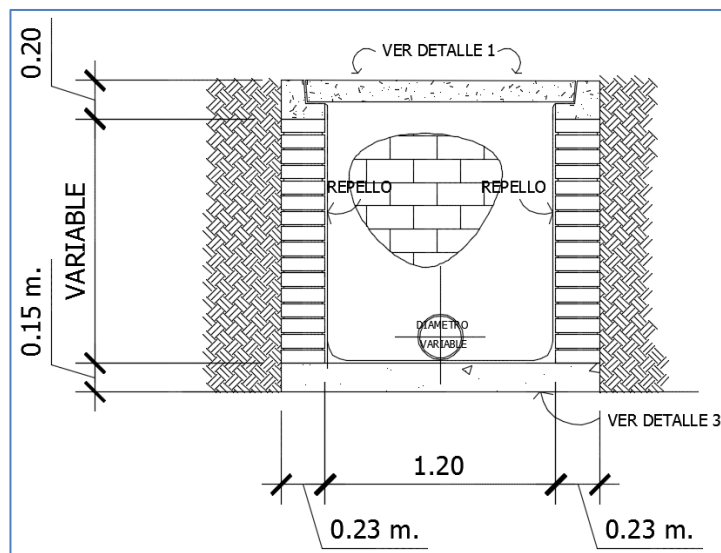
Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Figura 6. Pozo de visita con caída adosada



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Figura 7. Pozo de visita rectangular

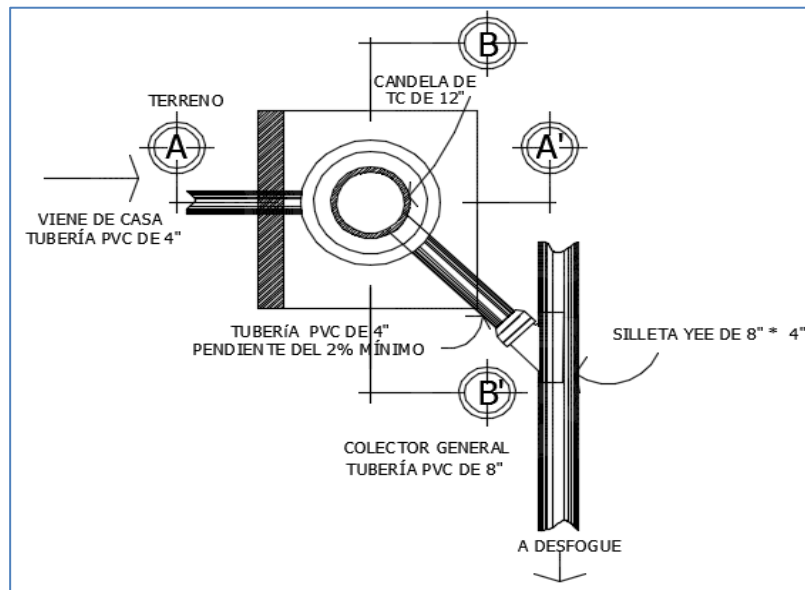


Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

2.1.3.1.15. Conexión domiciliar

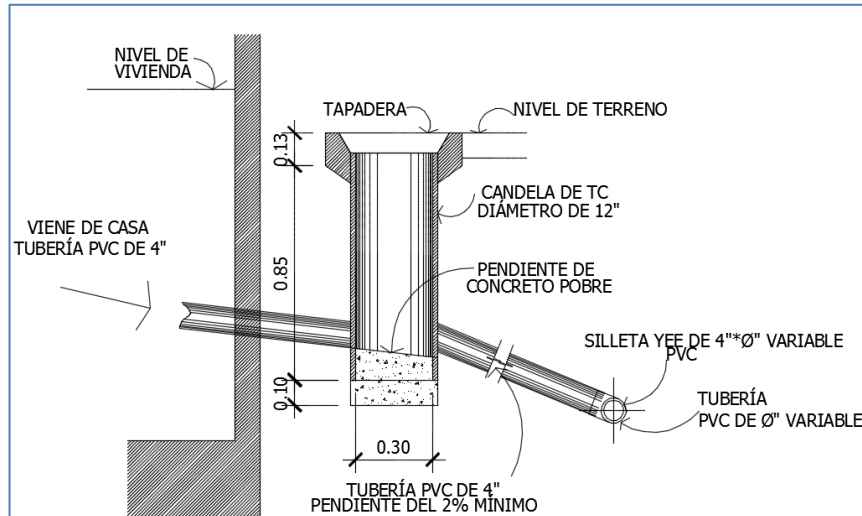
Es la conexión entre el alcantarillado y los drenajes de aguas servidas de las viviendas y en ocasiones edificios. Está conformada por elementos: la candela y la tubería de acometida. La candela es un elemento que recibe las aguas residuales de la casa y la tubería de acometida conduce las aguas residuales de la candela hacia el colector principal, teniendo una pendiente mínima de 2 % y se conecta en la mitad superior del colector principal a 45° por debajo de la horizontal.

Figura 8. Planta conexión domiciliar



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Figura 9. Perfil conexión domiciliar



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

2.1.3.1.16. Profundidad de la tubería

Para garantizar el buen funcionamiento del alcantarillado se debe colocar la tubería a una profundidad adecuada, y así las fuerzas que actúen sobre el suelo que se encuentra sobre la tubería, no sobrepasen sus características físicas y mecánicas. Para ello las Normas de Aguas Negras SANAA establecen profundidades mínimas para la ubicación de tuberías.

La profundidad mínima dependerá del lugar donde se realice el alcantarillado. En caso de ser bajo una calle vehicular la tubería debe tener una profundidad mínima de 1,50 m sobre la corona del tubo. Si este es bajo una calle peatonal, la profundidad mínima corresponde a 0,50 m sobre la corona del tubo.

2.1.3.1.17. Principios hidráulicos

Todo alcantarillado debe trabajar a sección parcialmente llena, esto debido a que el caudal nunca será constante, lo cual incide directamente con una variación del tirante, esto hace que varíe la velocidad del flujo y el gasto del mismo.

Para facilitar los cálculos hidráulicos de cada tramo, radio hidráulico, velocidad, tirante y caudal del tramo en diseño, se puede realizar por medio de la fórmula de Manning. Para conductos circulares la fórmula se utiliza de la siguiente manera:

$$V = \frac{0,03429}{n} * S^{1/2} * \emptyset^{2/3}$$

Donde:

V = velocidad

S = pendiente de la tubería

\emptyset = diámetro de la tubería

n = coeficiente de rugosidad de la tubería, 0.01 para tuberías PVC

Con esto se obtiene la velocidad a sección llena. Previamente se contaba con la pendiente de la tubería (S %), y el caudal de diseño (q), obtenida la velocidad a sección llena se puede encontrar el caudal a sección llena de la siguiente manera:

$$Q = A * V * 1\ 000$$

Donde:

Q = caudal a sección llena

A = área de la sección

V = velocidad a sección llena

Con esta información se puede encontrar las relaciones de caudales (q/Q), (caudal de diseño entre caudal a sección llena). Con base en esta relación se puede encontrar la relación de velocidades (v/V), (velocidad del flujo entre velocidad a sección llena), la relación de diámetros (d/D), (tirante del flujo entre tirante del flujo a sección llena). Estas dos últimas relaciones se encuentran por medio de las tablas de relaciones hidráulicas para tubería PVC sección circular.

Para determinar la velocidad del flujo se multiplica la velocidad a sección llena (V) por la relación de velocidades (v/V). El resultado debe de estar dentro del recomendado por Normas Aguas Negras SANAA que corresponde al siguiente:

$$0,4 \text{ m/s} < v < 5,00 \text{ m/s}$$

La relación de diámetros (d/D) no puede excederse de sus límites, esto con la finalidad de que exista una correcta circulación de las aguas residuales y no existan sedimentaciones de las mismas, mínimo y máximo:

$$0,1 \ll d/D \ll 0,75$$

Una vez obtenidas cada una de las relaciones hidráulicas mencionadas se puede realizar el diseño de un tramo en particular y verificar que este cumpla con las recomendaciones expuestas previamente.

Para el tramo del pozo de visita 1 al de visita 2 se calculó de la siguiente manera:

Diámetro de tubería: 6" (por ser tramo inicial se propone utilizar el diámetro mínimo para tuberías PVC).

Pendiente de tubería: 1 %

Velocidad a sección llena:

Relaciones hidráulicas:

$$\frac{q}{Q} = \frac{\text{Caudal de diseño}}{\text{Caudal a sección llena}}$$

Actual:

$$\frac{q}{Q} = \frac{1,296133 \text{ l/s}}{20,65355 \text{ l/s}} = 0,062756$$

Futuro:

$$\frac{q}{Q} = \frac{2,889379}{20,65355 \text{ l/s}} = 0,139897$$

Por medio de la tabla de relaciones hidráulicas se obtienen la relación de velocidades (v/V) y la relación de tirantes (d/D).

Actual:

$$\text{Relación de velocidades } \left(\frac{v}{V}\right) = 0,557845$$

$$\text{Velocidad del flujo } (v) = \frac{v}{V} * V$$

$$\text{Velocidad del flujo } (v) = 0,557845 * 1,13223 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0,63 \text{ m/s}$$

$$\text{Relación de tirantes } \left(\frac{d}{D}\right) : 0,17$$

Futuro:

$$\text{Relación de velocidades } \left(\frac{v}{V}\right) = 0,705466$$

$$\text{Velocidad del flujo } (v) = \frac{v}{V} * V$$

$$\text{Velocidad del flujo } (v) = 0,705466 * 1,1322 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0,80 \text{ m/s}$$

$$\text{Relación de tirantes } \left(\frac{d}{D}\right) = 0,253$$

Verificación de las relaciones hidráulicas:

Actual:

El caudal de diseño es menor que el caudal a sección llena, por lo que sí cumple.

$$0,4 \frac{\text{m}}{\text{s}} < v < 5,00 \frac{\text{m}}{\text{s}} \rightarrow v = 0,63 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ sí cumple}$$

$$0,1 \ll \frac{d}{D} \ll 0,75 \rightarrow \frac{d}{D} = 0,17 \text{ sí cumple}$$

Futuro:

El caudal de diseño es menor que el caudal a sección llena, por lo que sí cumple.

$$0,6 \frac{\text{m}}{\text{s}} < v < 3,00 \frac{\text{m}}{\text{s}} \rightarrow v = 0,80 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ sí cumple}$$

$$0,1 \ll \frac{d}{D} \ll 0,75 \rightarrow \frac{d}{D} = 0,253 \text{ sí cumple}$$

Una vez verificado que el diseño hidráulico cumple en presente y futuro se puede diseñar el siguiente tramo. En este caso, cada uno de los tramos del alcantarillado fue diseñado de la misma forma.

2.1.3.1.18. Diseño de drenaje sanitario

El diseño del drenaje sanitario se presenta en la sección de apéndices, junto a los planos, de forma completa.

2.1.4. Planos

Los planos constructivos están conformados por: planta general, densidad de vivienda, planta-perfil de colector principal y ramales, detalles de pozos de visita y conexiones domiciliarias.

2.1.5. Presupuesto del proyecto

Es un plan de actividades y recursos que se realizaron para llevar a cabo el proyecto. Para ello es preciso tomar en consideración cada uno de los aspectos y especificaciones que se establecieron durante su diseño.

Tabla I. Presupuesto

REGLONES					
Proyecto: Drenaje sanitario para el caserío El Edén, San Raymundo, Guatemala					
Num.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	TRABAJO PRELIMINARES				
1.1	Limpieza y chapeo	2 267	m ²	Q29,06	Q65 868,39
1.2	Trazo y replanteo topográfico	1	Global	Q7 478,08	Q7 478,08
2	Tubería				
2.1	Tubería 4"	186,6	ml	Q86,70	Q16 177,43
2.2	Tubería 6"	389,49	ml	Q189,45	Q73 789,28
2.3	Tubería 8"	183,33	ml	Q279,36	Q51 215,80
2.4	Tubería 10"	601,03	ml	Q441,68	Q265 464,46
3	Pozos de visita				
3.1	Pozo de visita tradicional	17	Unidad	Q2 125,72	Q36 137,17
3.2	Pozo de visita con caída adosada 6"	4	Unidad	Q4 518,07	Q18 072,30
3.3	Pozo de visita con caída adosada 10"	1	Unidad	Q8 038,46	Q8 038,46
3.4	Pozo de visita rectangular	25	Unidad	Q2 004,81	Q50 120,25

Continuación de la tabla I.

4	Acometidas domiciliarias						
4.1	Acometida domiciliar tipo 1 de 6"	47	Unidad	Q555,53	Q26 109,69		
4.2	Acometida domiciliar tipo 1 de 8"	31	Unidad	Q555,53	Q17 221,28		
4.3	Acometida domiciliar tipo 1 de 10"	33	Unidad	Q555,53	Q18 332,33		
5	Excavación						
5.1	Excavación para tubería	1 534,80	m ³	Q232,01	Q356 087,03		
5.2	Excavación para pozos de visita	178,99	m ³	Q235,67	Q42 182,30		
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1 036 116,84		
COSTO POR METRO LINEAL					Q69 074,46		
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;"> <p>EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A UN TOTAL DE:</p> </td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"> <p>Un millón treinta y seis mil ciento dieciséis quetzales con 84/100</p> </td> </tr> </table>						<p>EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A UN TOTAL DE:</p>	<p>Un millón treinta y seis mil ciento dieciséis quetzales con 84/100</p>
<p>EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A UN TOTAL DE:</p>							
<p>Un millón treinta y seis mil ciento dieciséis quetzales con 84/100</p>							

Fuente: elaboración propia

2.1.6. Evaluación del impacto ambiental (EIA)

Consiste en identificar qué tipo de variaciones puede ocasionar la ejecución y funcionamiento de un proyecto, en este caso el desarrollo de un drenaje sanitario. Las alteraciones a evaluar son en el ambiente físico, social, económico y cultural; así como qué medidas implementar para mitigar las variaciones identificadas.

Actualmente, según las leyes, existen dos tipos de estudios de impacto ambiental:

- Impacto ambiental no significativo o evaluación rápida

Este consiste en una evaluación que se realizará por medio de una visita de campo al lugar al lugar en estudio, por parte de técnicos en la materia avalados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y por parte del interesado. Con esto se puede determinar si lo propuesto no afecta significativamente el ambiente. Este mismo criterio se debe aplicar para proyectos similares tomando en consideración: tamaño, localización e indicadores que se crean necesarios.

- Impacto ambiental significativo o evaluación general

Este se puede desarrollar en dos fases, según sean la magnitud de los impactos:

- Fase preliminar o de factibilidad

Esta fase debe contar con lo siguiente:

- Datos de la persona interesada, individual o jurídica
- Descripción del proyecto y escenario ambiental: natural, social y humano.
- Principales impactos y medidas de mitigación
- Sistema de disposición de desechos
- Plan de contingencia
- Plan de seguridad humana
- Otros datos que se consideren necesarios

- Fase completa

Esta fase se lleva a cabo cuando son proyectos que causan grandes impactos y debe realizarse un estudio lo más completo posible, que además de cumplir con la fase preliminar, responda a los siguientes interrogantes:

- ¿Qué sucederá al medio ambiente, como resultado de la ejecución del proyecto?
- ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- ¿Qué importancia tienen los cambios?
- ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- ¿Qué piensa la comunidad respecto del proyecto?

Cualquier autorización proveniente de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento de parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será emitida por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

- Plan de gestión ambiental

Para el desarrollo de un drenaje sanitario se consideran poco significativos los impactos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Fundamentalmente, el impacto producido por dicho proyecto es a favor del medio.

- Evaluación rápida
- Información sobre el proyecto
- Nombre de la comunidad: El Edén

- Municipio: San Raymundo
- Departamento: Guatemala

- Descripción del proyecto:

El proyecto consiste en el diseño, cálculo y planificación de la construcción del drenaje sanitario para el caserío El Edén del municipio de San Raymundo del departamento de Guatemala. El alcantarillado será de tubería PVC, Norma D3034 de 1 173,82 metros de longitud total, 47 pozos de visita contruidos de ladrillo tayuyo, a través del riachuelo del caserío.

El impacto ambiental generado por la construcción del sistema de tratamiento podrá darse a través de la generación de desechos sólidos, polvo, ruidos, entre otros, que, de acuerdo al tipo de proyecto, es inevitable. En general, el análisis de las alternativas deberá considerar las medidas de mitigación que minimicen la alteración de las condiciones ambientales, en la zona de ubicación de la obra y sectores aledaños.

Durante la construcción de los pozos de vista, se irán acumulando bolsas de cemento vacías, sobrantes de materiales como tubos, hierro, alambre de amarre, madera, entre otros, los cuales, con el transcurso de la obra, serán evacuados a un lugar adecuado.

La contaminación visual se deberá a la acumulación de material suelto, el cual será humedecido durante el tiempo que sea necesario y, posteriormente será utilizado para rellenar las zanjas. Al final los excesos serán evacuados hacia un lugar adecuado.

Los potenciales impactos que pueden llegar a afectar el área de influencia directa del proyecto ya en operación son los siguientes:

- Cuerpo receptor
- Calidad de las aguas
- Usos
- Calidad del aire
- Creación de problemas sanitarios
- Olores
- Ruidos

Es importante considerar que los potenciales impactos, antes enlistados, generarían consecuencias a la población circundante, en la medida que la planta de tratamiento no sea bien operada.

2.1.7. Evaluación socioeconómica

El proyecto de drenaje sanitario para el caserío El Edén no será rentable económicamente, lo cual será demostrado con los cálculos de valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR); sin embargo, es un proyecto que contribuirá al desarrollo comunitario y a la protección del medio ambiente.

2.1.7.1. Valor presente neto (VPN)

Representa una alternativa para la toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar si una inversión significará ganancias o pérdidas.

El valor presente neto puede concluir con tres posibles respuestas:

VPN < 0: el resultado es un valor negativo, pérdidas, indica que el proyecto no es rentable.

VPN = 0: significa que no habrá pérdidas ni utilidad.

VPN > 0: en este caso se está generando utilidad, lo que se desea, indica que el proyecto es rentable.

La ecuación del VPN es:

$$P = \left[\left(\frac{1}{(1+i)^n - 1} \right) \right]$$

Donde:

P = valor de pago único, al inicio de la operación, o valor presente.

F = valor de pago único, al final de la operación, o valor de pago futuro.

A = valor de pago uniforme, valor de pago constante, renta de ingreso y egreso.

i = tasa de interés de cobro por la operación o tasa de utilidad para la inversión de una solución.

n = periodo que durará la operación.

Egresos:

La inversión inicial para la ejecución del proyecto de drenaje sanitario es de Q 1 036 116,84.

Para el costo anual por mantenimiento del sistema, la Municipalidad estima un valor de Q. 7 000,00 lo que indica una cantidad de Q 583,33 por mes.

Ingresos:

La Municipalidad pedirá un pago único por el derecho de cada conexión domiciliar de Q 100,00, lo que hace un total de Q 14 900,00, ya que el proyecto involucra a 149 viviendas beneficiadas.

Para cubrir el pago por mantenimiento, la alcaldía cobrará mensualmente por vivienda, la cantidad de Q 10,00, anualmente sería un total de: $(10) \cdot (149) \cdot (12) = \text{Q } 17\,880,00$ de ingreso.

Deberá utilizarse una tasa de interés de 5,00 % anual; debido a que este proyecto es de carácter social.

$$\begin{aligned} \text{VPN} = & -1\,036\,116,84 + 14\,900 - 7\,000 \left[\left(\frac{1}{(1 + 0,05)^{30} - 1} \right) \right] \\ & + 17\,880 \left[\left(\frac{1}{(1 + 0,05)^{30} - 1} \right) \right] = -225\,020,47 \end{aligned}$$

Según el resultado de VPN, negativo, indica que el proyecto no generará ninguna utilidad y debido a que el mismo es de carácter social, debe de considerarse que el proyecto beneficiará a la comunidad, y mejorará la salud pública evitando enfermedades gastrointestinales y contaminación del ambiente.

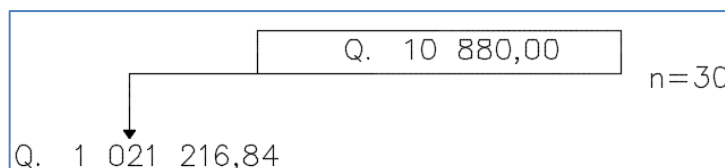
2.1.7.2. Tasa interna de retorno (TIR)

Es el método más utilizado para comparar alternativas de inversión. Se define como la tasa de descuento que iguala el valor presente de los flujos de efectivo con la inversión inicial en un proyecto. La TIR es la tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero, es decir, el interés que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos, Si la TIR es mayor o igual al costo de capital, se acepta el proyecto; de no ser este el caso, entonces se rechaza.

El costo inicial del proyecto será de Q 1 036 116,84, además necesitará Q 7 000,00 al final de cada año, como costo por mantenimiento del sistema y Q 17 880,00 por la cuota de amortización. Se estima tener un ingreso inicial de Q 14 900,00, al cobrar Q 100,00 por vivienda, las cuales son 149. Con la medida anterior, se pretende cubrir los gastos en el período de 30 años, que corresponde a la vida útil del proyecto.

Dado que los Q 17 880,00 y los Q 7 000,00 se encuentran enfrentados en el mismo tiempo, también la inversión que es de Q 1 330 546,18 y los Q 14 900,00 de ingreso inicial único, la tabla se simplifica de la siguiente manera:

Tabla II. **Simplificación de la tasa interna de retorno (TIR)**



Fuente: elaboración propia.

Después de plantear la tabla se procede a encontrar el valor de la tasa interna de retorno.

Se emplea una tasa de interés de -6 %

$$VPN = -1\,021\,216,84 + 10\,880 \left[\left(\frac{1}{(1 + (-0,6))^{30}} \right) \right] = -42\,058,48$$

Se emplea una tasa de interés de -7 %

$$VPN = -1\,021\,216,84 + 10\,880 \left[\left(\frac{1}{(1 + (-0,7))^{30}} \right) \right] = 194\,370,20$$

Se usa la interpolación matemática para hallar la tasa de interés que se busca.

$$\text{Tasa 1} = -7 \% \rightarrow 194\,370,20$$

$$i \rightarrow 0$$

$$\text{Tasa 2} = -6 \% \rightarrow -42\,058,48$$

$$\text{TIR} = \left[\left(\frac{(\text{tasa 1} - \text{tasa 2})(0 - \text{VPN} (-))}{(\text{VPN} (+)) - (\text{VPN} (-))} \right) \right] + \text{tasa 2}$$

$$\text{TIR} = \left[\left(\frac{(-7 + 6)(0 - 42\,058,48)}{(194\,370,20) - (42\,058,48)} \right) \right] - 6 = -6,20$$

La tasa interna de retorno es del -6,20 % anual, lo cual indica que el proyecto no es rentable debido a la tasa negativa.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL CASERÍO SAN MARTINEROS, ALDEA EL CARRIZAL, SAN RAYMUNDO

3.1. Consideraciones generales

Un puente es una estructura que sirve para superar un obstáculo y dar continuidad a una vía. Por lo general sustentan un camino, una carretera o una línea férrea, también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes constan de dos partes fundamentales:

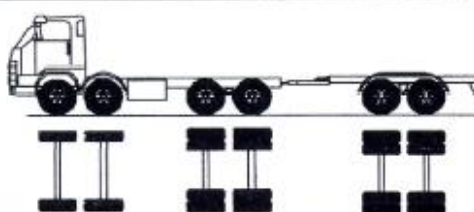
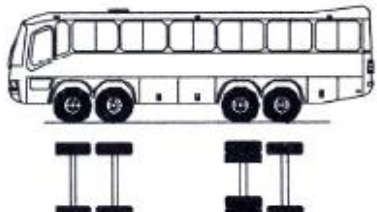
- La superestructura: es la parte superior del puente que está conformada por la losa, diafragmas, drenajes, barandas y las vigas, que transmiten cargas de la superestructura a los apoyos.
- La subestructura: es la parte inferior del puente, la cual se conforma de las vigas, las cortinas, los apoyos, los estribos y las cimentaciones.

3.1.1. Tipo de vehículos

Se debe investigar cuál es el tipo de vehículo con mayor carga que transita o transitaría en la ruta o vía donde se desee implementar un puente, ya que es información elemental en el diseño del puente. Una vez obtenido los datos se tiene conocimiento cuál será la sobrecarga viva a utilizar para diseñar la estructura.

Los vehículos tienen una configuración, la cual corresponde a la clasificación de los mismos de acuerdo a qué rama pertenecen, con cuántos ejes cuentan, cómo están distribuidos y cuál es el peso máximo de cada eje, tal y como se puede ver en la figura 10.

Figura 10. **Clasificación vehicular**

Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)	
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores				
				1º	2º	3º		4º
8x4 RB2		20,50	7+7 ⁽⁵⁾	18	18	---	---	48 ⁽²⁾
B4-1		15,00	7+7 ⁽⁵⁾	16	---	---	---	30

Fuente: AASHTO-LRFD 2010. *Puentes*. Perú. 2012. p.

3.1.2. Tipo de puentes

Pueden ser clasificados de la siguiente forma:

- Según su función
 - Peatonales
 - Carreteros

- Ferrovianos
- Por los materiales de construcción
 - Madera
 - Mampostería
 - Acero estructural
 - Sección compuesta
 - Concreto armado
 - Concreto presforzado
 - Concreto postforzado
- Por el tipo de estructura
 - Simplemente apoyado
 - Continuos
 - Simples de tramos múltiples
 - Cantilever (brazos voladizos)
 - En arco
 - Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
 - Levadizos (basculantes)
 - Pontones (puentes flotantes permanentes)

Para determinar qué tipo de puente se diseñará deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Localización de la estructura en cuanto a pendiente, rasante y alineamiento.

- Tipo de puente más adecuado de acuerdo al sitio escogido, estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundiciones.
- Obras complementarias, barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, su fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

3.1.3. Especificaciones de diseño

Todo puente debe cumplir satisfactoriamente las condiciones mínimas impuestas por los estados límite previstos por medio de los estudios multidisciplinarios, cuyos datos son la base de la concepción del proyecto. Esto implica que su diseño debe ser realizado de acuerdo a las normas correspondientes de cada país o región. Con lo que se obtendría como mínimo una estructura que quede en condiciones operativas después la ocurrencia de cualquier evento adverso.

3.2. Descripción del proyecto

El proyecto de puente vehicular para el caserío San Martineros, El Carrizal, San Raymundo fue diseñado como resultado de la fase de investigación, donde se apreciaron carencias en la infraestructura del municipio,

siendo una de ellas la falta de infraestructura para el libre acceso y circulación en el municipio de San Raymundo.

El puente vehicular se compone de dos vías las cuales tienen una longitud total de 15 m y un ancho de rodadura de 7,20 m, compuesto de cuatro vigas principales que sostienen una losa, dos diafragmas externos, uno interno, barandas, vigas de apoyo, cortinas, apoyos de neopreno y estribos de concreto ciclópeo.

3.3. Estudios preliminares

Para la realización de cualquier proyecto, se deben llevar a cabo una serie de estudios, y para efecto del presente proyecto se describen a continuación los estudios que deberán elaborar.

3.3.1. Estudio topográfico

Es un estudio que se realiza para determinar la posición relativa de los puntos sobre la superficie terrestre, empleando tres elementos de espacio como: distancia, elevación y dirección.

Como en cualquier otra obra civil, el estudio topográfico es de suma importancia, por lo que debe ser de primer orden, sin embargo, para el estudio topográfico de un puente se deben atender ciertas recomendaciones para así obtener información confiable y determinante para realizar el diseño.

Los objetivos de la topografía son los siguientes:

- Realizar los trabajos de campo que permiten elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

El estudio topográfico debe comprender, como mínimo, lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 metro y comprendiendo por lo menos 100 metros a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de agua máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, ubicación o colocación de bancos de marca.

- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran se expropiadas.

En este caso se realizó un estudio topográfico de primer orden, para ello se desarrolló con la mayor precisión posible utilizando el equipo adecuado para las circunstancias impuestas por el terreno.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- Estación total
- Prismas
- GPS
- Plomada
- Cinta métrica
- Trompos, clavos, pinturas y machete

Como se enlistó anteriormente, el levantamiento topográfico se realizó con una estación total SOKKIA. Para lograr su funcionamiento, luego de haber nivelado el aparato, este se debe georreferenciar. Esto se realiza por medio de coordenadas (X, Y, Z) obtenidas de por un GPS, esto permite tener una referencia precisa del lugar de ubicación iniciando el levantamiento topográfico a la hora de transformar la información obtenida en formato digital. Para complementar la información obtenida por el GPS se introduce la altura del aparato sobre el suelo, esta se obtuvo por medio de una cinta métrica. Una vez insertada esta información en la estación total se puede comenzar con la toma de puntos. Esta se realiza utilizando los prismas que se colocan en el punto deseado. Para que este funcione correctamente la estación total debe tener contacto con el centro del prisma aproximadamente 3 segundos, con ello la

estación total obtiene de forma satelital la ubicación del punto en el eje Y y en el eje X, posterior a eso se debe de introducir a la estación total la altura del prisma, automáticamente la estación total realiza una relación de altura con respecto de la que se le introdujo en la primer estación, obteniendo así la ubicación del eje Z del punto, lo cual da la distancia, dirección y elevación del punto. Una vez realizado este proceso se le puede dar una descripción al punto y así poder guardarlo.

De esa forma se obtiene cada punto que se crea conveniente para obtener la información deseada para realizar el levantamiento topográfico y así hacer una base de datos de puntos, que posteriormente recrearán la superficie del terreno en estudio. Una vez recreada la superficie, en este caso AutoCAD Civil 3D 2014. Se concluye que la altimetría de cada punto se obtuvo por medio de la información obtenida entre la interacción de la estación total, los satélites y la altura del prisma (eje Z), lo cual se revela en la recreación de la superficie del terreno en estudio.

Recurriendo a la descripción anteriormente citada de cómo se consiguió la información de cada uno de los puntos para realizar el estudio topográfico, se concluye que la planimetría de cada punto se obtuvo por medio de la interacción de la estación total SOKKIA, los satélites y la ubicación del prisma (eje Y y eje X), lo cual se ve plasmado en la superficie recreada por el programa AutoCAD Civil 3D 2014.

Al inicio del levantamiento topográfico se localizaron 2 marcos de banca de cada lado del río.

3.3.2. Estudio hidrológico e hidráulico

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas, extraordinarias y los factores hidráulicas que conllevan a una apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puente deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán los siguientes:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar, tanto en la zona del cruce como en la cuenca global.
- Recolección de análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales, nacionales o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- Caracterización hidrológica de la cuenca considerada hasta el cruce del curso de agua; con base en la determinación de características de respuesta lluvia-escorrentía y con los aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación de caudal máximo.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo de caudal máximo a partir de datos de lluvias se tiene: el método racional, y empíricos, cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- Determinación del período de retorno y la descarga máxima de diseño.

- Caracterización morfológica del cauce.
- Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación.
- Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal.
- Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo.
- Recomendaciones de protección.

Para poder llevar a cabo dicho estudio, tomando en cuenta la información recaudada, se determinó utilizar el método sección-pendiente. Esto dará una información mínima, pero necesaria para poder realizar el diseño del puente. Se obtendrá el perfil transversal de cauce, con su tirante normal y de creciente máxima, los cuales son necesarios para determinar la luz y altura del puente.

3.3.2.1. Cálculo de caudales máximos

Para poder obtener la crecida máxima del río se realizó una vista de campo y por medio de inspección visual y entrevistas a los pobladores de mayor edad de los alrededores del río se determinó el nivel de crecida máxima del cauce.

3.3.2.2. Método sección-pendiente

El área de influencia y el perímetro mojado fueron calculados por medio del programa AutoCAD 2015. Mismo programa donde se elaboró el perfil de la sección del río, obtenido por medio del estudio topográfico.

Para obtener la velocidad del flujo se puede aplicar la fórmula de Manning, la cual se describe a continuación:

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

Donde:

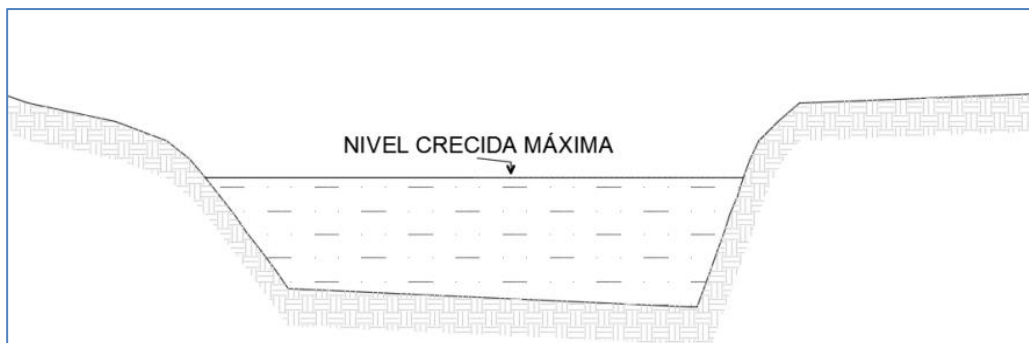
V = velocidad

S = pendiente de la tubería

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

Figura 11. Área de influencia



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

$$A = 10,36 \text{ m}^2$$

$$P.M. = 9,25 \text{ m}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{PM}$$

Donde:

R = radio hidráulico

A = área m²

PM = perímetro mojado (m)

$$R = \frac{10,36}{9,25} = 1,12$$

La velocidad se determina por medio de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{0,05} * 0,0329^{1/2} * 1,12^{2/3} = 3,91 \text{ m/s}$$

La pendiente del río fue obtenida por medio de AutoCAD 2012, los datos para obtenerla fueron obtenidos en los datos topográficos. Para determinar el coeficiente de rugosidad, se tomaron como base las características de la superficie del suelo del río y de sus alrededores.

El caudal del flujo se determina con la siguiente fórmula:

$$Q = V * A$$

Donde:

V = velocidad

A = área

Caudal del flujo:

$$Q = 3,91 * 10,96 = 40,51 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este valor se determina que la altura del puente será de 4,25 m sobre el lecho del río. Esto basado en que la mínima distancia que debe existir entre el espejo de la crecida máxima del río y la cara de la viga hacia el río es de 2 m.

3.3.3. Estudio de suelos

Este estudio es de gran importancia para el diseño de un puente vehicular, ya que con base en él se determina a qué profundidad se debe ubicar la cimentación del puente.

Es necesario tener el conocimiento de las características del suelo en donde se ubicará la subestructura de un puente, ya que a partir de ello se podrán deducir la geometría de la cimentación y así asegurar estabilidad y evitar asentamientos notables para la estructura.

Es importante realizar la búsqueda de un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del suelo y así asegurar la estabilidad de la cimentación.

Existen diferentes tipos de ensayo por realizar en estos casos, tales como:

- Ensayo de compresión triaxial
- Sondeo dinámico (SPT)
- Gravedad específica (GS)

Para llevar a cabo este estudio se tomó la decisión de realizar dos ensayos de compresión triaxial, uno por cada cimiento a diseñar. Se realizaron dos pozos, uno de cada lado del río. El pozo del lado norte del río se realizó a una profundidad de 1,75 m, encontrando un estrato firme. A esta profundidad se extrajo una muestra del suelo con forma de cubo, teniendo un pie cúbico de volumen. Este fue parafinado de inmediato y así obtener una muestra inalterada. Para el pozo del lado sur se realizó a una profundidad menor, 1,5 m, ya que a esta profundidad se encontró agua, por lo que se procedió a extraer una muestra con las mismas medidas que la anterior y se procedió a parafinarla de inmediato.

Los resultados del ensayo de compresión triaxial revelaron que el suelo es: arena con grava arcillosa cementada color café y gris, además con la interpretación de ambos resultados se determinó que el suelo tiene un valor soporte alto. Sin embargo, se recomienda que se deba realizar un estudio de sondeo dinámico para poder determinar el nivel freático. (Ver apéndice 1, ensayos de compresión triaxial).

3.3.4. Estudio de tránsito

Cuando la magnitud de la obra requiera efectuar los estudios de tránsito correspondientes a volumen y clasificación de tránsito, se realizarán en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

En caso de considerarse necesario el estudio del tránsito para la construcción de un puente, se debe fijar ciertas características del mismo. Estas características son: número de vías, ancho de las vías, velocidad de operación, tipo de vehículos que deben considerarse en el diseño, entre otros.

La metodología a seguir es la siguiente:

- Conteo de tráfico: se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia.
- Clasificación y tabulación de la información: se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- Análisis y consistencia de la información: se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- Tráfico actual: se deberá obtener el índice medio diario (IMD) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

3.4. Dispositivos básicos de protección

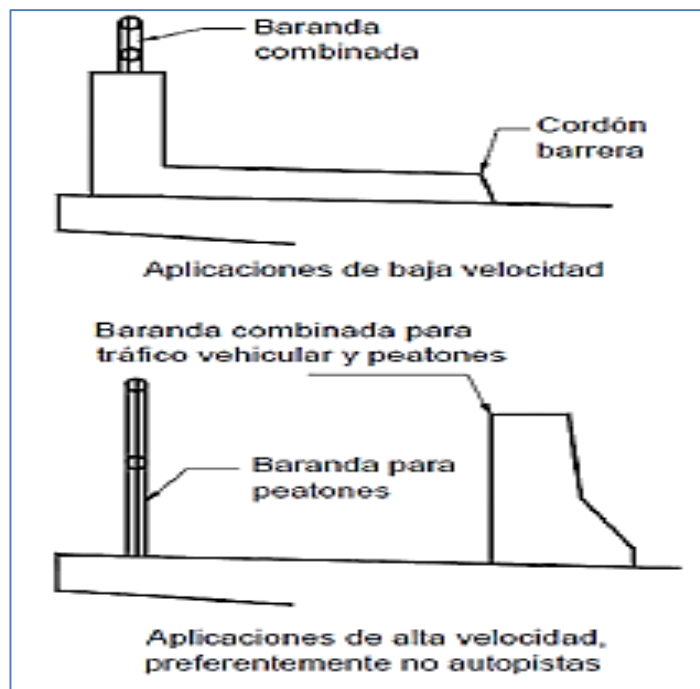
Elementos estructurales que sirven para evitar percances de los usuarios y prolongar la vida útil del puente.

3.4.1. Barandas

Su primordial objetivo es proteger a los peatones y vehículos que transiten sobre el puente. Estos elementos se construyen a lo largo del borde de la superestructura.

Existen diferentes tipos de barandas, según sea su uso. Su diseño no solo dependerá del material del cual se quiera realizar: concreto, acero o mixto, sino también del uso que se le quiera dar, ya sea solo para protección del peatón, solo del vehículo o ambos. En este caso las barandas serán solo de concreto para brindar una protección vehicular.

Figura 12. Tipos de barandas



Fuente: AASHTO-LRFD. *Tipos de baranda*, p. 13-5.

Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente o mediante una barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada tal y como se muestra en la figura 12.

De acuerdo con AASHTO-LRFD, sección C-13.5 indica en que circunstancias se utilizan los diferentes tipos de barandas:

Se utiliza una baranda para tránsito vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tránsito carretero.

Solamente se utiliza una barrera combinada junto con una barrera y acera sobreelevada en las carreteras de baja velocidad.

En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclo vía debería tener una baranda combinada en su parte interna.

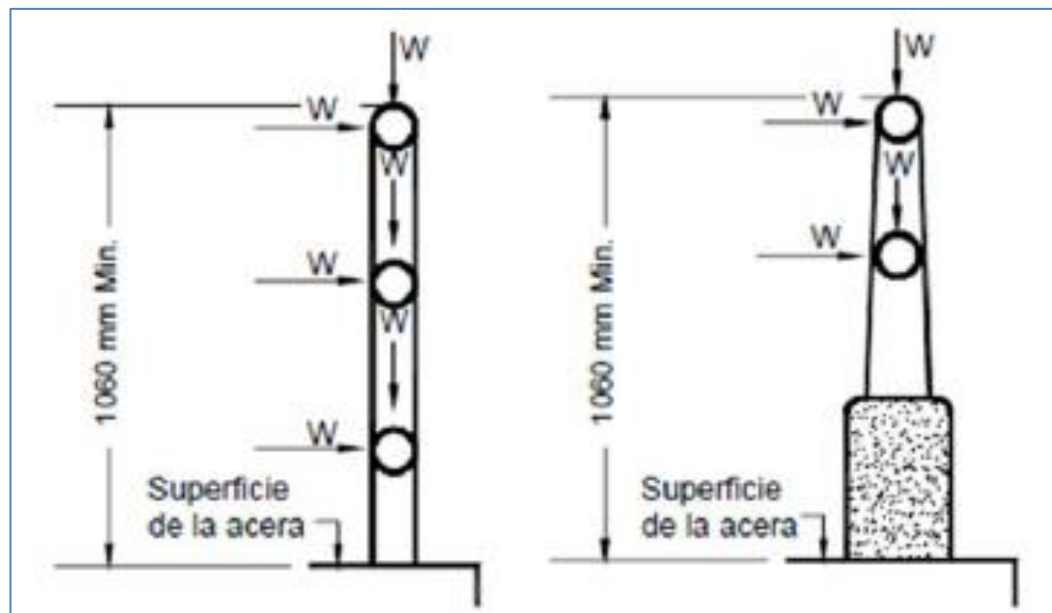
Es de considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tránsito peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

Según AASHTO LRFD, baranda para peatones, sección 13.8, las generalidades son las siguientes:

- La mínima altura de las barandas para peatones debe ser de 1 060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera.
- Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal, que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

- Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal, que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.
- Proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes, tal como se ilustra en la figura 13:

Figura 13. **Cargas que actúan en barandas para peatones**



Fuente: AASHTO-LRFD. *Baranda para peatones*. P. 13-12.

Las separaciones indicadas en la figura 13 no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes.

En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50 milímetros.

Para el diseño se utilizará un vehículo tipo camión semirremolque según tabla 13.7.2.1 de la AASHTO LRFD. (Ver tabla II).

Tabla III. Niveles de ensayo para las barandas de puentes

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	7000	8000			220.000	355.000	
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Fuente: AASHTO-LRFD. *Niveles de ensayo para las barandas de puentes*. p. 13-9.

Para el diseño de la barandaste se implementarán 3 rieles de tubería hg de 3”.

Datos de diseño:

Tipo de vehículo = T3 – S3

Separación de postes = 1 500 mm

Ancho de riel = 75 mm

Altura del poste (H) = 1 100 mm

Espacio entre rieles = 150 mm

Nivel de ensayo = TL – 4 (ver tabla II)

Los postes tendrán una separación de 1 500 milímetros, por lo que se construirán 11 postes a lo largo de cada lado del puente de 15 metros de longitud.

Según la tabla A13.2-1 de la AASHTO LRFD, las fuerzas de diseño para rieles y postes, se clasifican de la siguiente manera.

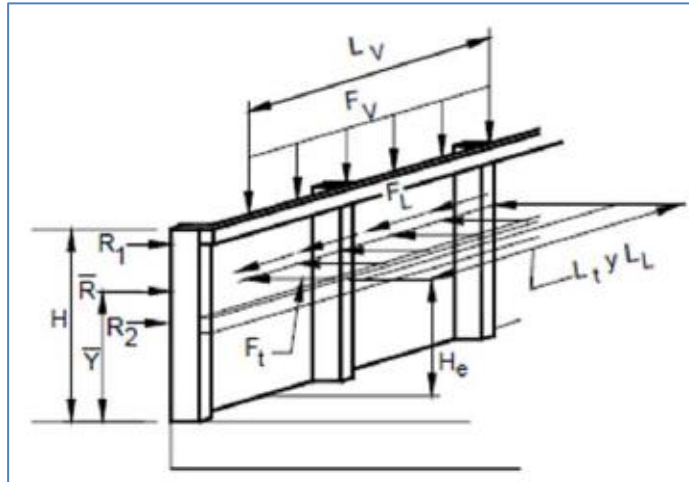
Tabla IV. Fuerzas de diseño para rieles

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: AASHTO-LRFD. *Fuerzas de diseño para rieles y postes*, p. 13-21.

Para ver las fuerzas que actúan sobre el diseño del barandal ver la siguiente figura 14.

Figura 14. Fuerza de diseño para las barandas



Fuente: AASHTO -LRFD. *Fuerzas de diseño para las barandas*, p.13-21.

Diseño de postes:

Los postes tendrán dimensiones de 0,2*0,2 por 1,1 m de altura a una distancia de 1,5 m.

Los postes serán analizados como una columna.

$$F_v = 80\,000\text{ N} = 8\,151,94\text{ kg}$$

Esbeltez

$$E_s = \frac{K_r * l_u}{r} < 22$$

Donde:

E_s = esbeltez

$K_r = 1$ (empotrado en un solo extremo)

l_u = altura del poste

$r = 0,3 b$ y $b < h$

$$E_s = \frac{1 * 1,1}{0,3 * 0,2} = 18,33 < 22 \quad \text{sí cumple}$$

De acuerdo con el ACI 318-08, el acero longitudinal debe ser, como mínimo, el 1 por ciento del área grande.

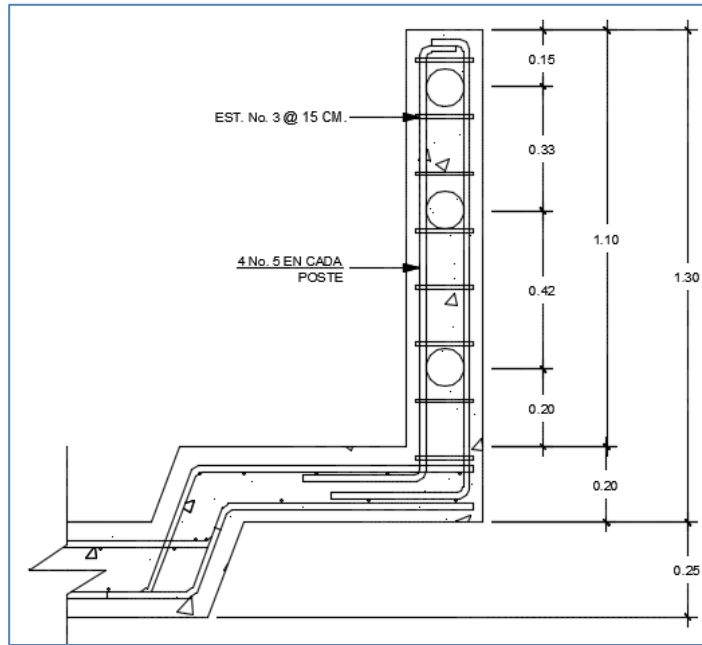
$$A_{s_{\min}} = 0,01 * 20 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con el ACI 318-08, el acero longitudinal debe ser como máximo, el 6 por ciento del área grande.

$$A_{s_{\max}} = 0,06 * 20 * 20 = 24 \text{ cm}^2$$

Usar un área de $7,5 \text{ cm}^2$, 4 núm. 5 G.40 + estribos núm. 3 G.40 @ 0,15 m.

Figura 15. Armado de barandal



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

3.5. Diseño de superestructura

Esta parte está compuesta por vigas principales, diafragmas, losa y drenajes, y en conjunto son también conocidos como el tablero del puente.

3.5.1. Consideraciones generales

Considerando que el lugar donde se construirá el puente vehicular se encuentra en un área rural, se determinó que el puente tendrá una longitud total de 15 metros, de dos vía, un ancho efectivo de 7,2 metros, y un ancho total incluyendo banqueta de 8,95 metros, las vigas estarán simplemente apoyadas, según 2 vigas longitudinales externas y dos vigas longitudinales internas,

diafragma interno y externos, banquetas, barandales, losa de entrada, cortina, viga de apoyo, estribo de concreto ciclópeo, alas de protección.

La altura con respecto al espejo de la crecida máxima será de 2,00 metros y la sobrecarga a utilizar será la T3-S3 de las Normas AASHTO.

Debido a que la velocidad de diseño es de 20 kilómetros por hora, no se considera el diseño de parachoques, según AASHTO LRFD, los parachoques se diseñarán cuando la velocidad de diseño es mayor a 75 kilómetros por hora y un nivel de ensayo TL-IV en adelante.

El diseño está basado según Especificaciones Generales para la construcción de carreteras y puentes de la Dirección General de Caminos, Normas AASHTO LRFD 2010 y Código ACI.

3.5.2. Drenajes

Los sistemas de drenajes permiten la evacuación del agua, primordialmente las pluviales, evitando que se cree una acumulación en la carpeta de rodadura lo cual hace que esta sea un lugar seguro para el tránsito vehicular.

Cuando existe la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se tomarán en cuenta medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

- Drenaje en estribos: para estribos en zona de cortes o cuando el terraplén tiene proporciones irrelevantes, se considera el terreno natural como

apoyo de los elementos de drenaje similares a los usados a lo largo de la vía.

- Goteras: son elementos de drenaje esenciales para mantener el buen aspecto de los puentes e incrementar su durabilidad.
- Tipo, tamaño y número de drenes: Según AASHTO-LRFD sección 2.6.6.3:
 - El número de drenes del tablero deberá ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos.
 - En ausencia de otros lineamientos aplicables para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es menor que 75 kilómetros por hora, el tamaño y número de drenes del tablero deberán ser tales, que el agua de los drenes no invada más de la mitad del ancho de ninguno de los carriles transitables.
 - Para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es menor o igual a 75 kilómetros por hora, el agua de los drenes no deberá invadir ninguna parte de los carriles transitables.
 - El flujo de las cunetas se deberán interceptar en los puntos de transición de la pendiente transversal, para impedir que dicho flujo atraviese el tablero del puente.
 - Las entradas de los drenes del tablero deberá ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza.

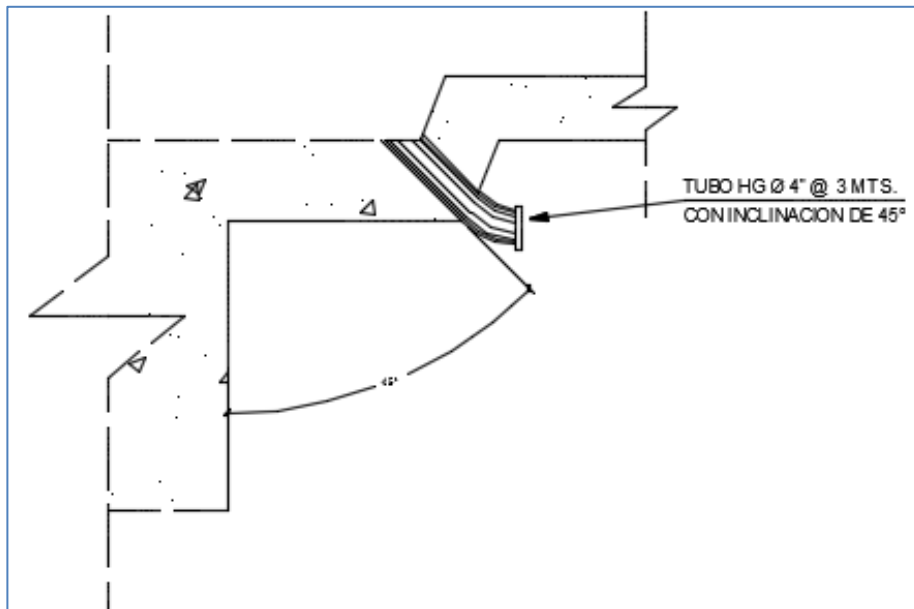
- Descarga de los drenes del tablero: los drenajes del tablero se diseñarán y ubicarán de manera que el agua superficial del tablero se aleje de los elementos de la superestructura y subestructura del puente.

Según AASHTO-LRFD sección 2.6.6.4 se debe considerar lo siguiente al momento de ubicar los drenajes:

- Una proyección mínima de 100 milímetros por debajo del elemento de la superestructura adyacente de menor cota.
- Ubicar las salidas de las tuberías de manera que un cono de salpicadura de 45 grados no llegue a los elementos estructurales.
- Usar drenajes libres o canales de drenaje en los parapetos siempre que sea posible y esté permitido.
- Usar codos de no más de 45 grados.
- Disponer accesos de limpieza.

Para drenajes de la capa de rodadura del puente, primero se da un bombeo transversal a la losa de 2 por ciento, y por último colocar tubería de mercurio de diámetro 4 pulgadas a cada 3 metros con una inclinación de 45 grados respecto a la horizontal a lo largo de la losa (ver figura 15).

Figura 16. **Detalle de drenaje pluvial**



Fuente: elaboración propia, programa AutoCAD 2012.

3.5.3. **Diseño de losa**

La losa del puente se diseñó con base en las Normas AASHTO-LRFD. Este elemento soporta directamente las cargas dinámicas (tránsito) y por medio de armaduras transmite sus tensiones a sus estribos que funcionan como enlace entre la losa y el suelo para poder disipar las cargas. Lo primero que se realizó fue verificar cómo trabajaría la losa. Esta losa lo hará en una sola dirección y su refuerzo principal será en dirección perpendicular a la del tránsito.

El cálculo del espesor de losa, según AASHTO-LRFD tabla 2.5.2.6.3-1 (ver tabla V).

Tabla V. **Profundidades mínimas**

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Fuente: AASHTO-LRFD. *Criterios opcionales para longitud de tramo-profundidad*. p. 2-15.

De acuerdo con la tabla III se determina que el espesor de la losa debe ser determinado con la siguiente ecuación:

$$t_s = \frac{1,2(s + 3\ 000)}{30} \geq 175 \text{ mm}$$

Donde:

t_s = espesor mínimo

S = luz a ejes entre vigas

$$t_s = \frac{1,2(1\ 800 + 3\ 000)}{30} = 199 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm} \text{ sí cumple.}$$

En este caso se determina usar un espesor de losa de 200 mm o 0,2 metros.

Combinación de cargas: según AASHTO-LRFD sección 1.3.2.1 todos los elementos deben satisfacer la siguiente ecuación, para los diferentes estados límites. También constituye la base de la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = Q$$

En cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

Donde:

n_i = modificador de las cargas = 1

Q_i = solicitación

γ_i = factor de carga; multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_i} \leq 1,0$$

Donde:

n_D = factor relacionado con la ductilidad

n_R = factor relacionado con la redundancia

n_i = factor relacionado con la importancia operativa

Entonces:

$$n_D = 1$$

$$n_R = 1$$

$$n_i = 1$$

$$n_i = \frac{1}{1 * 1 * 1} = 1,0$$

$$n_i = 1 \leq 1,0 \quad \text{sí cumple.}$$

Solicitud mayorada total:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i = n(1,25 D_c + 1,5 D_w + 1,75(P_L + L_L))$$

Donde:

D_c = cargas permanentes = carga muerta

D_w = carga carpeta de rodadura

$P_L + L_L$ = carga peatonal + sobre carga vehicular = carga viva

- Integración de cargas

Cargas muertas (D_c):

$$W_{Losa} = 0,20 * 1 * 2\,400 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{Baranda} = 278,4 \text{ kg/m}$$

$$W_{Riel} = 0,15 * 0,2 * 3 * 2\,400 * 0,8 = 172,8 \text{ kg}$$

$$W_{Poste} = 0,2 * 0,2 * 1,1 * 2\,400 = 105,6 \text{ kg}$$

Cargas muertas (D_W):

$$W_{\text{Carpeta de rodadura}} = 0,072 * 1 * 2\,400 = 172,8 \text{ kg/m}$$

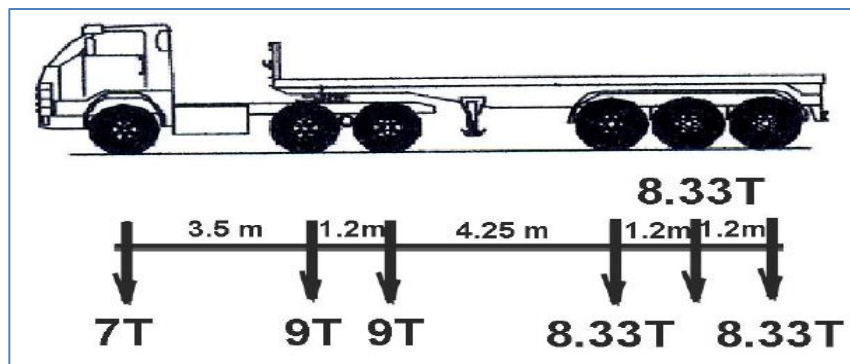
Cargas vivas (P_L):

$$W_{\text{Peatonal}} = 366,98 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = 366,98 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas (L_L):

La sobrecarga vehicular corresponde al vehículo de diseño: T3-S3.

Figura 17. **Sobrecarga vehicular T3-S3**

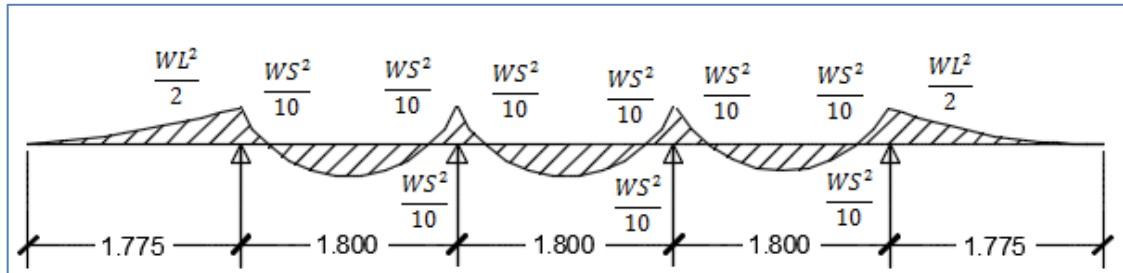


Fuente: AASHTO-LRFD. *Diseño de puentes*. p. 11-24.

- Cálculo del momento negativo para la losa:

En el caso de cargas muertas, carga de la carpeta de rodadura y la carga peatonal serán analizadas por el siguiente método matemático:

Figura 18. **Modelo matemático para análisis de losa**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Según AASHTO-LRFD capítulo 3.4 y utilizando los factores de las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 y teniendo en cuenta que la carga Q será el equivalente de la combinación de las cargas existentes (cargas D_C , D_W y P_L), se obtendrá la carga de diseño para el tablero, incluyendo todas las cargas muertas y la carga peatonal.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = 1(1,25 * (480 + 278,4) + 1,5 * (172,8) + 1,75 * (366,98))$$

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = 1\,849,42 \text{ kg/m}$$

Momento negativo:

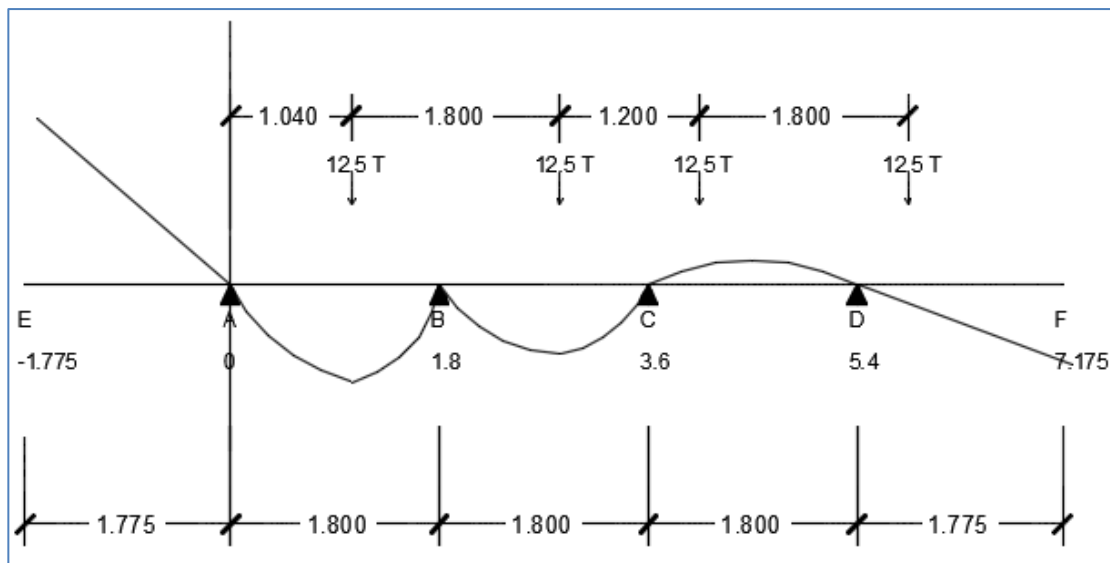
$$M(-) = -\frac{WS^2}{10} = -\frac{(1\,849,42)(1,800)^2}{10} = -599,21 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

En la banqueta o voladizo se obtiene un momento negativo de:

$$M(-) = -\frac{WL^2}{2} = -\frac{(1\,849,42)(1,775)^2}{2} = -2\,913,41 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para la sobrecarga vehicular el momento negativo se determinó por medio de líneas de influencia, tal y como se representan en la figura 18:

Figura 19. **Líneas de influencia momento flector en el punto B**



Fuente: elaboración propia, programa AutoCAD 2012.

Los momentos serán tomados con respecto a B.

$$\text{Tramo } \overline{EA} \quad (-1,775 \leq x \leq 0) = -\frac{4}{15}x$$

$$\text{Tramo } \overline{AB} \quad (0 \leq x \leq 1,8) = \frac{20}{243}x^3 - \frac{4}{15}x$$

$$\text{Tramo } \overline{BC} \quad (1,8 \leq x \leq 3,6) = -\frac{25}{243}x^3 + x^2 - \frac{46}{15}x + \frac{72}{25}$$

$$\text{Tramo } \overline{CD} (3,6 \leq x \leq 5,4) = \frac{5}{243}x^3 - \frac{1}{3}x^2 + \frac{26}{15}x - \frac{72}{25}$$

$$\text{Tramo } \overline{DF} (5,4 \leq x \leq 7,1) = -\frac{1}{15}x + \frac{9}{25}$$

El punto más crítico según análisis aproximados y métodos de la curva elástica, para este sistema de tres vanos simplemente apoyados en cuatro vigas se encuentra en 0,577 S o en este caso en 1,04 metros desde el apoyo A al B. A partir de este punto se realizaron los análisis según las separaciones entre ejes establecidos y separaciones mínimas entre vehículos ocupando ambos carriles.

Análisis de los puntos críticos:

Para $x = 1,04$

$$= \frac{20}{243}(1,04)^3 - \frac{4}{15}(1,04) = -0,18475$$

Para $x = 2,84$

$$= -\frac{25}{243}(2,84)^3 + (2,84)^2 - \frac{46}{15}(2,84) + \frac{72}{25} = -0,12035$$

Para $x = 4,04$

$$= \frac{5}{243}(4,04)^3 - \frac{1}{3}(4,04)^2 + \frac{26}{15}(4,04) - \frac{72}{25} = 0,03891$$

Para $x = 5,84$

$$= -\frac{1}{15}(5,84) + \frac{9}{25} = -0,02933$$

Cálculo de momentos. Según AASHTO-LRFD sección 3.6.1.1.2 se calculan los momentos para un solo carril cargado y para dos carriles cargados y proceder a diseñar con el más crítico.

- Para un carril cargado:

$$M(-) = 1[12,5 * (-0,18475) + 12,5(-0,12035)] * 1,2 = -4,5765 \text{ ton} - m$$

- Para dos carriles cargados:

$$M(-) = 1[12,5 * (-0,18475) + 12,5(-0,12035) + 12,5 (0,03891) + 12,5(-0,02933)] * 1 = -3,067 \text{ ton} - m$$

El momento más crítico es cuando está cargado un solo carril del tablero del puente.

- Ancho de faja equivalente:

De acuerdo con AASHTO-LRFD tabla 4.6.2.1.3-1 el ancho de faja equivalente en milímetros para momentos negativos es:

$$M(-) = 1\ 220 + 0,25(S)$$

$$M(-) = 1\ 220 + 0,25(1\ 800) = 1\ 670 \text{ mm}$$

El ancho de faja equivalente es de 1,67 metros.

El momento negativo de la sobrecarga vehicular con respecto del punto B, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja equivalente es:

$$M_B(-) = \frac{-4,5765}{1,67} * 1,33 = -3,65 \text{ ton} - m$$

Una vez obtenidos los momentos producidos por todas las cargas se procede a calcular el momento negativo último:

Momento último (-):

$$M_U(-) = 1,75 * (-3\ 644,75) - 599,21 = -6\ 977,54 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo del momento positivo para la losa: en el caso de cargas muertas, carga de la carpeta de rodadura y la carga peatonal serán analizados por el método matemático ilustrado en la figura 18.

Momento positivo:

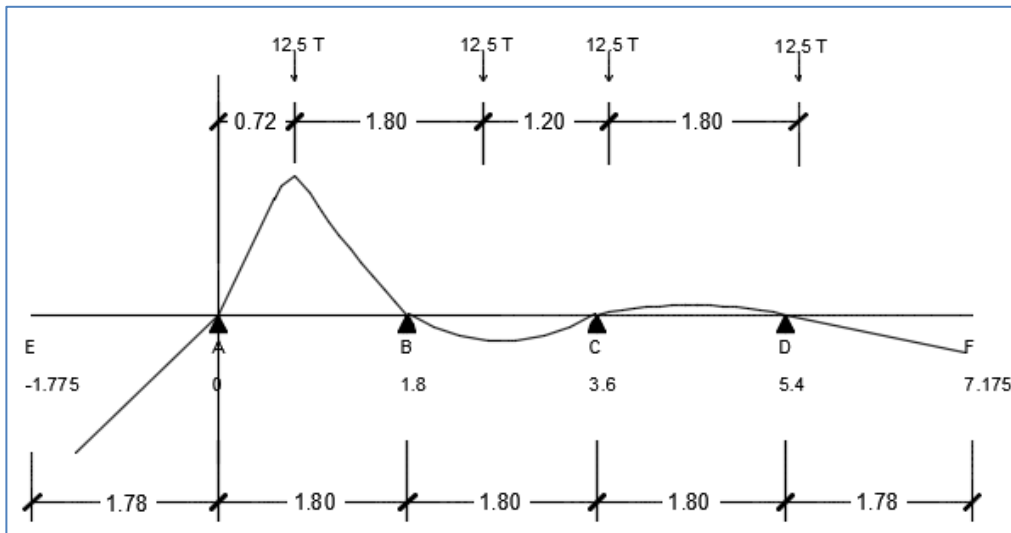
$$M(+)=\frac{WS^2}{10}=\frac{(1\ 849,42)(1,800)^2}{10}=599,21 \text{ kg} - \text{m}$$

En la banqueta o voladizo se obtiene un momento negativo de:

$$M(+)=\frac{WL^2}{2}=\frac{(1\ 849,42)(1,775)^2}{2}=2\ 913,41 \text{ kg} - \text{m}$$

Para la sobrecarga vehicular el momento positivo se determinó por medio de líneas de influencia, tal y como se representan en la figura 19.

Figura 20. Líneas de influencia momento flector en $X=0,4L$ (P)



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Los momentos serán tomados con respecto de B.

$$\text{Tramo } \overline{EA} \ (-1,775 \leq x \leq 0) = \frac{37}{75}x$$

$$\text{Tramo } \overline{AP} \ (0 \leq x \leq 0,72) = \frac{8}{243}x^3 + \frac{37}{75}x$$

$$\text{Tramo } \overline{PB} \ (0,72 \leq x \leq 1,8) = \frac{8}{243}x^3 - \frac{38}{75}x + \frac{18}{25}$$

$$\text{Tramo } \overline{BC} \ (1,8 \leq x \leq 3,6) = -\frac{10}{243}x^3 + \frac{2}{5}x^2 - \frac{92}{75}x + \frac{144}{125}$$

$$\text{Tramo } \overline{CD} \ (3,6 \leq x \leq 5,4) = \frac{21}{243}x^3 - \frac{2}{15}x^2 - \frac{52}{75}x - \frac{144}{125}$$

$$\text{Tramo } \overline{DF} \ (5,4 \leq x \leq 7,1) = -\frac{2}{75}x + \frac{18}{125}$$

El punto más crítico según análisis aproximados y métodos de la curva elástica para este sistema de tres vanos simplemente apoyados en cuatro vigas se encuentra en $0,4S$ o en este caso en $0,72$ metros desde el apoyo "A" al "B". A partir de este punto se ubican las demás sobrecargas vehiculares separadas

por distancias establecidas entre ejes y distancias mínimas entre vehículos en caso se utilicen ambos carriles.

Análisis de los puntos críticos:

Para $x = 0,72$

$$= \frac{8}{243} (0,72)^3 + \frac{37}{75} (0,72) = 0,3675$$

Para $x = 2,52$

$$= -\frac{10}{243} (2,52)^3 + \frac{2}{5} (2,52)^2 - \frac{92}{75} (2,52) + \frac{144}{125} = -0,0576$$

Para $x = 3,72$

$$= \frac{21}{243} (3,72)^3 - \frac{2}{15} (3,72)^2 - \frac{52}{75} (3,72) - \frac{144}{125} = 0,0058$$

Para $x = 5,52$

$$= -\frac{2}{75} (5,52) + \frac{18}{125} = -0,0032$$

Cálculo de momentos: según AASHTO-LRFD sección 3.6.1.1.2 se deben calcular los momentos para un solo carril cargado y para dos carriles cargados y proceder a diseñar con el más crítico.

- Para un carril cargado:

$$M(-) = 1[12,5 * (0,3675) + 12,5(-0,0576)] * 1,2 = -4,6485 \text{ ton} - \text{m}$$

- Para dos carriles cargados:

$$M(-) = 1[12,5 * (0,3675) + 12,5(-0,0576) + 12,5 (0,0058) + 12,5(-0,0032)] * 1.$$

$$= -3,90625 \text{ ton} - \text{m}$$

El momento más crítico es cuando está cargado un solo carril del tablero del puente.

- Ancho de faja equivalente: de acuerdo con AASHTO-LRFD tabla 4.6.2.1.3-1 el ancho de faja equivalente en milímetros para momentos positivos es:

$$M(+) = 660 + 0,55(S)$$

$$M(+) = 660 + 0,55(1\ 800) = 1\ 650 \text{ mm}$$

El ancho de faja equivalente es de 1,65 metros.

El momento positivo de la sobrecarga vehicular con respecto del punto P, incluido el efecto de carga dinámica y el ancho de franja equivalente es:

$$M_B(-) = \frac{4\ 648,5}{1,65} * 1,33 = -3,74697 \text{ Ton} - \text{m}$$

Una vez obtenidos los momentos producidos por todas las cargas se procede a calcular el momento negativo último:

Momento último (+):

$$M_U(+) = 1,75 * (3\ 746,97) + 599,21 = 7\ 156,41 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo del refuerzo:

Refuerzo acero para momento negativo (perpendicular al tránsito):

$$M_U(-) = -6\,977,54 \text{ kg} - \text{m}$$

- El área de acero requerido se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825 (f'c)}} \right] \left(\frac{0,85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[(167 * 15) - \sqrt{(167 * 15)^2 - \frac{6\,977,54 * 167}{0,003825 (281)}} \right] \left(\frac{0,85 * 281}{4\,200} \right) = 12,89 \text{ cm}^2$$

Chequeo del área de acero calculada: según AASHTO-LRFD sección 9.7.2.5 el acero mínimo será de 0,570 milímetros cuadrados por milímetros de acero para cada capa inferior. La separación del acero deberá ser menor o igual a 450 milímetros.

- Cálculo acero mínimo:

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 0,570 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\,670 \text{ mm} = 951,9 \text{ mm}^2 = 9,52 \text{ cm}^2$$

- Calculo acero máximo:

$$A_{S_{\text{máx.}}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

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

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{6\ 090 * 281}{4200 * (6\ 090 + 4200)} \right) = 0,029$$

$$A_{s_{m\acute{a}x.}} = 0,5 * 0,029 * 15 * 167 = 36,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{m\acute{i}n}} < A_s < A_{s_{m\acute{a}x}} \text{ entonces usar } A_s = 12,89 \text{ cm}^2$$

- Separación del refuerzo

Datos:

Área de acero: 12,89 cm²

Núm. de varilla a usar: 5/8"

Tramo: 1,67m

$$s = \frac{1,975 * 167}{12,89} = 25,58 \text{ cm}$$

Para el acero por distribución se deberán colocar en el sentido paralelo al tránsito varillas núm. 5 G.60 @ 0,25 m.

- Refuerzo acero para momento positivo (perpendicular al tránsito):

$$M_U(+)= 7\ 156,41 \text{ kg} - \text{m}$$

- El área de acero requerido se calcula con la siguiente fórmula:

$$As = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{0,003825 (f'c)}} \right] \left(\frac{0,85 * f'c}{fy} \right)$$

$$As = \left[(165 * 15) - \sqrt{(165 * 15)^2 - \frac{7\,156,41 * 165}{0,003825 (281)}} \right] \left(\frac{0,85 * 281}{4\,200} \right) = 13,24 \text{ cm}^2$$

Chequeo del área de acero calculada: según AASHTO-LRFD sección 9.7.2.5 el acero mínimo será de 0,380 milímetros cuadrados por milímetros de acero para cada capa superior. La separación del acero deberá ser menor o igual a 450 milímetros.

- Cálculo del acero mínimo:

$$As_{\text{Mín}} = 0,380 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\,650 \text{ mm} = 627 \text{ mm}^2 = 6,27 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero máximo:

$$As_{\text{máx.}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{6\,090 * 281}{4200 * (6\,090 + 4200)} \right) = 0,029$$

$$As_{\text{máx.}} = 0,5 * 0,029 * 15 * 165 = 35,89 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} < As < As_{\text{máx}} \text{ entonces usar } As = 13,24 \text{ cm}^2$$

- Separación del refuerzo

Datos:

Área de acero: 13,24 cm²

Núm. de varilla a usar: 5/8"

Tramo: 1,65m

$$s = \frac{1,975 * 165}{13,24} = 24,61 \text{ cm}$$

Para el acero por distribución se deberán colocar en el sentido perpendicular al tránsito, varillas núm. 5 G.60 @ 0,24 m.

- Refuerzo por temperatura (paralelo al tránsito):

De acuerdo con AASHTO-LRFD sección 5.10.8.2.1 se debe calcular de con la siguiente fórmula:

$$A_{S_{Temp.}} = 0,0018 * A_g$$

Entonces:

$$A_{S_{Temp.}} = 0,0018 * 15 * 167 = 6,01 \text{ cm}^2$$

El acero por temperatura se debe colocar, por no contar con ningún tipo de refuerzo, en la parte superior de la losa en sentido paralelo al tránsito y así cumplir con la sección 9.7.2.5 de AASHTO-LRFD.

- Separación del refuerzo

Datos:

Área de acero: 6,01 cm²

Núm. de varilla a usar: 3/8"

Tramo: 1,67 m

$$s = \frac{0,71 * 167}{6,01} = 19,76 \text{ cm}$$

Para el acero por distribución se deberán colocar en el sentido paralelo al tránsito, varillas núm 3 G.60 @ 0,19 m.

- Refuerzo de distribución (paralelo al tránsito): según AASHTO-LRFD sección 9.7.3.2 en la parte inferior de la losa se debe colocar una armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo.

$$\% = 3840 / \sqrt{S}$$

Entonces:

$$\% = 3840 / \sqrt{1800} = 90,51 \%$$

El porcentaje del acero positivo no puede excederse de un 67 % por lo que el acero por distribución será de:

$$0,67 * 13,24 = 8,87 \text{ cm}^2$$

- Separación del refuerzo

Datos:

Área de acero: $8,87 \text{ cm}^2$

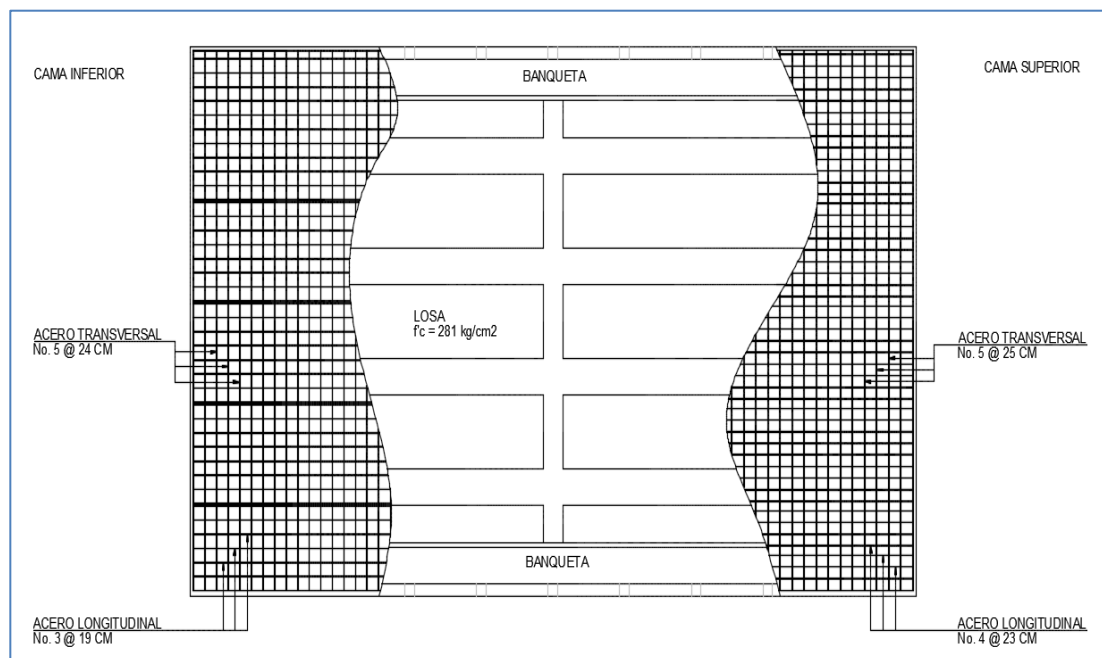
Núm. de varilla a usar: $\frac{1}{2}$ "

Tramo: 1,65 m

$$s = \frac{1,27 * 165}{8,87} = 2,623 \text{ cm}$$

Para el acero por distribución se deberán colocar en el sentido paralelo al tránsito, varillas núm. 4 G.60 @ 0,23 m.

Figura 21. Armado de la losa



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

3.5.4. Diseño de viga interior

Se puede considerar a la viga como el elemento más importante de la superestructura, ya que son estas las que soportan todas las cargas y le dan estabilidad a esta. Asimismo estas transmiten cargas externas transversales, tanto vivas como muertas, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en toda su longitud.

Este puente consta de dos vigas exteriores y dos vigas interiores, las cuales fueron colocadas a una separación de 1,8 metros entre sus ejes.

- Cálculo de peralte de la viga:

De acuerdo con tabla 2.5.2.6.3.-1 AASHTO-LRFD se utiliza la siguiente fórmula:

$$H = 0,070L$$

Donde:

H = peralte de la viga

L = longitud de la viga

$$H = 0,070(15) = 1,05 \text{ m}$$

Se determina usar un peralte de viga de 1,1 m

La base de la viga se calculó con la siguiente fórmula, con una relación de 2 a 1 con el peralte de la viga.

$$B = 0,5 * H = 0,5 * 1,1 = 0,55 \text{ m}$$

Se determina usar una base de 0,6 m. Se recomienda que la separación de las vigas esté en el siguiente rango:

$$1,2 \leq S \leq 2,4$$

Donde:

S = separación de las vigas

Para este puente se eligió una separación de las vigas de 1,8 m

- Cargas de diseño

Cargas muertas (D_C)

$$W_{\text{Losa}} = 0,20 * 1,80 * 2\,400 = 864 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Diafragmas}} =$$

$$W_{\text{Interno}} = 0,85 * 0,4 * 2\,400 * 1,8 = 1\,468,8 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Externo}} = 0,55 * 0,3 * 1,8 * 2\,400 = 712,8 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Vigas}} = 0,60 * 1,1 * 2\,400 = 1\,584 \text{ kg/m}$$

Cargas muertas (D_W)

$$W_{\text{Carpeta de rodadura}} = 0,072 * 1,8 * 2\,400 = 311,04 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas (P_L)

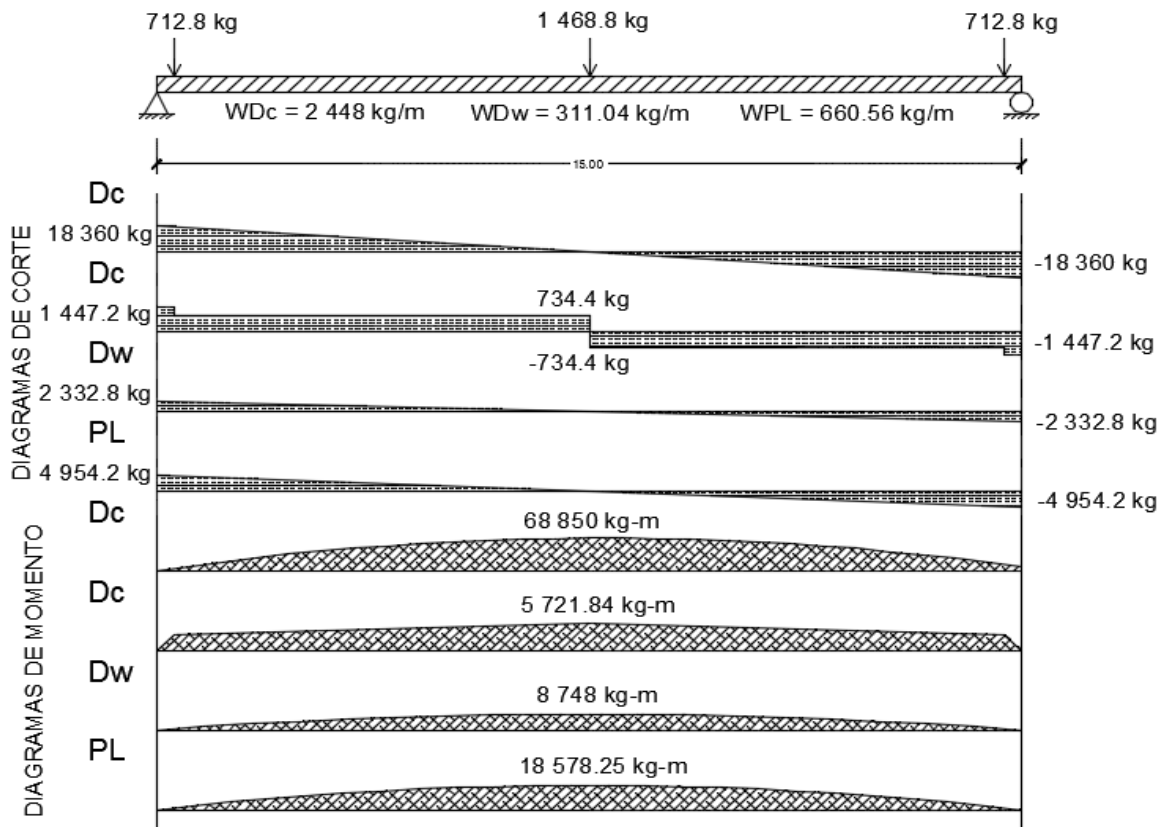
$$W_{\text{Peatonal}} = 366,98 \text{ kg/m}^2 * 1,8 \text{ m} = 660 \text{ 56 kg/m}$$

Cargas vivas (L_L)

La sobre carga vehicular corresponde a un vehículo de diseño T3-S3.

- Cálculo de momentos

Figura 22. Diagramas de corte y de momento



Fuente: elaboración propia, programa AutoCAD 2012.

Para calcular el corte de las cargas distribuidas se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$V(+) = \frac{W * L}{2}$$

$$V(-) = -\frac{W * L}{2}$$

Donde:

W = carga distribuida

L = longitud del tramo

V = corte

Encontrando los cortes:

$$V(D_C) = \frac{2\,448 * 15}{2} = 18\,360 \text{ kg}$$

$$V(D_W) = \frac{311,04 * 15}{2} = 2\,332,8 \text{ kg}$$

$$V(P_L) = \frac{660,56 * 15}{2} = 4\,954,2 \text{ kg}$$

Los cortes negativos se encontraron de la misma forma, únicamente agregando el signo negativo.

Para determinar el corte de las cargas puntuales se sumaron las tres cargas generadas por los diafragmas dividiendo entre dos el total, obteniendo el corte máximo que se da en los bordes de la viga.

$$V(D_{C_{\text{Diafragmas}}}) = \frac{712,8 + 712,8 + 1\,468,8}{2} = 1\,447,2 \text{ kg}$$

Para encontrar los momentos máximos generados por las cargas distribuidas que se muestran en la figura 22 se usó la siguiente fórmula:

$$M_{\text{Máx}} = \frac{WL^2}{8}$$

Encontrando los momentos máximos:

$$M_{\text{Máx}}(D_C) = \frac{(2\,448)(15)^2}{8} = 68\,850 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{Máx}}(D_W) = \frac{(311,04)(15)^2}{8} = 8\,748 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{Máx}}(P_L) = \frac{(660,56)(15)^2}{8} = 18\,578,25 \text{ kg} - \text{m}$$

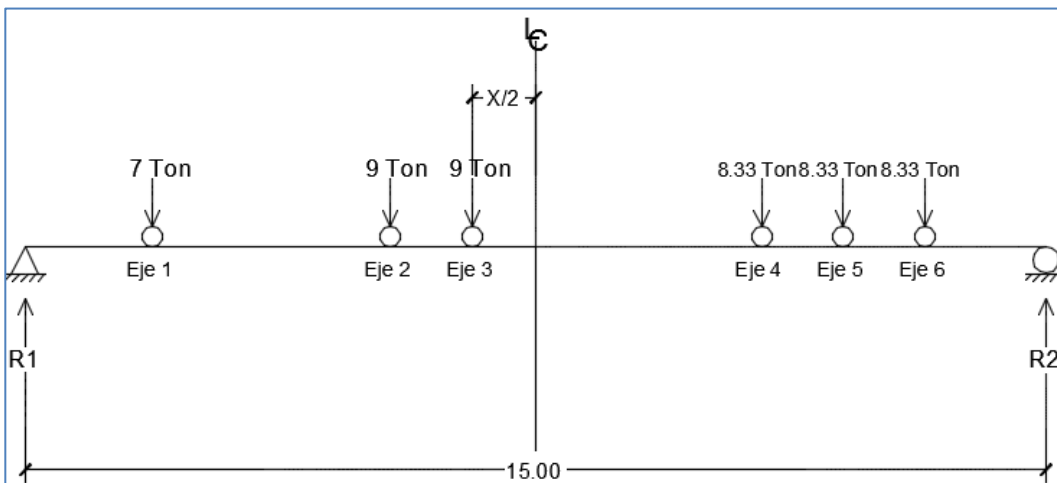
Para determinar el momento máximo creado por las cargas puntuales se utilizó el método de áreas:

$$M_{\text{Máx}}(D_C) = 1447,2 * 0,3 + 734,4 * 7,2 = 5\,721,84 \text{ kg} - \text{m}$$

Para determinar el momento provocado por la sobrecarga viva se utilizó el método de líneas de influencia.

Este método consiste en encontrar el centro de gravedad del vehículo de diseño, con esto se determina en qué punto el camión provoca el momento máximo sobre la viga.

Figura 23. **Diagrama de cuerpo libre de la sobrecarga viva**



Fuente: elaboración propia, programa AutoCAD 2012.

Para encontrar el valor de la variable X es necesario encontrar el momento generado por la carga viva. En este caso se encontrará el momento respecto al Eje 6 de la sobrecarga viva y así encontrar el centro de gravedad del camión.

$$\sum M_{Eje\ 6} = 0$$

$$\sum M_{Eje\ 6} = 7(11,35) + 9(7,85) + 9(6,65) + 8,33(2,4) + 8,33(1,2) = 50Z$$

$$Z = \frac{239,54}{50} = 4,79$$

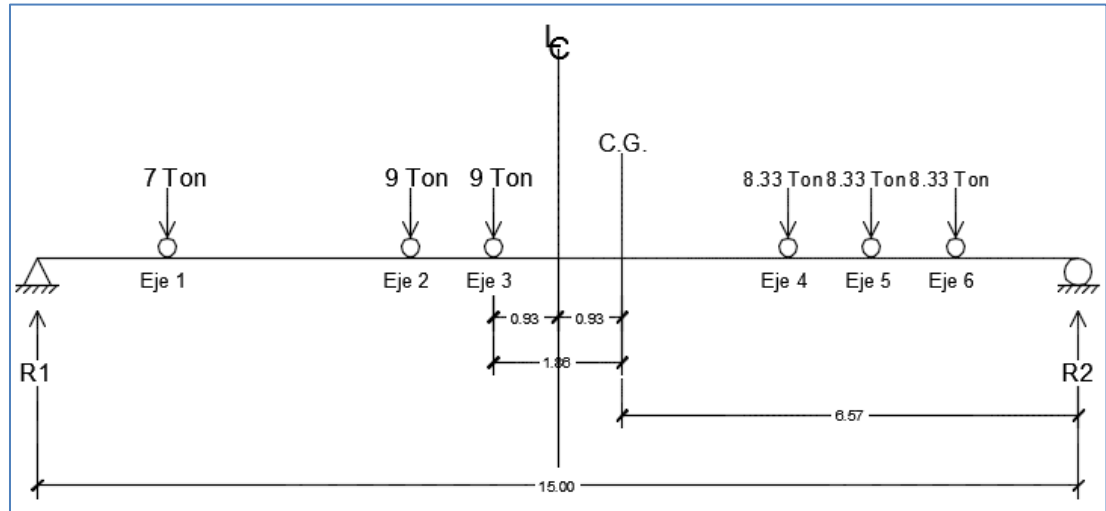
Entonces, para determinar $X/2$ se debe encontrar la diferencia que existe del centro de gravedad "Z" al eje 6, punto de referencia para encontrar el centro de gravedad del camión, y la distancia entre el eje 6 y el eje más próximo a la línea central de la viga que en este caso es el eje 3. Por lo tanto:

$$X = \text{Eje 3} - Z$$

$$X = 6,65 - 4,79 = 1,86 \text{ m}$$

$$\frac{X}{2} = \frac{1,86}{2} = 0,93 \text{ m}$$

Figura 24. Centro de gravedad de la sobrecarga viva



Fuente: elaboración propia, programa AutoCAD 2012.

Una vez se ha determinado la posición en la que la sobrecarga viva ocasiona el momento máximo sobre la viga, se procedió a calcular la reacciones en los extremos de la viga de la siguiente forma:

$$\sum M_{R2} = 0$$

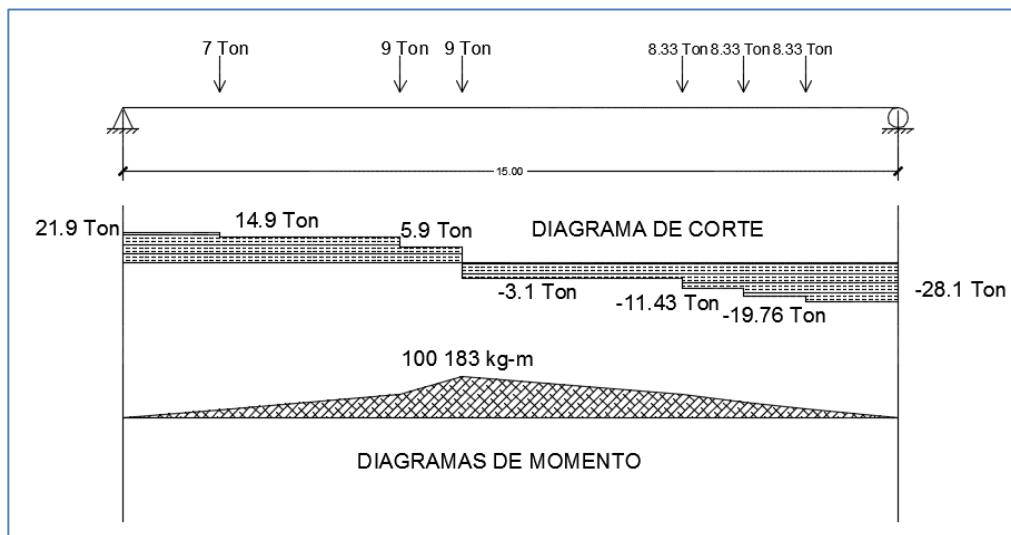
$$R_1(15) - 50(6,57) = 0$$

$$R_1 = 21,9 \text{ ton}$$

$$R_2 = 50 - R_1 = 50 - 21,9 = 28,1 \text{ ton}$$

Para determinar el momento máximo se utilizó el método de áreas para los cortes generados por la sobrecarga viva como se muestra en la figura 25.

Figura 25. **Diagramas de corte y momento de la sobrecarga viva**



Fuente: elaboración propia, programa AutoCAD 2012.

$$M_{M\acute{a}x}(L_L) = 21,9 * 1,87 + 14,9 * 3,5 + 5,9 * 1,2 = 100\ 183 \text{ kg} - \text{m}$$

Se considera una carga de impacto según AASHTO-LRFD de un 33 %.

$$M_{M\acute{a}x}(L_L + I_M) = 1,33 * 100\ 183 = 133\ 243,39\ \text{Kg} - \text{m}$$

Resumen de momentos:

$$M_{M\acute{a}x}(D_C) = 68\ 850 + 5\ 721,84 = 74\ 571,84\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(D_W) = 8\ 748\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(P_L) = 18\ 578,25\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(L_L + I_M) = 133\ 243,39\ \text{Kg} - \text{m}$$

Cálculo de momento último:

$$M_u = 1[1,25(74\ 571,84) + 1,5(8\ 748) + 1,75(18\ 578,25 + 133\ 243,39)]$$

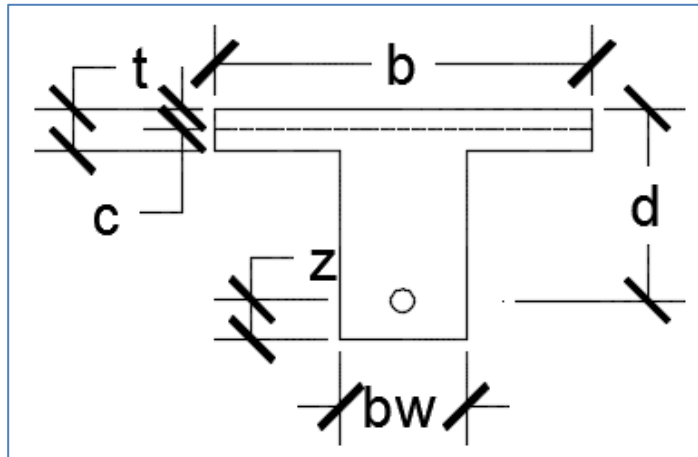
$$M_u = 372\ 024,67\ \text{kg} - \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo:

Previo a calcular el acero requerido por la viga hay que verificar si la viga se debe diseñar como viga T o como viga rectangular.

En la figura 25 se determina lo siguiente:

Figura 26. Verificación de diseño de viga



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Suponiendo que $c = t$.

$d = 105 \text{ cm}$

Se obtiene:

$$a = 0,85 c$$

$$a = 0,85 * 20 = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{0,9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{37\,202\,467}{0,9 * 4\,200 * \left(105 - \frac{17}{2} \right)} = 101,99$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0,00539$$

$$\rho = \frac{101,99}{180 * 105} = 0,00539$$

$$c = 1,18 \frac{\rho * f_y * d}{0,85 * f'c}$$

$$c = 1,18 * \frac{0,00539 * 4 200 * 105}{0,85 * 281} = 11,74 < 20 \text{ cm}$$

Con esto se verifica que la viga debe ser diseñada como una viga rectangular.

- Cálculo de acero requerido:

Para determinar la cantidad de acero que requiere la viga se utilizó la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825 (f'c)}} \right] \left(\frac{0,85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[(60 * 105) - \sqrt{(60 * 105)^2 - \frac{372 024,67 * 60}{0,003825 (281)}} \right] \left(\frac{0,85 * 281}{4 200} \right) = 110,89 \text{ cm}^2$$

En este caso, fue el cálculo de acero para el momento máximo crítico, a continuación se presenta una tabla en la que se tiene la distribución del acero requerido por tramo en la viga.

Tabla VI. Área de acero determinado según momentos máximos I

Distancia (m)	Momento (Kg-m)	As. Req. (cm ²)	Varilla núm. 7	Varilla núm. 8	Varilla núm. 9	Varilla n{úm. 10	AS Total (cm ²)
0	48 612,155	12,4648			2	2	28,6606
1	84 935,33	22,0801			2	2	28,6606
2	154 787,5	41,3899		2	2	3	46,7121
3	162 802,8	43,6814		2	2	3	46,7121
4	276 141,16	78,0833		2	4	6	83,29
5	325 786,53	94,562	1	4	4	6	97,3037
6	357 552,4	105,669	3	4	4	7	112,98
6,57	36 9146	109,847	3	4	4	7	112,98
7	367 877,8	109,386	3	4	4	7	112,98
7.5	365 314,49	108,458	3	4	4	7	112,98
8	360 662,55	106,783	2	4	4	7	109,1
9	347 846,76	102,224	1	4	4	7	105,221
10	330 348,43	96,1281		4	4	7	101,341
11	304 677,7	87,4328		4	4	6	93,4242
12	258 426,22	72,4331			4	6	73,1559
13	188 491,88	51,141			4	4	57,3213
14	98 346,385	25,7004			3	1	27,1564
15	51 921,86	13,3298			3	1	27,1564

Fuente: elaboración propia.

- Acero máximo: según AASHTO sección 5.7.3.3.2 una sección de viga no sobrerreforzada cumple con:

$$c/d_e < 0,42$$

Donde:

$$c = a/\beta_i$$

$$d_e = \text{altura efectiva (cm)}$$

Para calcular c se debe aplicar la siguiente fórmula, para encontrar a:

$$a = \frac{A_{S_{Req.}} * f_y}{0,85 * f'_c * B}$$

$$a = \frac{110,89 * 4\ 200}{0,85 * 281 * 180} = 10,83$$

Se asume un 0,85 para β_i

$$c/d = \frac{10,83/0,85}{105} = 0,12 < 0,42$$

Con esto se verifica que el acero requerido no sobre pasa el acero máximo.

- Acero mínimo:

$$A_{S_{Mín}} = 14,1 * \frac{60 * 105}{4\ 200} = 21,15 \text{ cm}^2$$

Una vez obtenido el valor del acero mínimo se puede concluir que la cuantía de acero requerido se puede utilizar, ya que cumple con el parámetro de:

$$A_{S_{Mín}} \leq A_{S_{Req}} \leq A_{S_{Máx.}}$$

- Acero a compresión

Para el acero a compresión se debe utilizar el 33 % del acero requerido o del acero mínimo. El mayor de ambos.

En este caso, el mayor es el 33 % del acero requerido, por lo que se procede a calcular:

$$A_{S_{\text{Compresión}}} = 0,33 * 110,89 = 36,59 \text{ cm}^2$$

Usar 6 varillas núm. 9 G.60

- Acero adicional

Según el ACI – 318 – 08, no se deben dejar espacios mayores a 0,30 metros entre las varillas del acero, por lo que se debe agregar un refuerzo adicional en la zona intermedia de la viga y se calcula con la fórmula de acero por temperatura:

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 0,0018 * A_g$$

Donde:

A_g = área grande

Entonces:

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 0,0018 * (60 * 105) = 11,34 \text{ cm}^2$$

El acero por temperatura se debe colocar de forma separada, es decir, se colocará de un lado la mitad, $5,67 \text{ cm}^2$ y del otro lado el resto.

Usar 1 varilla núm. 9 G. 60.

- Cálculo de corte máximo:

Los cortes máximos generados por las cargas fijas o muertas y por la carga peatonal ya fueron encontrados previamente por lo que a continuación se hará un resumen de los mismos.

Resumen de cortes máximos por cargas muertas y carga peatonal:

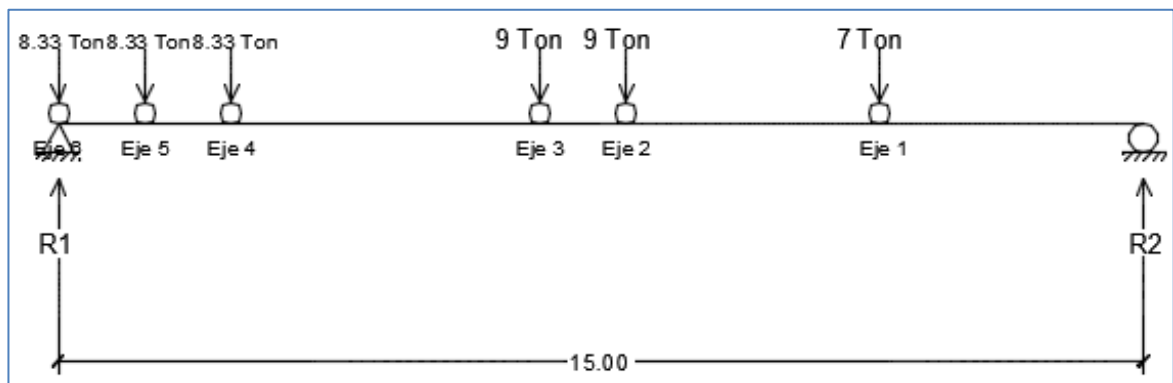
$$V(D_C) = 18\,360 + 1\,447,2 = 19\,807,2 \text{ kg}$$

$$V(D_W) = 2\,332,8 \text{ kg}$$

$$V(P_L) = 4\,954,2 \text{ kg}$$

El corte máximo por sobrecarga viva se determinó por medio del siguiente diagrama de cuerpo libre.

Figura 27. **Diagrama de cuerpo libre de sobrecarga vehicular**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Para establecer el corte máximo se tuvo que realizar una sumatoria de momentos sobre R2, para así determinar el valor de la reacción R1.

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$15(R_1) - 8,33(13,8) - 8,33(12,6) - 9(8,35) - 9(7,15) - 7(3,65) = 0$$

$$R_1 = 25,66 \text{ ton}$$

Cálculo de corte último:

$$C_U = 1[1,25(19\ 807,2) + 1,5(2\ 332,8) + 1,75(4\ 954,2 + 34\ 130)] = 96\ 655,55 \text{ kg}$$

- Confinamiento de la viga

Para determinar qué distancia se debe confinar la viga, primero es necesario conocer cuál es el corte que resiste el concreto, y se puede realizar con la siguiente fórmula:

$$V_C = 0,53 * b * d * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_C = corte que resiste el concreto

b = base de la viga

d = peralte efectivo de la viga

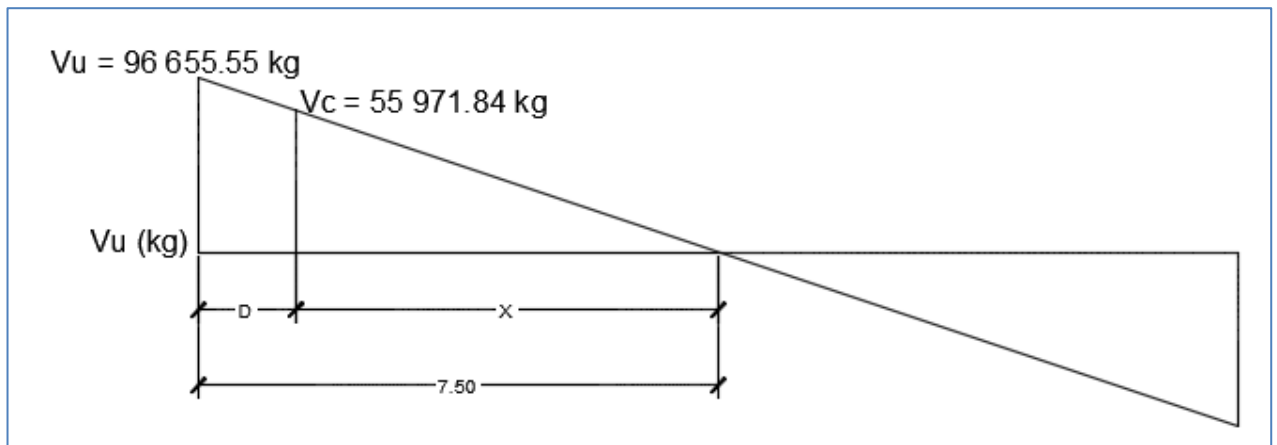
f'_c = resistencia a compresión del concreto

Entonces:

$$V_C = 0,53 * 60 * 105 * \sqrt{281} = 55\,971,84 \text{ kg}$$

- Distancia que resiste a corte el concreto:

Figura 28. **Distancia que resiste el concreto sometido a corte**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

$$X = \frac{V_C(L/2)}{V_U}$$

Donde:

X = distancia que resiste a corte el concreto

V_C = corte que resiste el concreto

L = longitud de la viga

V_U = corte último de la viga

Entonces:

$$X = \frac{55\,971,84(7,5)}{96\,655,55} = 4,34 \text{ m}$$

- Distancia a confinar:

$$D = L/2 - X$$

Donde:

D = distancia a confinar

X = distancia que resiste a corte el concreto

L = longitud de la viga

Entonces:

$$D = 15/2 - 4,34 = 3,16 \text{ m}$$

Separación del confinamiento:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde:

S = separación del confinamiento

A_v = dos veces el área de la varilla

d = peralte efectivo de la viga

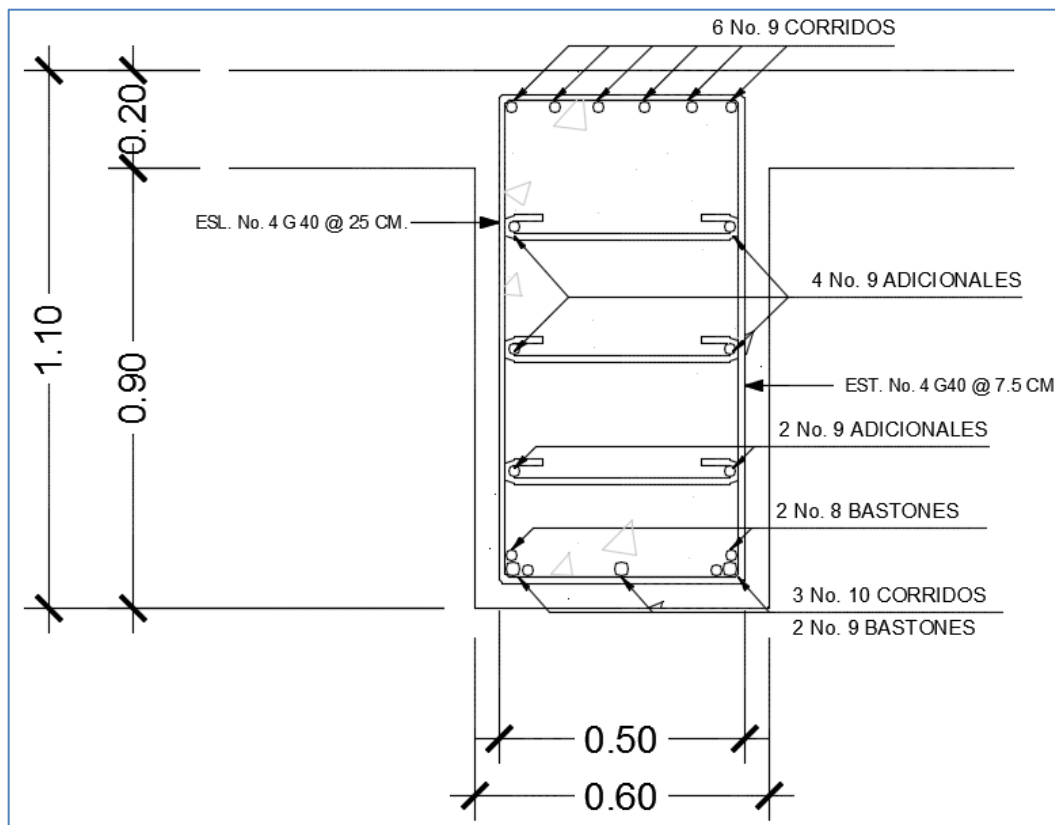
f_y = resistencia del acero

Entonces:

$$S = \frac{2\,534 * 2\,810 * 105}{96\,655,55} = 7,73 \text{ cm}$$

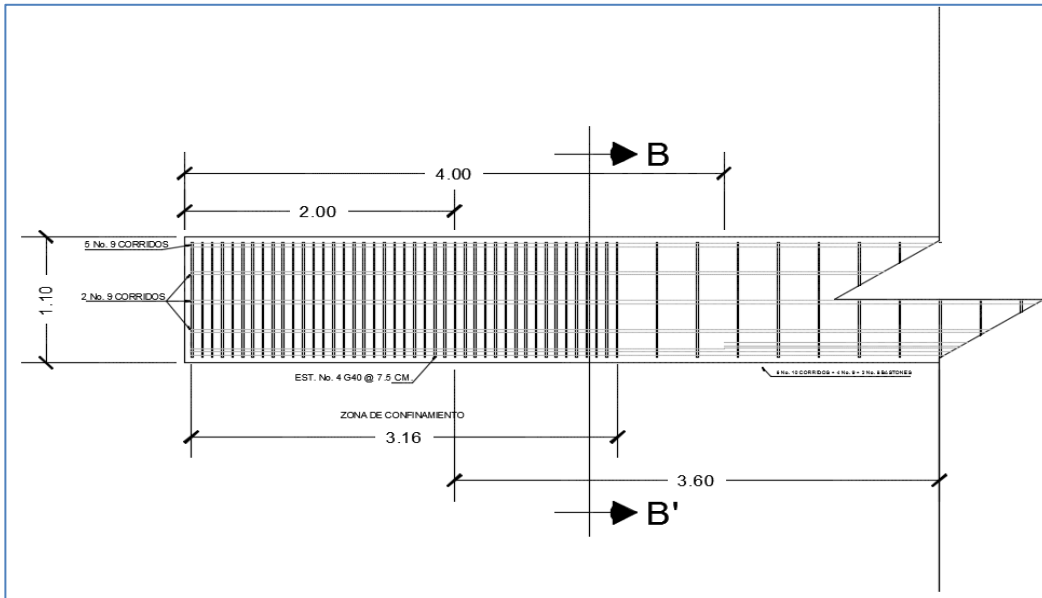
La distancia a confinar para la viga interior es de 3,16 m con varillas núm. 4 G.40 con una separación de 0,075 metros. Colocando el primer estribo a 0,05 m de la cara exterior de la viga. El resto del confinamiento de la viga será con estribos núm. 4 G.40 a una separación de 0,30 metros.

Figura 29. **Sección B-B': armado de viga interior**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Figura 30. **Sección longitudinal de la viga**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

3.5.5. **Diseño de viga exterior**

- Cálculo de peralte de la viga:

El dimensionamiento de la viga principal exterior es igual que el de la principal interior, por lo que las dimensiones son las mismas.

Se determina usar un peralte de viga de 1,1 m y una base de 0,6 m.

- Cargas de diseño:

Cargas muertas (D_C)

$$W_{\text{Losas}} = 0,20 * 2,68 * 2\,400 = 1\,284 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Barandas}} =$$

$$W_{\text{Rieles}} = 0,15 * 0,2 * 2\,400 * 3 = 216 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Postes}} = 0,2 * 0,2 * 1,1 * 11 * 2\,400 = 1\,161,6 \frac{\text{kg}}{15} \text{ m} = 77,44 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Diafragmas}} =$$

$$W_{\text{Interno}} = 0,85 * 0,4 * 2\,400 * 1,2 = 979,2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Externo}} = 0,55 * 0,3 * 1,2 * 2\,400 = 475,2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Vigas}} = 0,60 * 1,1 * 2\,400 = 1\,584 \text{ kg/m}$$

Cargas muertas (D_W)

$$W_{\text{Carpeta de rodadura}} = 0,072 * 1,8 * 2\,400 = 311,04 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas (P_L)

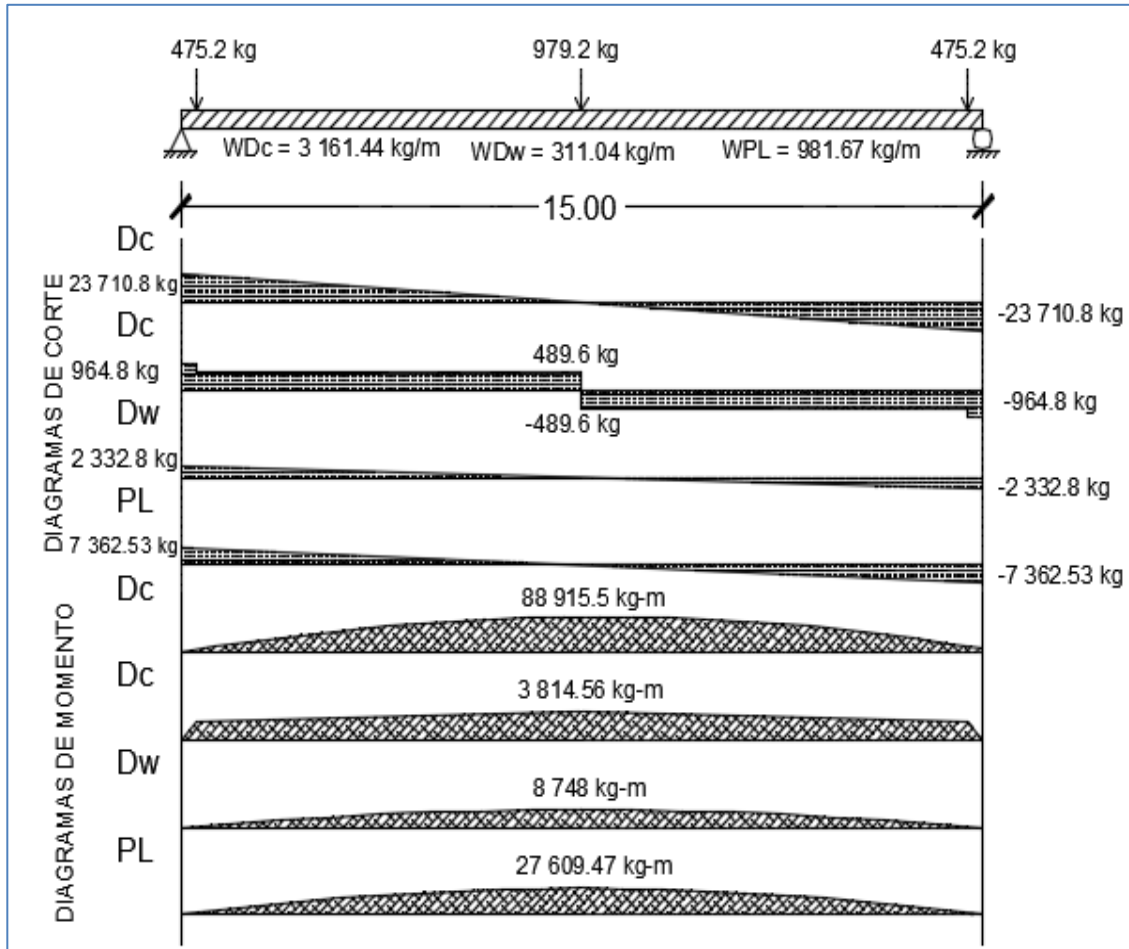
$$W_{\text{Peatonal}} = 366,98 \text{ kg/m}^2 * 2,68 \text{ m} = 981,67 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas (L_L)

La sobrecarga vehicular corresponde al vehículo de diseño: T3-S3.

- Cálculo de momentos

Figura 31. Diagramas de corte y de momento



Fuente: elaboración propia, empleando programa de AutoCAD 2012.

Para calcular el corte de las cargas distribuidas se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$V(+)=\frac{W * L}{2}$$

$$V(-)= -\frac{W * L}{2}$$

Donde:

W = carga distribuida

L = longitud del tramo

V = corte

Encontrando los cortes:

$$V(D_C) = \frac{3\,161,44 * 15}{2} = 23\,710,8 \text{ kg}$$

$$V(D_W) = \frac{311,04 * 15}{2} = 2\,332,8 \text{ kg}$$

$$V(P_L) = \frac{981,67 * 15}{2} = 7\,362,53 \text{ kg}$$

Los cortes negativos se encontraron de la misma forma, únicamente agregando el signo negativo.

Para determinar el corte de las cargas puntuales se sumaron las tres cargas generadas por los diafragmas, dividiendo entre dos el total, obteniendo el corte máximo que se da en los bordes de la viga.

$$V(D_{C\text{Diafragmas}}) = \frac{475,2 + 475,2 + 979,2}{2} = 964,8 \text{ kg}$$

Para encontrar los momentos máximos generados por las cargas distribuidas que se muestran en la figura 22 se usó la siguiente fórmula:

$$M_{M\acute{a}x} = \frac{WL^2}{8}$$

Encontrando los momentos máximos:

$$M_{M\acute{a}x}(D_C) = \frac{(3\,161,44)(15)^2}{8} = 88\,915,5 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(D_W) = \frac{(311,04)(15)^2}{8} = 8\,748 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(P_L) = \frac{(981,67)(15)^2}{8} = 23\,609,47 \text{ kg} - \text{m}$$

Para determinar el momento máximo creado por las cargas puntuales se utilizó el método de áreas:

$$M_{M\acute{a}x}(D_C) = 964,8 * 0,3 + 489,6 * 7,2 = 3\,814,56 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento máximo producido por la sobre carga viva es el mismo que se encontró previamente en la sección de diseño de viga interna.

$$M_{M\acute{a}x}(L_L + I_M) = 1,33 * 100\,183 = 133\,243,39 \text{ Kg} - \text{m}$$

Resumen de momentos:

$$M_{M\acute{a}x}(D_C) = 88\,915,5 + 3\,814,56 = 92\,730,06 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(D_W) = 8\,748 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(P_L) = 27\,609,47 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{M\acute{a}x}(L_L + I_M) = 133\,243,39 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo de momento último:

$$M_u = 1[1,25(92\,730,06) + 1,5(8\,748) + 1,75(27\,609,47 + 133\,243,39)]$$

$$M_u = 410\,527,08 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo:

Previo a calcular el acero requerido por la viga se debe verificar si la viga se debe de diseñar como viga T o como viga rectangular.

Con base en la figura 26 se determina lo siguiente:

Suponiendo que $c = t$.

$$d = 105 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$a = 0,85 c$$

$$a = 0,85 * 20 = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{410\,527,08}{0,9 * 4\,200 * \left(105 - \frac{17}{2}\right)} = 111,39$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0,00539$$

$$\rho = \frac{111,39}{180 * 105} = 0,00589$$

$$c = 1,18 \frac{\rho * f_y * d}{0,85 * f'_c}$$

$$c = 1,18 * \frac{0,00589 * 4\ 200 * 105}{0,85 * 281} = 12,83 < 20 \text{ cm}$$

Con esto se verifica que la viga debe ser diseñada como una viga rectangular.

- Cálculo de acero requerido:

Para determinar la cantidad de acero que requiere la viga se utilizó la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825 (f'_c)}} \right] \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[(60 * 105) - \sqrt{(60 * 105)^2 - \frac{410\ 527,08 * 60}{0,003825 (281)}} \right] \left(\frac{0,85 * 281}{4\ 200} \right) = 125,37 \text{ cm}^2$$

En este caso, fue el cálculo de acero para el momento máximo crítico, a continuación se presenta una tabla en la que se tiene la distribución del acero requerido por tramo en la viga.

Tabla VII. **Área de acero determinado según momentos máximos II**

Distancia (m)	Momento (Kg-m)	As. Req. (cm ²)	Varilla núm. 7	Varilla núm. 8	Varilla núm. 9	Varilla núm. 10	AS Total (cm ²)
0	58 607,46	15,08			2	2	28,661
1	94 716,44	24,72			2	2	28,661
2	171 973,14	46,32			3	4	50,908
3	181 000,37	48,95			3	4	50,908
4	306 810,43	88,14		2	4	7	91,207
5	360 511,03	106,73		4	5	7	107,75
6	378 825,01	113,39		5	6	8	127,15
6.57	407 304,34	124,12		5	6	8	127,15
7	406 351,55	123,76		5	6	8	127,15
7.5	403 816,96	122,78		5	6	8	127,15
8	399 136,31	120,99	1	5	5	8	124,62
9	385 172,78	115,74	1	5	5	7	116,7
10	365 072,98	108,37	1	4	5	7	111,63
11	335 347,03	97,86		4	4	7	101,34
12	283 586,59	80,49		2	4	6	83,29
13	206 689,54	56,54		2	3	4	61,042
14	108 127,61	28,37			2	2	28,661
15	61 917,28	15,96			2	2	28,661

Fuente: elaboración propia.

- Acero máximo:

Según AASHTO sección 5.7.3.3.2 una sección de viga no sobrerreforzada cumple con:

$$c/d_e < 0,42$$

Donde:

$$c = a/\beta_i$$

d_e = altura efectiva (cm)

Para calcular c se debe aplicar la siguiente fórmula, para encontrar a:

$$a = \frac{A_{S_{Req.}} * f_y}{0,85 * f'_c * B}$$

$$a = \frac{125,37 * 4 200}{0,85 * 281 * 180} = 12,25$$

Se asume un 0,85 para β_i

Entonces:

$$\frac{12,25/0,85}{105} = 0,13 < 0,42$$

Con esto se verifica que el acero requerido no sobrepasa el acero máximo.

○ Acero mínimo:

$$A_{S_{Min}} = 14,1 * \frac{60 * 105}{4 200} = 21,15 \text{ cm}^2$$

Una vez obtenido el valor del acero mínimo se puede concluir que la cuantía de acero requerido se puede utilizar, ya que cumple con el parámetro de:

$$A_{S_{\text{Mín}}} \leq A_{S_{\text{Req}}} \leq A_{S_{\text{Máx}}}$$

- Acero a compresión

Para el acero a compresión se debe utilizar el 33 % del acero requerido o del acero mínimo. El mayor de ambos.

En este caso el mayor es el 33 % del acero requerido, por lo que se procede a calcular:

$$A_{S_{\text{Compresión}}} = 0,33 * 125,37 = 41,37 \text{ cm}^2$$

Usar 4 varillas núm. 9 G. 60 y 1 varilla núm. 8 G.60.

- Acero adicional

Según el ACI – 318 – 08 no se deben dejar espacios mayores a 0,30 metros entre las varillas del acero, por lo que se debe agregar un refuerzo adicional en la zona intermedia de la viga y se calcula con la fórmula de acero por temperatura:

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 0,0018 * A_g$$

Donde:

A_g = área grande

$$A_{S_{Temp}} = 0,0018 * (60 * 105) = 11,34 \text{ cm}^2$$

El acero por temperatura se debe colocar de forma separada, es decir se colocará de un lado la mitad, $5,67 \text{ cm}^2$ y del otro lado el resto.

Usar 1 varilla núm. 9 G.60.

- Cálculo de corte máximo:

Los cortes máximos generados por las cargas fijas o muertas y por la carga peatonal ya fueron encontrados previamente, por lo que solo se a continuación se hará un resumen de los mismos.

Resumen de cortes máximos por cargas muertas y carga peatonal:

$$V(D_C) = 23\,710,8 + 964,8 = 24\,675,6 \text{ kg}$$

$$V(D_W) = 2\,332,8 \text{ kg}$$

$$V(P_L) = 7\,362,53 \text{ kg}$$

El corte máximo por sobrecarga viva es el mismo que se calculó en el diseño de la viga interna.

$$V_{\text{Sobre carga viva}} = 34\,130 \text{ kg}$$

Cálculo de corte último:

$$C_U = 1[1,25(24\,675,6) + 1,5(2\,332,8) + 1,75(7\,362,53 + 34\,130)] = 106\,955,6 \text{ kg}$$

- Confinamiento de la viga

Para determinar qué distancia se debe confinar la viga, primero se debe conocer cuál es el corte que resiste el concreto, y se puede realizar con la siguiente fórmula:

$$V_C = 0,53 * b * d * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_C = corte que resiste el concreto

b = base de la viga

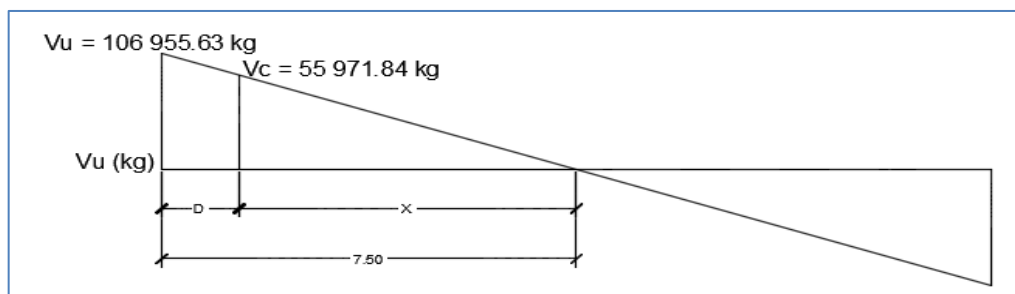
d = peralte efectivo de la viga

f'_c = resistencia a compresión del concreto

$$V_C = 0,53 * 60 * 105 * \sqrt{281} = 55\,971,84 \text{ kg}$$

Distancia que resiste a corte el concreto:

Figura 32. **Distancia que resiste el concreto sometido a corte**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

$$X = \frac{V_C(L/2)}{V_U}$$

Donde:

X = distancia que resiste a corte el concreto

V_C = corte que resiste el concreto

L = longitud de la viga

V_U = corte último de la viga

Entonces:

$$X = \frac{55\,971,84(7,5)}{106\,955,63} = 3,92 \text{ m}$$

Distancia a confinar:

$$D = L/2 - X$$

Donde:

D = distancia a confinar

X = distancia que resiste a corte el concreto

L = longitud de la viga

Entonces:

$$D = 15/2 - 3,92 = 3,58 \text{ m}$$

Separación del confinamiento:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde:

S = separación del confinamiento

A_v = dos veces el área de la varilla

d = peralte efectivo de la viga

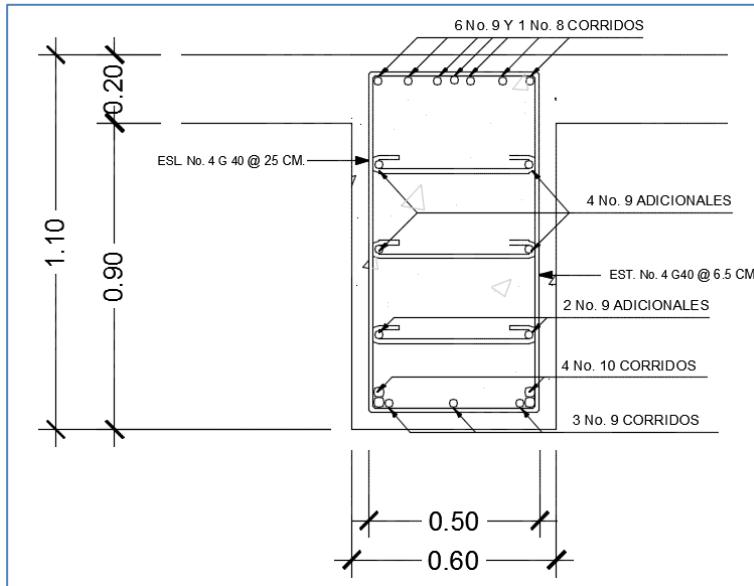
f_y = resistencia del acero

Entonces:

$$S = \frac{2,534 * 2\,810 * 105}{106\,955,63} = 6,99 \text{ cm}$$

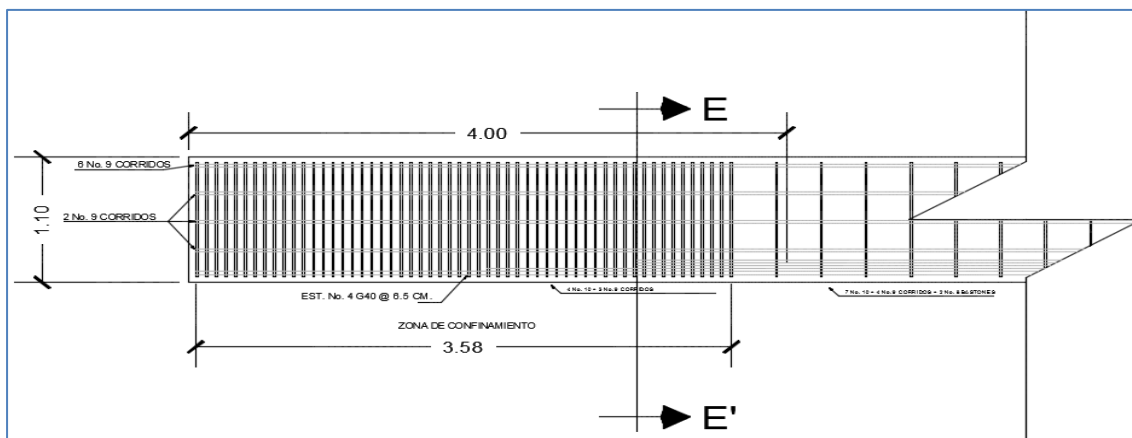
La distancia a confinar para la viga interior es de 3,16 m con varillas núm. 4 G.40 con una separación de 0,065 metros. Colocando el primer estribo a 0,05 m de la cara exterior de la viga. El resto del confinamiento de la viga será con estribos núm. 4 G.40 a una separación de 0,30 metros.

Figura 33. Sección E-E': armado de viga exterior



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Figura 34. Sección longitudinal de la viga



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

3.5.6. Diseño de diafragma

La principal función de los diafragmas es dar rigidez torsional a la sección transversal del puente, ayudar a distribuir las cargas transversales (viento, sismo) y mantener la geometría de la sección. Existen diafragmas externos e internos.

Para el diseño de diafragmas se consideró la sección 5.13.2.2. de las Normas AASHTO-LRFD, como se describe a continuación:

- Si la luz del puente es superior a los 40 pies (12,19 metros) se deben colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de la luz.
- Se colocan diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- El ancho normal y mínimo para diafragmas interiores y exteriores será de 0,30 metros. Por la zona en la cual se encuentra ubicado el puente, se usará recubrimiento de 0,05 metros.
- El peralte del diafragma interior deberá ser $\frac{3}{4}$ del peralte de las vigas principales y no menor que 0,5 metros.
- El peralte del diafragma exterior deberá ser $\frac{1}{2}$ del peralte de las vigas principales y no menor que 0,5 metros.
- Diseño de diafragma interno:

La altura del diafragma debe de ser 3/4 de la viga principal y se determina de la siguiente manera:

$$h = \frac{3}{4} H_{\text{viga}}$$

$$h = \frac{3}{4} * 1,1 = 0,825$$

Se usará un peralte de 0,85 metros y una base de 0,4 metros.

Los diafragmas interiores no soportan cargas, por lo que se diseñarán con el acero mínimo.

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 14,1 * \frac{40 * 80}{2 * 810} = 16,06 \text{ cm}^2$$

Refuerzo adicional:

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 0,0018 * A_g$$

Donde:

A_g = área grande

Entonces:

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 0,0018 * 40 * 85 = 6,12 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a corte:

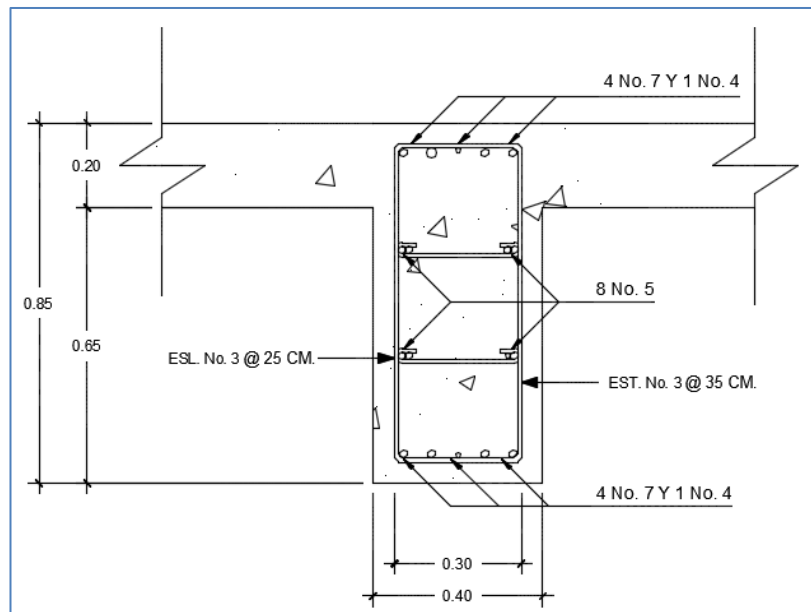
El refuerzo a corte será el mínimo a espaciamiento máximo permitidos.

Espaciamiento máximo:

$$\frac{d}{2} = \frac{0,8}{2} = 0,4 \text{ m}$$

En este caso se determina utilizar una separación de 0,25 m.

Figura 35. **Sección de armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

El diafragma deberá usar 4 núm. 7 G.40 y 1 núm. 4 G.40 en la parte inferior y superior, como refuerzo adicional debe utilizar 2 núm. 5 G.40 de cada

lado y como refuerzo a corte deberá utilizar estribos núm. 3 G.40 @ 0,25 m. Los eslabones también deben de ser núm. 3 G.40.

- Diseño de diafragma externo:

La altura del diafragma debe de ser 1/2 de la viga principal y se determina de la siguiente manera:

$$h = \frac{1}{2} H_{\text{viga}}$$

$$h = \frac{1}{2} * 1,1 = 0,55$$

Se usará un peralte de 0,55 metros y una base de 0,3 metros.

Los diafragmas interiores no soportan cargas, por lo que se diseñarán con el acero mínimo.

$$A_{S_{\text{Mín}}} = 14,1 * \frac{30 * 50}{2810} = 7,53 \text{ cm}^2$$

Refuerzo adicional:

$$A_{S_{\text{Temp}}} = 0,0018 * A_g$$

Donde:

A_g = área grande

Entonces:

$$A_{S_{Temp}} = 0,0018 * 30 * 55 = 2,97 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a corte:

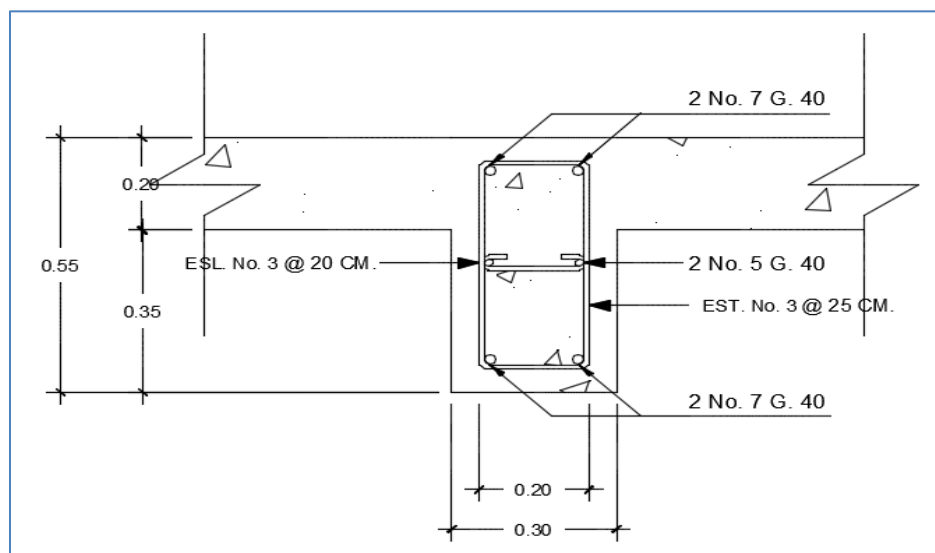
El refuerzo a corte será el mínimo a espaciamiento máximo permitidos.

Espaciamiento máximo:

$$\frac{d}{2} = \frac{0,58}{2} = 0,25 \text{ m}$$

En este caso se determina utilizar una separación de 0,20 m.

Figura 36. **Sección de armado de diafragma externo**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

El diafragma deberá usar 2 núm. 7 G.40 y en la parte inferior y superior, como refuerzo adicional debe utilizar 1 núm. 5 G.40 de cada lado y como refuerzo a corte deberá utilizar estribos núm. 3 G.40 @ 0,2 m. Los eslabones también deben ser núm. 3 G.40.

3.6. Diseño de subestructura

Es el conjunto de elementos que funcionan como uno solo, con la finalidad de sostener la superestructura y transmitir las cargas que esta soporta hacia el suelo.

3.6.1. Nivel de cimentación

Las cimentaciones estarán ubicadas a una profundidad suficiente para brindar la seguridad adecuada de acuerdo al tipo de suelo y la protección contra la socavación y los efectos de las crecidas.

Para este proyecto el nivel de cimentación será de aproximadamente 1,80 metros a partir de la superficie del suelo, esto es debido a que el valor soporte del suelo a esa profundidad se muestra óptimo para soportar las cargas del puente.

También se dejó estipulado que previo a la construcción del puente se debe realizar un ensayo de SPT para verificar cuáles son los niveles freáticos y qué hay por debajo del nivel de cimentación estipulado previamente.

3.6.2. Anclaje

Los anclajes son utilizados para brindar mayor estabilidad a la cimentación de un estribo. Es necesaria su inclusión cuando el diseño del estribo no cumple con los factores de seguridad, principalmente con el factor de seguridad de deslizamiento.

En este caso, como se demostrará en la sección 3.6.3 Diseño de estribos, no hubo necesidad de implementar un anclaje en los cimientos del estribo para garantizar la estabilidad del mismo.

3.6.3. Diseño de estribos

Los estribos son los elementos estructurales que sirven como apoyos en los extremos del puente, soportan las cargas verticales ejercidas por el peso de la superestructura, sobrecarga viva y parte de la subestructura, viga de apoyo y cortina, y cargas laterales ejercidas por el suelo. Estas cargas laterales son debido a que los estribos también se utilizan para detener los terraplenes de los accesos al puente.

Para el diseño de estribos se deben analizar tres factores principales:

Factor de seguridad de volteo:

$$F_{S_{\text{Volteo}}} = \frac{M_R}{M_A} > 2$$

Factor de seguridad de deslizamiento

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_A} > 1,5$$

Factor de seguridad de capacidad de carga del suelo.

$$FS_{\text{Capacidad de carga}} = \frac{q_U}{q_{\text{Punta}}} > 3$$

Donde:

M_R = momento resistente que impede el volteo del muro respecto de "C"

M_A = momento acutante que tiende a voltear el muro respecto de "C"

F_R = fuerza horizontales resistentes

F_A = fuerza horizontales actuante

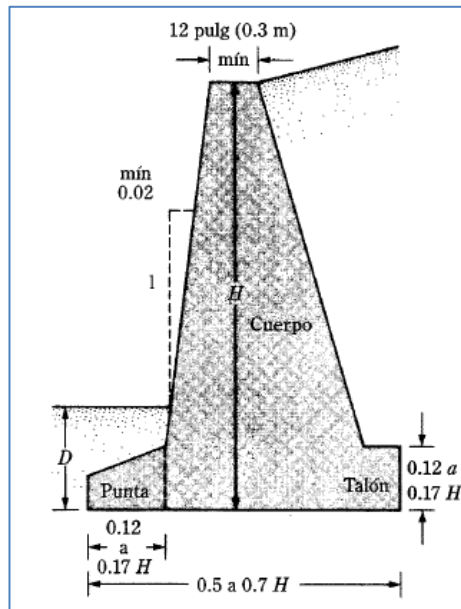
q_U = capacidad de carga última del suelo

q_{Punta} = presión máxima bajo la losa de cimentación

Para iniciar con el diseño de los estribos se debe definir de qué tipo será el estribo, en este caso serán por gravedad de concreto ciclópeo. Luego se dimensionan los estribos y se procede a verificar que el dimensionamiento sea el correcto. Para realizar estos dimensionamientos, se deben suponer algunas dimensiones, tal y como se muestra en la figura núm. 36:

Una vez dimensionado el estribo, se procede a calcular los factores de seguridad y como primer paso se debe realizar una integración de cargas que soportará el estribo. A continuación se procede a diseñar el estribo norte.

Figura 37. Dimensionamiento aproximado de muro por gravedad



Fuente: BRAJA M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones. Muros por gravedad y muros en voladizo.* p. 389.

Cargas muertas:

$$W_{\text{Losa}} = 51\,840 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Carpeta de rodadura}} = 18\,662,4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Vigas}} = 95\,040 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Diaf.Exts.}} = 4\,320 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Diaf.Interno}} = 4\,320 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Barandal}} = 7\,088,64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Banqueta}} = 7\,297,92 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Super estructura}} = 188\,568,96 \text{ kg}$$

Carga viva:

$$W_{\text{Sobre Carga viva}} = 34\,130 \text{ kg}$$

Carga total que soportará el estribo:

$$W_{\text{Total}} = 222\,608,96 \text{ kg}$$

Esta carga se debe distribuir a lo largo del estribo.

$$\text{Fuerza vertical de diseño}_{\text{C.M.+C.V.}} = \frac{\text{Carga total que soportará el estribo}}{\text{Longitud del estribo.}}$$

$$\text{Fuerza vertical de diseño}_{\text{C.M.+C.V.}} = \frac{222\,608,96 \text{ kg}}{7 \text{ m}} = 31\,814,14 \text{ kg/m}$$

Datos de diseño:

$$\emptyset = 35,94^\circ$$

$$C_u = 1,46 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,46 \text{ ton/m}^2$$

$$\alpha = 35,94^\circ$$

$$D = 1,5 \text{ m}$$

$$H = 4 \text{ m}$$

$$B = 2,3 \text{ m}$$

Coeficientes de empuje activo y pasivo:

Empuje activo:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(35,94^\circ)}{1 + \text{sen}(35,94^\circ)} = 0,26$$

Empuje pasivo:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(35,94^\circ)}{1 - \text{sen}(35,94^\circ)} = 3,84$$

Cálculo de la fuerza activa por unidad de longitud de muro:

$$P_a = 0,5 * \gamma * H^2 * K_a$$

Donde:

γ = densidad del suelo

H = altura del estribo

K_a = empuje activo del suelo

Entonces:

$$P_a = 0,5 * 2,18 * 4^2 * 0,26 = 4,54 \text{ ton/m}$$

Presión vertical:

$$P_V = P_a \operatorname{sen} \alpha$$

Donde:

P_V = presión vertical

P_a = presión activa

α = ángulo de inclinación del terraplen

Entonces:

$$P_V = 4,54 * \operatorname{sen}(0^\circ) = 0 \text{ ton/m}$$

Presión horizontal:

$$P_H = P_a \operatorname{cos} \alpha$$

Donde:

P_H = presión horizontal

P_a = presión activa

α = ángulo de inclinación del terraplen

Entonces:

$$P_H = 4,54 * \operatorname{cos}(0^\circ) = 4,54 \text{ ton/m}$$

Momento actuante:

$$M_A = P_H * \frac{H}{3}$$

$$M_A = 4,54 * \frac{4}{3} = 6,04 \text{ ton} - \text{m}$$

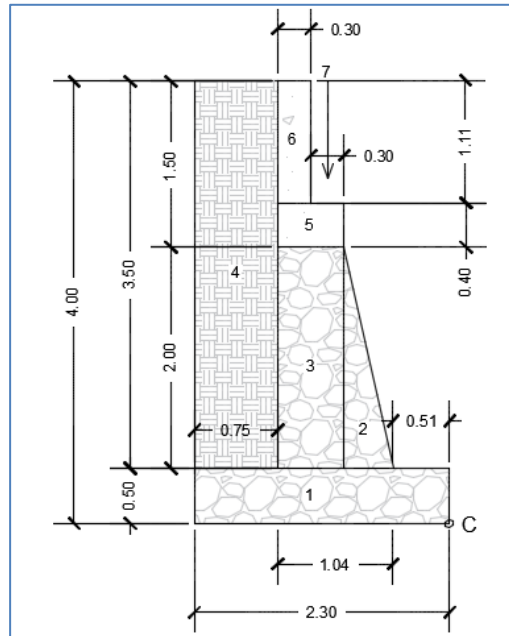
El momento actuante sobre la cortina es de: $0,33 \text{ ton} - \text{m}$ (obtenido en el diseño de la cortina).

El momento actuante que evita el volteo respecto de c es la sumatoria del momento actuante que genera el suelo sobre la cortina y la estructura del estribo.

$$M_{ATotal} = 6,04 + 0,33 = 6,37 \text{ ton} - \text{m}$$

Para calcular el momento resultante es necesario tomar en cuenta la geometría del estribo.

Figura 38. Geometría de los estribos



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

Cálculo de momento resistente que tiende a voltear el muro con respecto a "C".

Tabla VIII. Momento resistente

Figura	Dimensiones		Área	γ	$W = A \cdot \gamma$	Brazo	Momento (ton-m/m)
1	0,5	2,3	1,15	2,7	3,11	1,15	3,57
2	0,225	2	0,45	2,7	1,22	0,8	0,97
3	0,6	2	1,2	2,7	3,24	1,25	4,05
4	0,75	3,5	2,625	2,18	5,72	1,925	11,02
5	0,4	0,6	0,24	2,4	0,58	1,25	0,72
6	0,3	1,1	0,33	2,4	0,79	1,4	1,11
$\sum FV =$					14,65	$\sum Mr =$	21,44

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo del estribo sin superestructura

- Factor de seguridad del volteo:

$$F_{S_{\text{Volteo}}} = \frac{21,44}{6,37} = 3,36 > 2 \rightarrow \text{Si cumple}$$

- Factor de seguridad de deslizamiento

$$F_{S_{\text{Deslizamiento}}} = \frac{F_V * \tan(2/3 \phi) + 2/3 BC + E_P}{P_H}$$

Donde:

F_V = fuerza vertical

B = base del estribo

C_U = cohesión

E_p = fuerza pasiva

P_H = presión horizontal

Entonces:

$$E_p = 0,5 * K_P * \gamma * D^2 + 2 * C_U * D\sqrt{K_P}$$

Donde:

K_P = empuje pasivo

D = distancia de la superficie del suelo a la base del estribo (fig. 31)

C_U = cohesión

γ = densidad del suelo

Entonces:

$$E_p = 0,5 * 3,84 * 2,18 * 1,5^2 + 2 * 1,46 * 1,5\sqrt{3,84} = 18,01 \text{ ton/m}$$

Ahora se procede a verificar el factor de seguridad de deslizamiento:

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{14,65 * \tan(2/3 * 35,94^\circ) + 2/3 * 2,3 * 1,46 + 18,01}{4,54} = 5,89$$

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = 5,89 > 1,5 \rightarrow \text{sí cumple}$$

- Factor de seguridad de capacidad de carga del suelo

Lo primero a realizar es verificar que los momentos y fuerzas que afectan al estribo estén dentro del margen de excentricidad, lo cual se realiza con la siguiente fórmula:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum F_V} < \frac{B}{6}$$

Entonces:

$$e = \frac{2,3}{2} - \frac{21,44 - 6,37}{14,65} = 0,12 < \frac{2,3}{6} = 0,38$$

$$e = 0,12 < 0,38 \rightarrow \text{sí cumple}$$

Esto indica que no existen esfuerzos a tensión, por lo que se pasa a calcular las presiones máximas y mínimas con las siguientes fórmulas:

Presión máxima o presión en la punta:

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{14,65}{2,3} \left(1 + \frac{6 * 0,12}{2,3} \right) = 8,40 \text{ ton/m}^2$$

Presión mínima o presión en el talón:

$$q_{\text{Talón}} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{Talón}} = \frac{14,65}{2,3} \left(1 - \frac{6 * 0,12}{2,3} \right) = 4,34 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga última del suelo.

$$q_U = C_U * N_C * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Entonces:

$$q_U = 1,46 * 53,06 * 1,29 * 0,65 + 3,27 * 37,47 * 1,18 * 0,65 + 0,5 * 2,06 * 2,18 * 55,77 * 1 * 0,26$$

$$q_U = 191,13 \text{ ton/m}^2$$

Como factor de seguridad, impidiendo cualquier imprevisto con cambios abruptos del valor soporte del suelo, se dividirá dentro de dos el resultado de capacidad última del suelo obtenido. Por lo tanto:

$$q_U = \frac{191,13 \text{ ton/m}^2}{2} = 95,57 \text{ ton/m}^2$$

Se procede a verificar el factor de seguridad de capacidad de carga del suelo:

$$F_{S_{\text{Capacidad de carga}}} = \frac{95,57}{8,40} = 11,37 > 3 \rightarrow \text{sí cumple}$$

- Chequeo del estribo con superestructura y sobrecarga viva.

Como se realizó previamente en la integración de cargas, se convirtió la carga muerta de la superestructura y la sobrecarga viva en una sola carga distribuida a lo largo del estribo, obteniendo el siguiente valor:

$$W_{\text{Total CM+CV}} = 31,81 \text{ ton/m}$$

El cual tiene un brazo de:

$$\text{Brazo} = 1,1 \text{ metros}$$

Por lo que esta carga total ejercería un momento equivalente a:

$$M_{R2} = 31,81 * 1,1 = 35,00 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Se calcula el momento resultante total, sumando los dos momentos:

$$M_{Rtotal} = M_R + M_{R2}$$

$$M_{Rtotal} = 21,44 + 35,00 = 56,44$$

De la misma forma se realiza con la fuerza vertical, se suman ambas para encontrar la fuerza vertical total.

$$F_{VTotal} = \sum F_V + W_{Total\ CM+CV}$$

$$F_{VTotal} = 14,65 + 31,81 = 46,46 \text{ ton/m}$$

Teniendo estos valores se procede a verificar cada uno de los factores de seguridad.

- Factor de seguridad del volteo:

$$FS_{Volteo} = \frac{56,43}{6,37} = 8,88 > 2 \rightarrow \text{sí cumple}$$

- Factor de seguridad de deslizamiento

$$FS_{Deslizamiento} = \frac{F_V * \tan(2/3 \phi) + 2/3 BC + E_P}{P_H}$$

Donde:

F_V = fuerza vertical

B = base del estribo
C_U = cohesión
E_p = fuerza pasiva
P_H = presión horizontal

Entonces:

$$E_p = 0,5 * K_p * \gamma * D^2 + 2 * C_U * D * \sqrt{K_p}$$

Donde:

K_p = empuje pasivo
D = distancia de la superficie del suelo a la base del estribo (fig. 31)
C_U = cohesión
 γ = densidad del suelo

Entonces:

$$E_p = 0,5 * 3,84 * 2,18 * 1,5^2 + 2 * 1,46 * 1,5 * \sqrt{3,84} = 18,01 \text{ ton/m}$$

Ahora se procede a verificar el factor de seguridad de deslizamiento:

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{46,46 * \tan\left(\frac{2}{3} * 35,94^\circ\right) + \frac{2}{3} * 2,3 * 1,46 + 18,01}{4,54} = 9,01$$

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = 9,01 > 1,5 \rightarrow \text{sí cumple}$$

- Factor de seguridad de capacidad de carga del suelo

Lo primero a realizar es verificar que los momentos y fuerzas que afectan al estribo estén dentro del margen de excentricidad, lo cual se realiza con la siguiente fórmula:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum F_V} < \frac{B}{6}$$

Entonces:

$$e = \frac{2,3}{2} - \frac{56,43 - 6,37}{46,46} = 0,07 < \frac{2,3}{6} = 0,38$$

$$e = 0,07 < 0,38 \rightarrow \text{sí cumple}$$

Esto indica que no existen esfuerzos a tensión, por lo que pasa a calcular las presiones máximas y mínimas con las siguientes fórmulas:

Presión máxima o presión en la punta:

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{46,46}{2,3} \left(1 + \frac{6 * 0,12}{2,3} \right) = 24,04 \text{ ton/m}^2$$

Presión mínima o presión en el talón:

$$q_{\text{talón}} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{Talón}} = \frac{46,46}{2,3} \left(1 - \frac{6 * 0,12}{2,3} \right) = 16,36 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga última del suelo.

$$q_U = C_U * N_C * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qd} * F_{qi} + 0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Entonces:

$$q_U = 1,46 * 53,06 * 1,29 * 0,88 + 3,27 * 37,47 * 1,18 * 0,88 + 0,5 * 2,06 * 2,18 * 55,77 * 1 * 0,71$$

$$q_U = 214,91 \text{ ton/m}^2$$

Como factor de seguridad, impidiendo cualquier imprevisto con cambios abruptos del valor soporte del suelo, se dividirá dentro de dos el resultado de capacidad última del suelo obtenido. Por lo tanto:

$$q_U = \frac{214,91 \text{ ton/m}^2}{2} = 107,45 \text{ ton/m}^2$$

Se procede a verificar el factor de seguridad de capacidad de carga del suelo:

$$F_{S_{\text{Capacidad de carga}}} = \frac{107,45}{24,04} = 4,46 > 3 \rightarrow \text{sí cumple}$$

Con el cumplimiento de los factores de seguridad se puede verificar la geometría del estribo norte es correcto, por lo que su diseño es avalado.

El diseño del estribo sur llevó el mismo procedimiento, y de la misma forma que el estribo norte, su geometría y material cumplen con los factores de seguridad.

3.6.4. Diseño de vigas de apoyo

Elemento estructural que pertenece a la subestructura. En ella se apoyan las vigas principales del puente. La viga de apoyo no estará sometida a esfuerzos de flexión, por lo que únicamente estará sometido a compresión, de esa forma su diseño de refuerzo principal será por corte y su refuerzo longitudinal será como requerimiento el acero mínimo.

La viga no debe tener una base menor a los 0,40 metros debido a que la estructura solo resistirá aplastamiento. Para dimensionar la viga de apoyo se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

Base: $X + \text{ancho de cortina}$

$X = 2 \text{ cm por cada metro de longitud del puente}$

$X = 0,02 * 15 = 0,30 \text{ m}$

Ancho de cortina: 0,30 m

Base: $0,30 + 0,30 = 0,60 \text{ m}$

A longitud de la viga de apoyo será de 7 metros

La carga muerta que soportará la viga de apoyo es el peso total de la superestructura, la cual fue calculada anteriormente.

Carga muerta total = 188 568,96 kg

Carga muerta para cada viga de apoyo = $\frac{\text{carga total}}{2}$

$$\frac{188\,568,96\text{ kg}}{2} = 94\,284,48\text{ kg}$$

Ahora se calcula la carga muerta distribuida a lo largo de la viga de apoyo.

$$C_{MVA} = \frac{\text{Carga muerta para cada viga de apoyo}}{\text{Longitud viga de apoyo}}$$

$$C_{MVA} = \frac{94\,284,46\text{ kg}}{7\text{ m}} = 13\,469,21\text{ kg/m}$$

Se debe tomar en cuenta la carga muerta generada por la cortina

$$CM_{Cortina} = 0,3 * 1,5 * 2\,400 = 1\,080\text{ kg/m}$$

La carga muerta total que soporta la viga de apoyo será la suma de la carga muerta ejercida por la superestructura distribuida a lo largo de la viga de apoyo, más la carga muerta ejercida por la cortina.

$$CM_{Total} = CM_{VA} + CM_{Cortina}$$

$$CM_{Total} = 13\,469,21\text{ kg} + 1\,080\text{ kg} = 14\,549,21\text{ kg}$$

La carga viva que soportará la viga de apoyo es generada por la sobre carga viva, camión de diseño T3-S3, anteriormente calculada.

CV = corte último provocado por el camión de diseño

$$CV = 34\,130\text{ kg}$$

Carga viva distribuida a lo largo de la viga de apoyo

$$CV = \frac{34\,130 \text{ kg}}{7 \text{ m}} = 4\,875,71 \text{ kg/m}$$

Se aplican los factores de carga según AASTHO-LRFD tabla 3.4.1-1 y tabla 3.4.1.-2.

$$CV_{\text{Total}} = 1[1,75(4\,875,71 \text{ kg/m})] = 8\,532,5 \text{ kg/m}$$

Carga última:

$$C_U = CM_{\text{Total}} + CV_{\text{Total}}$$

$$C_U = 14\,549,21 + 8\,532,5 = 23\,081,71 \text{ kg/m}$$

Cálculo de refuerzo a corte:

$$V_c = 0,53 * b * d * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_c = corte que resiste el concreto

b = base de la viga

d = peralte efectivo de la viga

f'_c = resistencia a compresión del concreto

Entonces:

$$V_c = 0,53 * 60 * 35 * \sqrt{281} = 18\ 657,28\text{kg}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde:

S = separación del confinamiento

A_v = dos veces el área de la varilla

d = peralte efectivo de la viga

f_y resistencia del acero

$$S = \frac{1,426 * 2\ 810 * 35}{23\ 081,71} = 6,08\ \text{cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\ \text{cm}$$

El espaciamento máximo es superior que el espaciamento obtenido, por lo que se utilizará un espaciamento de 6 cm, para lo que se necesitarán estribos núm. 3 G.40 @ 0,06m.

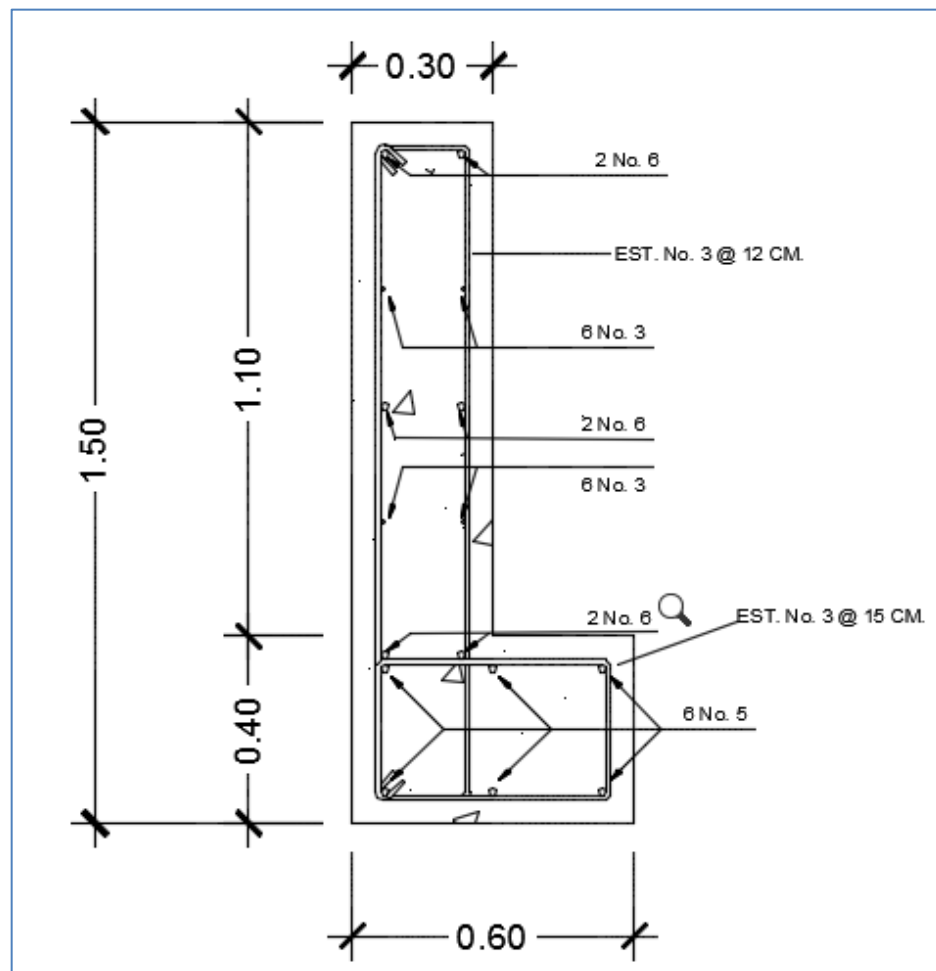
Refuerzo longitudinal:

En este caso se calcula el refuerzo mínimo.

$$A_{S_{\text{Min}}} = 14,1 * \frac{35 * 60}{2810} = 10,54 \text{ cm}^2$$

En este caso se utilizarán 6 varillas núm. 5 G.40.

Figura 39. **Detalle de armado de viga de apoyo y cortina**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

3.6.5. Diseño de cortina

Su función es similar a un muro de contención que soportará el relleno del enfoque en sentido longitudinal. Se considera empotrado en la viga de apoyo y el alto depende directamente del peralte de la viga principal del puente.

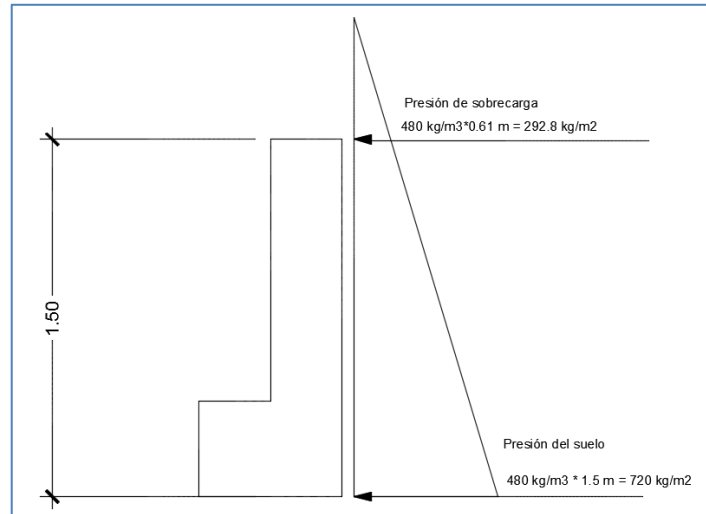
Para su diseño se deben tomar en cuenta las reacciones de los extremos de las vigas y las siguientes presiones laterales:

- Sismo
- Fuerza longitudinal
- Presión del suelo + presión debido a sobrecargas
- Cálculo del empuje de la cortina (esob + es):

Deberá considerarse una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies de alto con una presión de 480 kilogramos por un metro cúbico. Para el diseño de la cortina se deberá considerar el empuje de la sobrecarga a una distancia de 2 pies, más el empuje del suelo a lo alto de la cortina.

En la figura núm. 39 se observa la ubicación de los puntos críticos generados por las presiones que actúan sobre la cortina.

Figura 40. Diagrama de presiones sobre la cortina



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

El empuje de la sobrecarga P_{sob} será calculado a 2 pies a lo largo de todo el alto de la misma, más el empuje del suelo en la base P_s de la cortina al centro de la misma.

$$F = E_{sob} + E_s$$

$$E_{sob} = P_{sob} * H$$

$$E_s = P_s * \frac{H}{2}$$

Donde:

F = empuje sobre la cortina

E_{sob} = empuje de la sobrecarga

E_s = empuje del suelo

H = altura de la cortina

Cálculo E_{sob} :

$$E_{sob} = 292,80 * 1,5 = 439,2 \text{ kg/m}$$

Cálculo E_s :

$$E_s = 720 * \frac{1,5}{2} = 540 \text{ kg/m}$$

Empuje total sobre la cortina:

$$F = 439,2 + 540 = 979,2 \text{ kg/m}$$

Calcular momentos de empuje:

$$ME_{sob} = E_{sob} * \frac{H}{2}$$

$$ME_{sob} = 292,80 * \frac{1,5}{2} = 329,4 \text{ kg - m}$$

$$ME_s = E_s * \frac{H}{3}$$

$$ME_s = 720 * \frac{1,5}{3} = 270 \text{ kg - m}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal (FL):

Según AASHTO-LRFD sección 1.2.13 debe ser un 5 % de la carga viva y su centro de gravedad a 1,83 m sobre la capa de rodadura.

$$FL = 0,05 * \frac{P}{2H}$$

Donde:

FL = fuerza longitudinal

P = peso del camión de diseño

H = altura de la cortina

$$FL = 0,05 * \frac{500\,000}{2 * 1,5} = 833,33 \text{ kg/m} * 1\text{m} = 833,33 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1,83 + 1,5 = 3,33 \text{ m}$$

Cálculo del momento longitudinal:

$$M_{FL} = 833,33 * 3,33 = 2\,774,99 \text{ kg} - \text{m}$$

Sismo (S):

Considerar un coeficiente de 12 % por ser una zona de alto riesgo de sismo.

Peso de la cortina (W):

$$W = 1,5 * 0,3 * 1 * 2\ 400 = 1\ 080\ \text{kg}$$

$$S = 12\ \% * W$$

$$S = 0,12 * 1\ 080 = 129,6\ \text{kg}$$

Para una distancia de 1,5 metros:

$$\text{Brazo} = \frac{H}{2} = \frac{1,5}{2}$$

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

Cálculo de momentos finales:

Según AASHTO-LRFD deberán usarse las siguientes ecuaciones, debiendo ser la más crítica.

Ecuación núm. 1

$$M = 1,3(ME_{\text{Sob}} + ME_S + FL)$$

$$M = 1,3(329,4 + 270 + 2\ 774,99) = 4\ 386,64\ \text{kg} - \text{m}$$

Ecuación núm. 2

$$M = 1,3(ME_{\text{Sob}} + ME_S + M_S)$$

$$M = 1,3(329,4 + 270 + 97,2) = 905,58\ \text{kg} - \text{m}$$

Momento máximo crítico: ecuación núm. 1 = 4 386,64 kg-m.

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825 (f'c)}} \right] \left(\frac{0,85 * f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[(150 * 25) - \sqrt{(150 * 25)^2 - \frac{4 386,64 * 150}{0,003825 (281)}} \right] \left(\frac{0,85 * 281}{4 200} \right) = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{Mín}} = 14,1 * \frac{b * d}{f_y}$$

$$A_{s\text{Mín}} = 14,1 * \frac{25 * 150}{2 810} = 18,82 \text{ cm}^2$$

Debido a que el acero requerido es menor al acero mínimo se debe utilizar el acero mínimo: 18,82 cm².

Utilizar 6 varillas núm. 6 G.40 + 3 varillas núm. 3 G.40.

Refuerzo a corte:

Según AASHTO-LRFD, utilizar las siguientes ecuaciones para encontrar el valor del esfuerzo cortante máximo.

Ecuación núm. 3

$$V = 1,3(F + F_L)$$

$$V = 1,3(979,2 + 833,33) = 2 356,29 \text{ kg}$$

Ecuación núm. 4

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

$$V = 1,3(979,2 + 129,6) = 1\,441,44 \text{ kg}$$

El corte máximo crítico es la ecuación núm. 3 = 2 356,29 kg.

$$V_C = 0,53 * b * d * \sqrt{f'_c}$$

$$V_C = 0,53 * 150 * 25 * 0,85 \sqrt{281} = 28\,319,09 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_u}$$

$$A_v = 2(\text{área de varilla núm. 3}) = 2(0,713) = 1,426 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,426 * 2\,810 * 25}{2\,356,29} = 42,51 \text{ cm}$$

Separación máxima:

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Debido a que el valor de espaciamiento supera al espaciamiento máximo se debe utilizar una separación de 0,12 metros.

Utilizar estribos núm. 3 G.40 @ 0,12 metros.

3.6.6. Diseño de neopreno

Los apoyos elastoméricos proveen una conexión que permite controlar en un puente, o en una determinada estructura, la interacción de las cargas y movimientos entre las vigas y las vigas de apoyo. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones a los apoyos.

Los apoyos elastoméricos son parte de un conjunto estructural del puente que permite el desplazamiento normal y absorbe parcialmente la energía de:

- La contracción y dilatación térmica de las vigas del puente
- El peso y la inercia del paso de vehículos
- Esfuerzos ocasionales sobre la estructura como colisiones
- Acción de los elementos de la naturaleza (viento, agua)
- Desplazamientos durante sismos

De no existir los apoyos, esta energía podría transmitirse a las vigas de apoyo y concentrar esfuerzos en las vigas principales. Estos esfuerzos de tensión, compresión y flexión reducen la vida útil del puente por efecto de la fatiga mecánica de los materiales.

La sección vertical del apoyo soporta las cargas verticales, y la horizontal soporta las longitudinales, transversales y rotacionales. Esto último lo hace trabajando en cortante contra las distintas fuerzas que actúan sobre el apoyo, distorsionándose lateralmente para permitir el desplazamiento de la viga en cada dirección.

Según el capítulo 14 de las Normas AASHTO, las condiciones de apoyo para un puente, están en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies (15,24 m), no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies, deberán proveerse algún tipo de apoyo especial que tolere mayores niveles de rotación.

Los puentes con claros menores de 50 pies, también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistentes en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura de base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

En el diseño del puente se utilizarán apoyos elastoméricos, que se refieren a un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una sola placa de elastómero) laminados (son varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica) en adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual este unido.

Los apoyos elastoméricos son un mecanismo constituido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que tienen una capa de elastómero), laminados (son varias capas de elastómeros restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente o con refuerzo de fábrica).

Las especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos elastoméricos, en relación con los materiales y los esfuerzos, toman en cuenta los siguientes aspectos:

- **Propiedades de los materiales:** dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor. Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño; de lo contrario, los valores usados serán aquellos del rango aplicable según la tabla siguiente:

Tabla IX. **Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero**

	Dureza (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Módulo de Corte G (kg/cm^2) a 23°C	6.73-9.18	9.18-14.07	14.07-21.11
Escurrecimiento plástico (creep) a 25 años dividido por la deflexión inicial	0.25	0.35	0.45

Fuente: Normas AASHTO, capítulo 14. p. 14-70.

- **Revisión de esfuerzos por compresión:** si no se previene la deformación por corte, el esfuerzo de compresión promedio δ , o en cualquier capa no deberá exceder de 1 000 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados de acero; 800 libras por pulgada cuadrada para apoyos reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos.

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza Shore 60.

Datos de diseño:

Luz de puente: 15 m

Ancho de viga: 0,6 m

Módulo de elasticidad del concreto (E_c): $2 \cdot 10^6$ Ton/m²

Carga muerta: 47 142,24 kg

Carga viva: 34 130 kg

Temperatura máxima: 22 °C

Coefficiente de dilatación térmica del concreto: $11 \cdot 10^{-6}$ °C⁻¹

Cálculo del movimiento horizontal máximo del apoyo:

$$\Delta_s = L(\varepsilon_{\text{Temp}} + \varepsilon_{\text{frag}})$$

Donde:

Δ_s = movimiento horizontal máximo en mm

$\varepsilon_{\text{Temp}}$ = def. unitario del concreto debido a la diferencia de temperatura

$\varepsilon_{\text{frag}}$ = deformación debido a la retracción del fraguado

Entonces:

$\varepsilon_{\text{Temp}} = (\text{Temp. máxima}) * (\text{coeficiente de dilatación térmica del concreto})$

$$\varepsilon_{\text{Temp}} = (22 \text{ °C}) * (11 \cdot 10^{-6}) = 0,000242$$

$$\varepsilon_{\text{frag}} = (10 \%) (\text{deformación máxima del concreto})$$

$$\varepsilon_{\text{Frag}} = (0,10) * (0,003) = 0,0003$$

$$\Delta_s = 15(0,000242 + 0,0003)$$

$$\Delta_s = 0,00813 \text{ m}$$

Según AASHTO-LRFD se debe aumentar en un 20 por ciento por factor de seguridad.

$$\Delta_{\text{stotal}} = 1,2 * 0,00813$$

$$\Delta_{\text{stotal}} = 0,009756 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{stotal}} = 9,756 \text{ mm}$$

Cálculo de altura de apoyo elastomérico:

$$h_{\text{gt}} > 2\Delta_{\text{stotal}}$$

Donde:

h_{gt} = espesor del elastómero del apoyo

Δ_{stotal} = movimiento horizontal máximo total en mm

$$h_{\text{gt}} > 2(9,756) = 19,51 \text{ mm}$$

Se propone un apoyo elastomérico de 4 cm de espesor, con 4 capas de refuerzo de acero de 1 mm de espesor cada uno.

Para la evaluación del esfuerzo a compresión se utiliza la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{GS}{B}$$

Donde:

$\sigma \leq 70 \text{ kg/cm}^2$ para apoyos reforzados con acero

B = factor de modificación, 1,0 para capas de cubierta
y 1,8 para apoyos simples

G = módulo cortante dureza 60, varía entre $9,10 \text{ kg/cm}^2$ y 14 kg/cm^2

S = factor de apoyo elastomérico

$$\sigma = \frac{GS}{B} \rightarrow S = \frac{\sigma B}{G} = \frac{70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1}{10 \text{ kg/cm}^2} = 7$$

Cálculo de longitud:

Según AASHTO-LRFD sección 14.7.5 indica que para apoyos rectangulares sin orificios se utiliza la siguiente ecuación:

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

Donde:

L = dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal

W = dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal

he = espesor de la capa de elastómero

Diseño propuesto del apoyo elastomérico:

- 3 capas interiores de 10 milímetros.
- 4 láminas de refuerzo de acero, 1 milímetros de grosor cada una.
- 2 capas exteriores de 5 milímetros (las capas exteriores deben ser menores al 70 por ciento de las capas interiores).
- W = 500 milímetros = 50 centímetros.

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico:

$$7 = \frac{L(600)}{2(10)(L + 600)}$$

$$7 = \frac{L * 30}{(L + 600)}$$

$$7 * (L + 600) = L * 30$$

$$7L + 4200 = L * 30$$

$$L = 155,56 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{R_{\text{Diseño}}}{\text{Área}} = \frac{34\,130 + 47\,142,24}{60 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 67,73 < 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{sí cumple}$$

Evaluación de la rotación de apoyo elastomérico según AASHTO-LRFD sección 14.6.7.

$$\theta_x = \frac{2\Delta_c}{L}$$

$$\theta_y = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

Δ_c = deformación instantánea por compresión del apoyo

$$\Delta_c = \sum S_c h \rightarrow S_c \text{ grado } 60 = 0,0038$$

$$\Delta_c = 3 * 0,0038 * 10 \text{ mm} + 2 * 0,0038 * 5 \text{ mm} = 1,52 \text{ mm}$$

$$\theta_x = \frac{2 * 1,52 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,015$$

$$\theta_y = \frac{2 * 1,52 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} = 0,0051$$

Rotación del apoyo debida a la carga de diseño:

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del concreto

I = momento centroidal de inercia de la sección de viga

q = carga de diseño repartida (CM + CV)/(L/2)

L = 15 m

$$\theta = \frac{(6,29)(15)^3}{24(2 \times 10^6)(0,067)} = 0,0114 < 0,015 \rightarrow \text{sí cumple}$$

Chequeo de estabilidad y refuerzo:

Para la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor de:

$$\frac{L}{3} = \frac{20 \text{ cm}}{3} = 6,66 > 4 \text{ cm} \rightarrow \text{sí cumple}$$

$$\frac{W}{3} = \frac{60 \text{ cm}}{3} = 20 > 4 \text{ cm} \rightarrow \text{sí cumple}$$

El refuerzo debe de cumplir con la siguiente ecuación:

$$300 * h_{rt} < f'_s * h_{rt}$$

Donde:

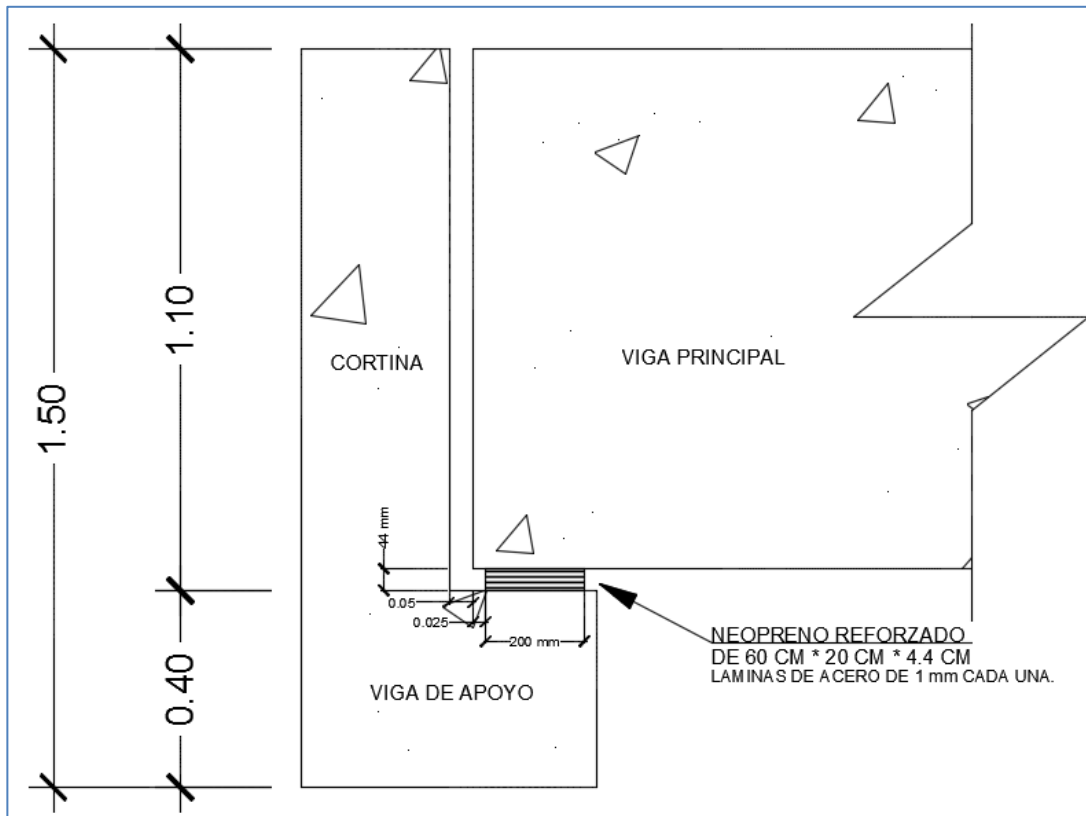
h_{rt} = espesor de la capa i del elastómero

f'_s = esfuerzo admisible del acero (1 700 kg/cm²)

$$300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,5 \text{ cm} < 1 700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,5 \text{ cm}$$

$$150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} < 850 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \rightarrow \text{sí cumple}$$

Figura 41. **Detalle de apoyos de neopreno**



Fuente: elaboración propia, empleando programa AutoCAD 2012.

3.6.7. **Diseño de cimentación**

El diseño de las cimentaciones se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para proveer una gran área sobre la cual distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga.

Para el diseño de la cimentación se deberá considerar la acción de fuerzas actuantes en dirección vertical hacia abajo, debidas a las cargas impuestas, equilibradas por una distribución de presiones hacia arriba y ejercidas por los materiales de cimentación y distribuidas sobre el área de la cimentación, considerando la excentricidad de la resultante de las fuerzas actuantes.

Debe considerarse para el diseño, las cargas y diseño, momentos, secciones críticas, distribución del refuerzo y cortantes.

3.7. Elaboración de planos

Los planos que se elaboraron para este proyecto fueron los siguientes: planta y perfil general, curvas de nivel, planta acotada, armado de losa y sección de puente, detalles de armado de losa, de armado de viga interior, de armado de viga exterior, de estribo y de neopreno reforzado.

3.8. Presupuesto del puente vehicular

Es un plan de actividades y recursos que se realizaron para llevar a cabo el proyecto. Para ello es preciso tomar en consideración cada uno de los aspectos y especificaciones que se establecieron durante su diseño.

Tabla X. Presupuesto

REGLONES					
Proyecto: Puente vehicular en el caserío San Martineros, El Carrizal, San Raymundo, Guatemala					
No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL
1	TRABAJO PRELIMINARES				
1.1	Limpieza y chapeo	130	m ²	Q1 033,51	Q134 356,22
1.2	Trazo, nivelación y replanteo topográfico	1	Global	Q10 849,31	Q10 849,31
2	ESTRIBO				
2.1	Estribo	28	ml	Q4 392,53	Q122 990,81
3	BARANDAL				
3.1	Brandal	30	ml	Q952,58	Q28 577,37
4	VIGA INTERIOR				
4.1	Viga exterior	2	Unidad	Q82 076,41	Q164 152,81
5	VIGA EXTERIOR				
5.1	Viga exterior	2	Unidad	Q81 245,52	Q 162 491,04
6	DIAFRAGMA INTERIOR				
6.1	Diafragma interior	6	ml	Q2 386,39	Q14 318,36
7	DIAFRAGMA EXTERIOR				
7.1	DIAFRAGMA exterior	12	ml	Q1 400,39	Q16 804,71
8	VIGA DE APOYO Y CORTINA				
8.1	Viga de apoyo y cortina	14	ml	Q7 039,07	Q98 546,94
9	LOSA Y BANQUETA				
9.1	Losa y bnaqueta	134,25	m ²	Q1 240,45	Q166 530,05
10	NEOPRENO				
10.1	Neopreno	8	Unidad	Q11 487,52	Q91 900,12
11	LOSA DE APROXIMACIÓN				
11.1	Losa de aproximación	2	Unidad	Q7 904,42	Q15 808,85
12	RELLENO				
12.1	Relleno	160	m3	Q877,73	Q 140,437,44
				COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q1 167 764,02
				COSTO POR METRO LINEAL	Q77 850,93
<p>EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A UN TOTAL DE:</p> <p>Un millón ciento sesenta y siete mil setecientos sesenta y cuatro quetzales con 02/100</p>					

Fuente: elaboración propia.

3.9. Cronograma de ejecución

Tiene como finalidad la estimación de tiempo que se lleva la construcción del puente por cada uno de sus elementos. Se detalla según la actividad en un tiempo promedio.

Tabla XI. Cronograma de ejecución

Cronograma de ejecución																		
Núm.	Descripción	Tiempo de ejecución en meses												Avance (%)	Avance acumulado			
		Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4													
1	Limpieza y chapeo	■															1	1
2	Trazo nivelación y replanteo topográfico	■															1	2
3	Estribos		■	■													19	21
4	Viga de apoyo y cortina			■	■												6	27
5	Neopreno				■	■											3	30
6	Vigas principales				■	■	■										25	55
7	Diafragma interior					■	■										2	57
8	Diafragma exterior						■	■									3	60
9	Losa y banquetta							■	■	■	■						36	96
10	Barandal									■	■						4	100
Total																	100	

Fuente: elaboración propia.

3.10. Evaluación de impacto ambiental (EIA)

En la sección de Evaluación de Impacto Ambiental del capítulo 2 se dieron a conocer los dos tipos de estudios de impacto ambiental. Por lo que se procede a realizar una evaluación rápida.

- Gestión ambiental: para la construcción de un puente vehicular se consideran poco significativos los impactos por lo que se puede realizar una evaluación rápida, dicha información debe contener información básica y establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos y sus medidas de mitigación.
 - Evaluación rápida
 - Información sobre el proyecto
 - Nombre de la comunidad: San Martineros, El Carrizal
 - Municipio: San Raymundo
 - Departamento: Guatemala

El proyecto consiste en un puente vehicular de dos vías, de concreto armado en camino rural.

- Consideraciones especiales: todos los parámetros que se consideren pertinentes al caso y que sean identificados en el Departamento de Planificación de la Municipalidad o durante las visitas de campo.
- Consideraciones sobre áreas protegidas: las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).
 - ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?
R/ no
 - Nombre del área protegida:
R/ no aplica
 - Categoría de manejo del área protegida:
R/ no aplica
 - Base legal de la declaratoria del área protegida:

- R/ no aplica
 - Ente administrador del área protegida:
R/ no aplica
 - Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida:
R/ no se encuentra dentro de zonas protegidas
 - Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP:
R/ no aplica
 - Consideraciones sobre ecosistemas naturales:
R/ no
 - ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?
R/ no aplica
 - Estado actual del ecosistema:
R/ no aplica
- Otras consideraciones: cruza el proyecto alguno de las siguientes zonas:
 - Zona de alto valor escénico: no
 - Área turística: no
 - Sitio ceremonial: no
 - Sitio arqueológico: no
 - Área de protección agrícola: no
 - Área de asentamiento humano: no
 - Área de producción forestal: no
 - Área de producción pecuaria: no
- Identificación de impactos ambientales: se representa la proyección de impactos durante la construcción y operación, de acuerdo a las siguientes tablas:

Tabla XII. Impactos negativos generados durante la ejecución

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Deslaves de material.	x		
Erosión de cortes.	x		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio.	x		
Alteración del drenaje superficial.	x		
Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante construcción.	x		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	x		
Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.		x	
Riesgos para la salud de los trabajadores.	x		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra.	x		

Fuente: elaboración propia, con información del MARN.

Tabla XIII. Impacto negativo generado durante la operación

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deben ser implementadas por:		
	Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Erosión de cortes	x	x	
Accidentes de tránsito	x		
Accidentes de peatones	x		
Reasentamiento involuntario	x		

Fuente: elaboración propia, con información de MARN.

Tabla XIV. **Medidas de mitigación en la ejecución y la operación**

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
Componentes ambientales y sociales	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Ambiente físico				
Suelos	Deslaves de materia. Erosión de cortes.	Prevención durante la construcción, prevención de erosión usando estabilización física. Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores a 0,25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.	No significativo.	
Recursos hídricos.	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio. Alteración del drenaje superficial. Disminución de la calidad del agua. Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de ribera de ríos; alteración mínima de corrientes de aguas naturales. Depositarse los desechos insumos en un lugar fuera de la zona del cauce del río. Uso de agua para minimizar la generación de polvo.	No significativo.	

Continuación de la tabla XIV.

Calidad del aire.			No significativo.	
Ambiente biológico				
Hábitat natural.	No significativo.		No significativo.	
Fauna y flora.	No significativo.		No significativo.	
Ambiente social				
Estética y paisaje.	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.	Limpieza de sitios de construcción.	Erosión de cortes.	Mantenimiento y limpieza en zona de cortes.
Salud humana.	Riesgos para la salud de los trabajadores. Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra.	Desarrollar plan de seguridad e higiene. Hacer sanitario provisional, colocar toneles para la basura y para su posterior disposición en zona adecuada.	Accidentes de tránsito.	Regulación y señalización adecuadas.
Comunidades humanas	No significativo.		Accidentes peatonales. No significativo.	

Fuente: elaboración propia, con información de MARN.

CONCLUSIONES

1. Se realizó el diseño del drenaje sanitario que beneficia al caserío El Edén y el de un puente vehicular que beneficiará al caserío San Martineros, El Carrizal, ambos proyectos ubicados en el municipio de San Raymundo. Con el drenaje se contribuye a la salud pública de 1 043 personas. Y con el puente vehicular se traerá desarrollo, beneficios económicos y mejoramiento a los accesos del municipio.
2. Para el diseño del drenaje se implementaron distintos tipos de pozos de visita para que el flujo pueda ser evacuado correctamente y así trabajar correctamente, como mínimo, durante su periodo de diseño.
3. Los estudios hidráulico e hidrológico y de suelos son de gran importancia para el diseño de un puente, ya que de acuerdo al análisis que se realice sobre los datos obtenidos de cada estudio dependerá en gran parte el éxito de la vida útil de un puente.
4. El Ejercicio Profesional Supervisado es un complemento para la preparación profesional del estudiante. Por medio de él se adquiere la experiencia necesaria para conjugar la práctica y la teoría; permitiéndole claridad y conocimiento para encarar el resto de su vida profesional.

RECOMENDACIONES

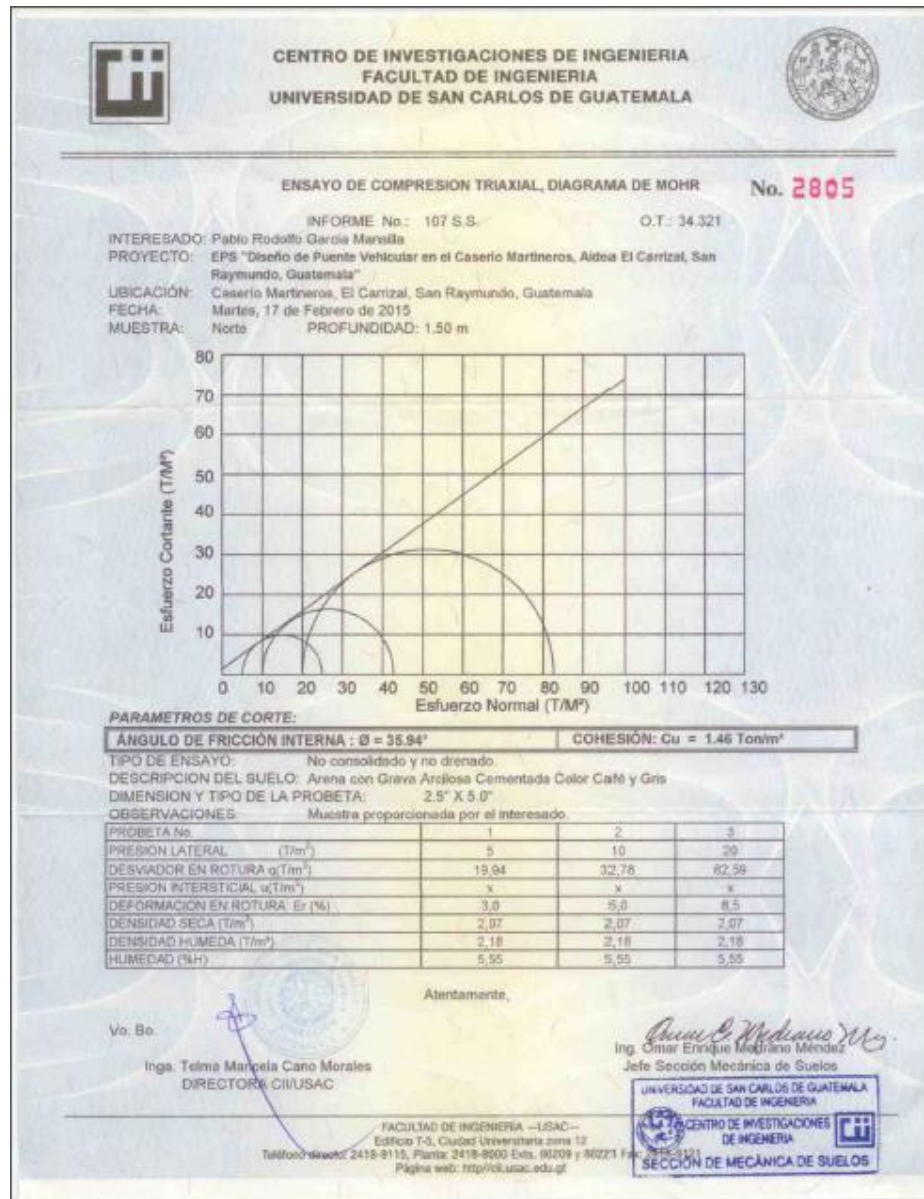
1. Verificar que el material con el que se construyan ambos proyectos cumplan con los requisitos mínimos. Asimismo, supervisar que la mano de obra sea de calidad, con la finalidad de asegurar que el tiempo de vida de los proyectos, como mínimo, sea con el que se diseñó.
2. Previo a realizar la construcción del puente se debe realizar un Ensayo de Penetración Estándar, SPT (Standar Penetration Test), leído en sus siglas en inglés. Esto para corroborar que los estudios realizados se obtuvieron de buena manera y, a su vez, para verificar que el nivel freático este por debajo de las cimentaciones del puente.
3. Mantener las correspondientes medidas de seguridad para la población y los ejecutores mientras se realice la construcción de ambos proyectos.
4. Buscar fuentes de apoyo económico externo a la Municipalidad por medio de gestiones para que ambos proyectos sean financiados.
5. Orientar a la población que hagan el uso correcto de las obras para que estos sean útiles, como mínimo, durante su periodo de diseño respectivamente.
6. Garantizar la supervisión técnica de la ejecución de ambos proyectos por medio de la Dirección Municipal de Planificación (DMP), para que se cumplan las especificaciones técnicas indicadas en los planos.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario*. Estados Unidos. ACI 318S-18, 2008. 495 p.
2. APARICIO MIJARES, Francisco. *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Limusa, Grupo Noriega Editores, 1992. 302 p.
3. BRAJA M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a. ed., México: Thomson, 2001. 743 p.
4. LINSLEY PAULUS, Kohler. *Hidrología para ingenieros*. 2a. ed. Bogotá, McGraw-Hill Latinoamérica, 1977. 385 p.
5. Normas de la Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), *Especificaciones utilizando la metodología del diseño por factores de carga y resistencia*. Estados Unidos: LRFD, 2010. 1661 p.
6. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Puentes*. Con AASHTO-LRFD 2010. 5a. ed. Perú. 2012. 336 p.
7. SOLÓRZANO MONDRAGÓN, Flor de María. *Unidad normas y supervisión. servicio autónomo nacional de acueductos y alcantarillados*. Guatemala: (SANAA). 2004. 51 p.

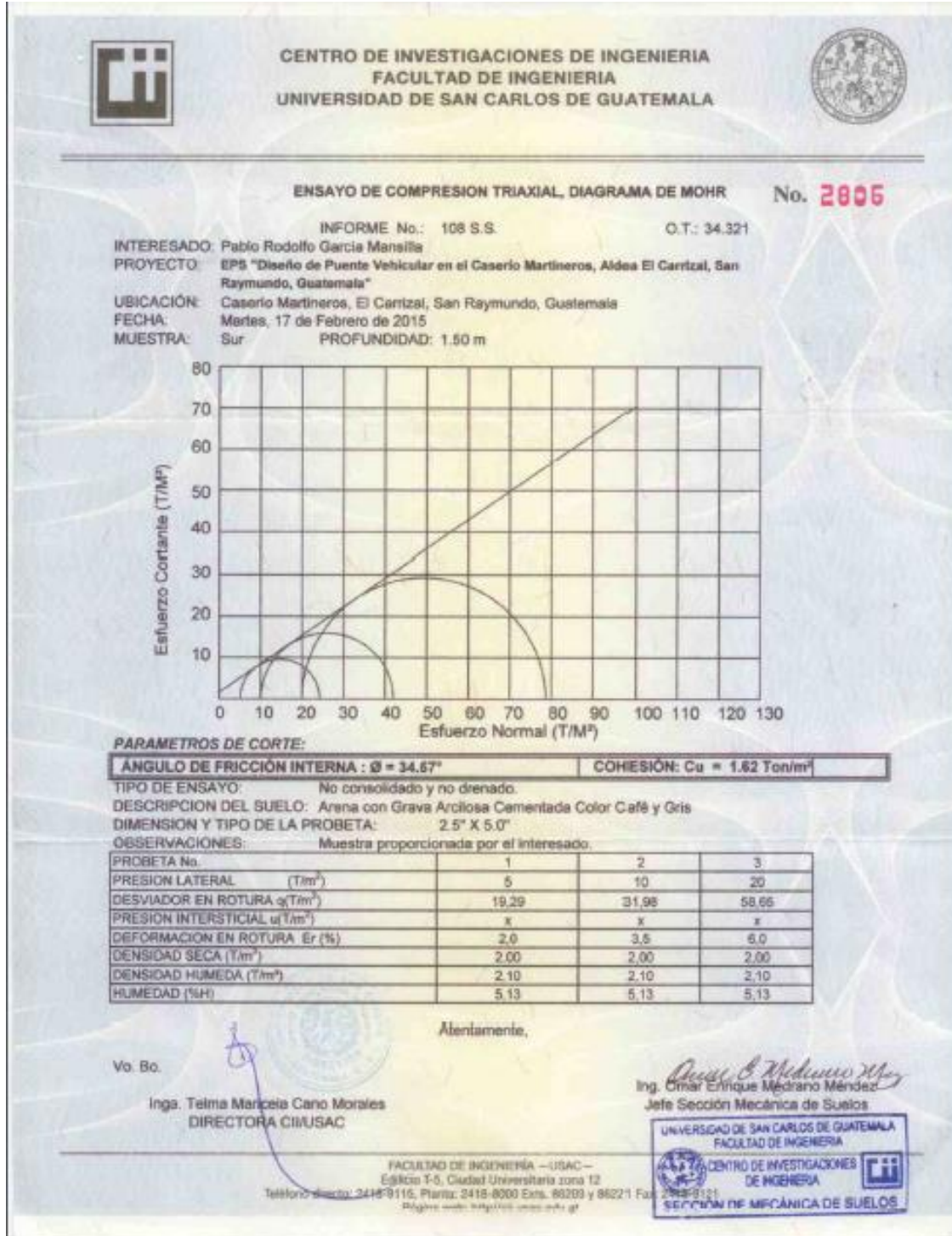
APÉNDICES

Apéndice 1. Ensayo de compresión triaxial norte



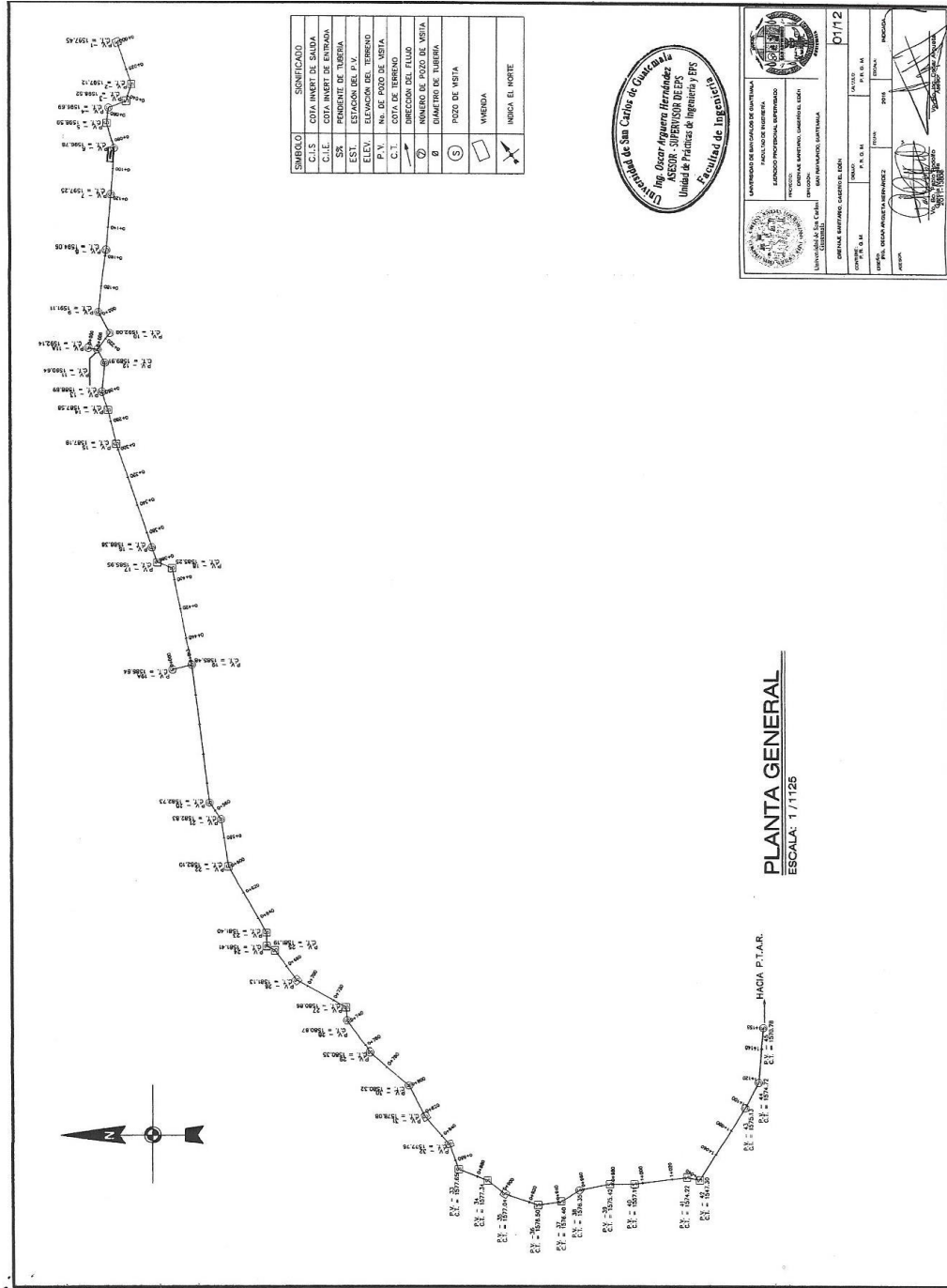
Fuente: elaboración propia.

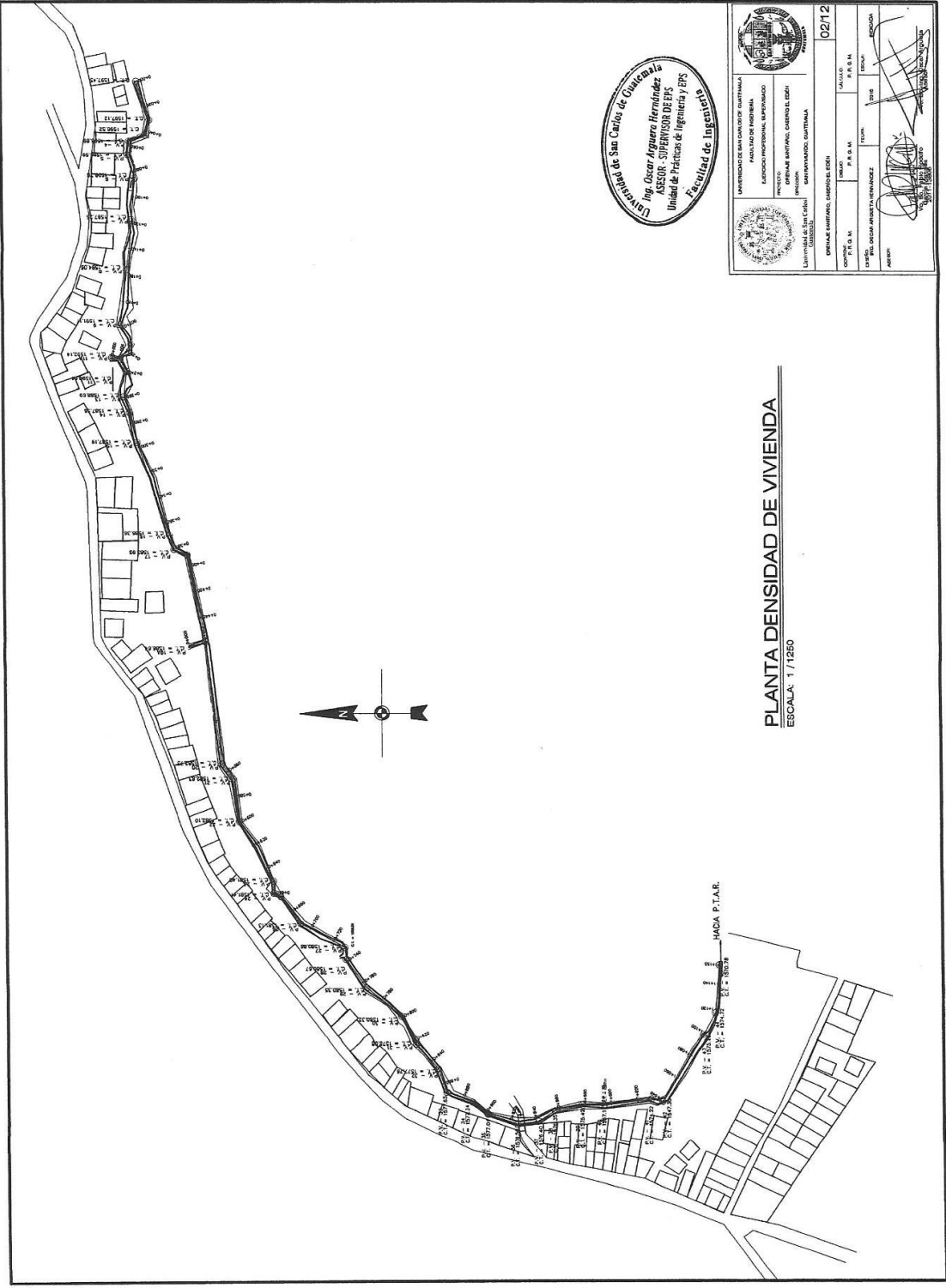
Apéndice 2. Ensayo de compresión triaxial sur



Fuente: elaboración propia.

Apéndice 3. Planos



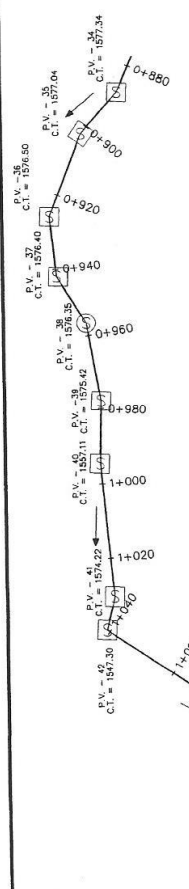


PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA
 ESCALA: 1 / 1250

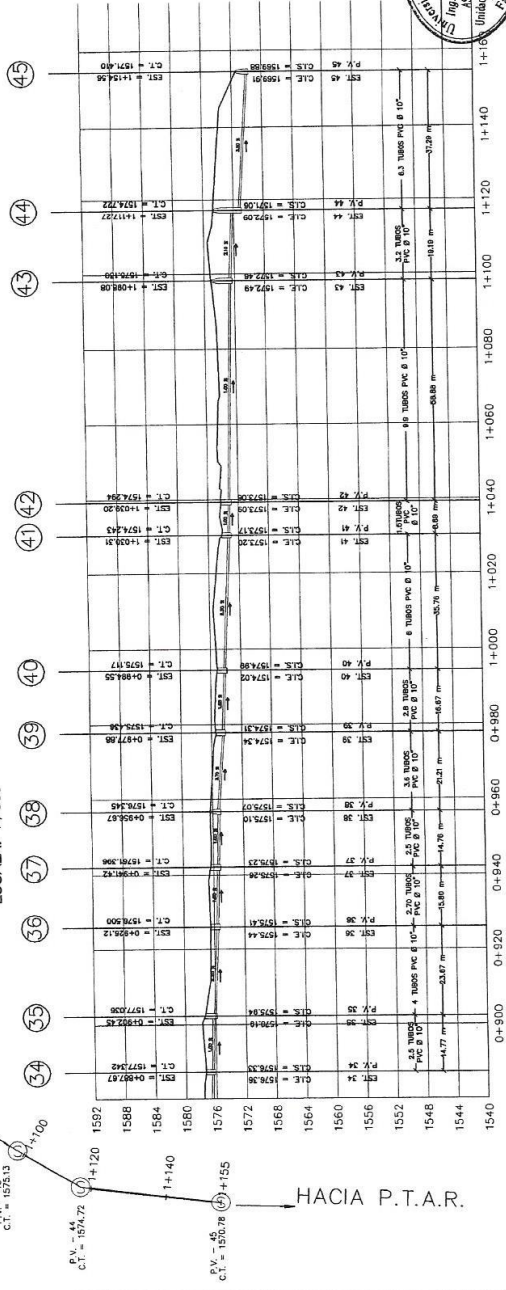
Escuela de San Carlos de Guaymas
 Ing. Oscar Arguero Hernández
 ASesor - SUPERVISOR DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA	
LICENCIADO EN INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS		LICENCIADO EN INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS ESCUELA PROFESIONAL SUPERIOR DE INGENIERIA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS CALIENTES Y FRIAS GUAYMAS, GUAYMAS, GUAYMAS

ABRIGADO	SEÑALADO
C.L.S.	COTA INICIAL DE SALIDA
C.L.E.	COTA FINAL DE ENTRADA
EST.	ELEVACION DE TUBERIA
ELEV.	ELEVACION DEL TUBERO
P.V.	DE DE FONDO DE VISTA
C.T.	COTA DE FONDO DE TUBERIA
Ø	DIAMETRO DE FONDO DE VISTA
Ø	DIAMETRO DE TUBERIA
○	POZO DE VISTA
○	POZO
✗	INDICA EL NORTE

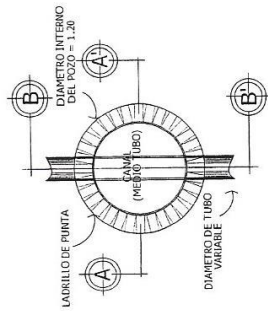


PLANTA GENERAL EJE PRINCIPAL
ESCALA: 1 / 500

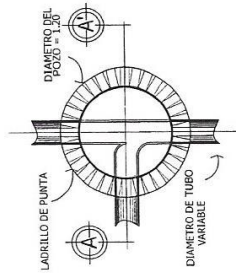


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		06/12	
FACULTAD DE INGENIERIA		CARRERA: P. E. S. M.	
ESCUELA PROFESIONAL: INGENIERIA		CARRERA: P. E. S. M.	
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL EJE PRINCIPAL DEL OCEAN PROYECTA/INGENIERIA		CARRERA: P. E. S. M.	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		CARRERA: P. E. S. M.	
GUATEMALA, GUATEMALA		CARRERA: P. E. S. M.	
AUTOR: [Signature]		CARRERA: P. E. S. M.	
FECHA: [Signature]		CARRERA: P. E. S. M.	

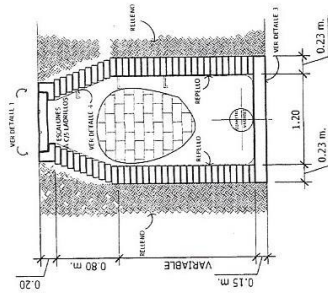
PERFIL EJE PRINCIPAL
ESCALA V: 1 / 250 ESCALA H: 1 / 500



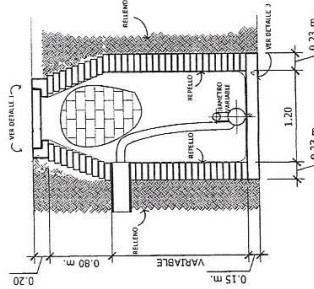
PLANTA POZO DE VISITA
ESCALA: 1/35



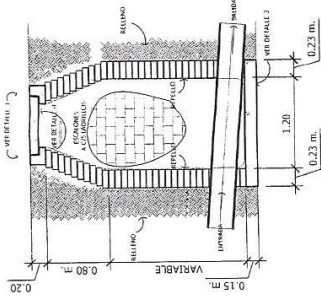
PLANTA POZO DE VISITA
ESCALA: 1/35



CORTE A-A'
ESCALA: 1/35



CORTE A-A'
ESCALA: 1/35



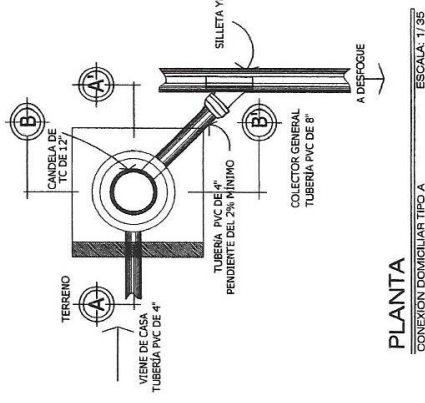
CORTE B-B'
ESCALA: 1/35

ESPECIFICACIONES

1. LAS TUBERIAS DE LAS PIZOS DE VISITA DEBEN IDENTIFICARSE DE ACUERDO A LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RED GENERAL.
2. EL CONCRETO A UTILIZAR EN TAPA, BROCALES Y BASE DEBE TENER UN FACTOR $F_c = 217 \text{ Kg/cm}^2$ EN PROPORCIÓN 1:2:2, EQUIVALENTE A 1 SACO DE CEMENTO + 1 CARRETA DE ARENA + 1 CARRETA DE PIEDRA.
3. LA SABIETA DEBE SER UNA COMBINA DE CAL Y ARENA EN LA MISMA PROPORCIÓN 1:2. LA MEZCLA A UTILIZAR PARA EL PEGADO DE LADRILLOS DEBE SER FORMADA DE CAL + 2 1/2 CARRETA DE ARENA.
4. EL ACERO DE REFUERZO PARA LA CONEXIÓN DORTONILINK DEBE SER DE PCC Y DIAM. φ PARA ALCAMANTILLADO SANITARIO SEGUN NORMA. EL CONCRETO DE DIAM. 12" CON SU RESPECTIVA BICE Y TAPADERA, ASI MISMO DEBE TENER UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.90 m.
5. EL ACERO DE REFUERZO DEBE POSER UN FACTOR $F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
6. LA TUBERIA PARA LA CONEXIÓN DORTONILINK DEBE SER DE PCC Y DIAM. φ PARA ALCAMANTILLADO SANITARIO SEGUN NORMA.
7. LA TUBERIA PARA LA CONEXIÓN DORTONILINK DEBE SER DE PCC Y DIAM. φ PARA ALCAMANTILLADO SANITARIO SEGUN NORMA.

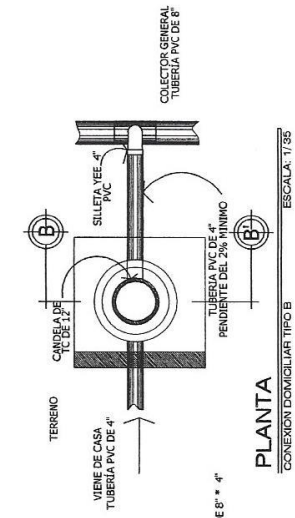
		08/12	
INSTITUCIÓN DE ENSEÑANZA SUPERIOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
NOMBRE: OSCAR ARGUERO HERNANDEZ		NOMBRE: OSCAR ARGUERO HERNANDEZ	
CARRERA: INGENIERIA CIVIL		CARRERA: INGENIERIA CIVIL	
GRUPO: P. 0. 0. 0.		GRUPO: P. 0. 0. 0.	
FECHA: 08/12/2012		FECHA: 08/12/2012	
LUGAR: GUATEMALA		LUGAR: GUATEMALA	
TITULO: PROYECTO DE DISEÑO DE UN POZO DE VISITA		TITULO: PROYECTO DE DISEÑO DE UN POZO DE VISITA	
AUTOR: OSCAR ARGUERO HERNANDEZ		AUTOR: OSCAR ARGUERO HERNANDEZ	
DIRECTOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ		DIRECTOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ	





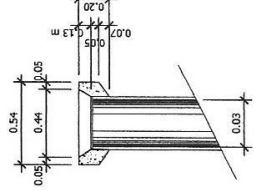
PLANTA

CONEXION DOMICILIAR TIPO A ESCALA: 1/35



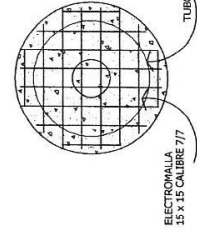
PLANTA

CONEXION DOMICILIAR TIPO B ESCALA: 1/35



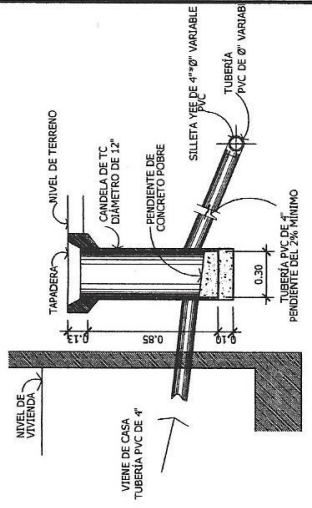
SECCION B - B'

CONEXION DOMICILIAR TIPO A Y B ESCALA: 1/35



DETALLE DE TAPADERA

PLANTA Y SECCION ESCALA: 1/35



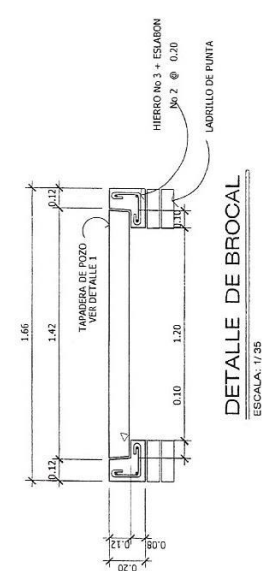
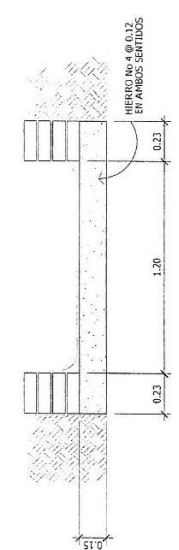
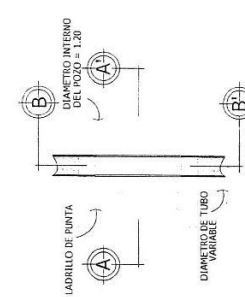
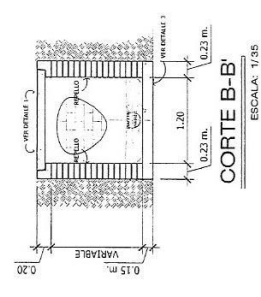
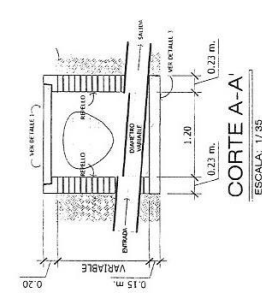
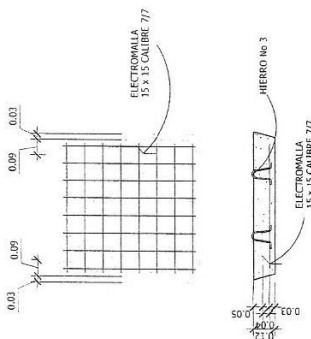
SECCION A - A'

CONEXION DOMICILIAR TIPO B ESCALA: 1/35

- ESPECIFICACIONES
1. TRAGALIE DE VARIILAS No 3 = 10 METROS, No 2 = 0.10 METROS
 2. LA SABIETA DEBE SER FORMADA DE CAL Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:2; EQUIVALENTE A 1 SACO DE CEMENTO + 1 CARRIETA DE ARENA + 1 CARRIETA DE PIEDRA.
 3. LA SABIETA DEBE SER FORMADA DE CAL Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:2; EQUIVALENTE A 1 SACO DE CEMENTO + 1 CARRIETA DE ARENA + 1 CARRIETA DE PIEDRA.
 4. MESA AL UTILIZAR PARA EL REGADO DE LAS BOLSAS DEBE SER FORMADA DE CAL Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:3; EQUIVALENTE A 1 BOLSA DE CAL + 2 1/2 CARRIETA DE ARENA.
 5. EL ACERO DE REFUERZO DEBE POSEER UN FACTOR Fy = 2810 kg/cm².
 6. LA TUBERIA PARA LA CONEXION DOMICILIAR DEBE SER DE PVC Y DIAM. 4" PARA AL CANTABILLO SANITARIO SEGUN NORMA 309, COCETO DE DIAM. 12" CON SU RESPECTIVA TUBERIA DE 12" PARA EL TUBO DE 12" Y 12" PARA EL TUBO DE 12" CON SU RESPECTIVA BISE Y TAPADERA, ASI MISMO DEBE TENER UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.90 m.
 - 7.

Universidad de San Carlos de Guatemala
 Ing. Oscar Aguayo Hernandez
 ASesor SUPLENTE DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

INSTITUCION DE ENSEÑANZA SUPERIOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS		INSTITUCION DE ENSEÑANZA SUPERIOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS	
NOMBRE: P. R. M. NOMBRE COMPLETO: OSCAR AGUAYO HERNANDEZ APELLIDO: AGUAYO	TÍTULO: EPS FECHA: 2014	CARRERA: P. R. M. GRUPO: 2014	CALIFICACION: 09/12
INSTITUCION DE ENSEÑANZA SUPERIOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS		INSTITUCION DE ENSEÑANZA SUPERIOR FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS	



- ESPECIFICACIONES**
1. TRASLAPE DE VARRILLAS No 3 = 0.10 METROS; No 2 = 0.10 METROS; No 1 = 0.10 METROS.
 2. F_c = 217 Kg/cm² EN PROPORCIÓN 1:2:2; EQUIVALENTE A 1 SACO DE CEMENTO + 1 CARRETAJA DE ARENA + 1 CARRETAJA DE PIEDRÍN.
 3. LA SABITA DEBE SER COMADA DE CAL Y ARENA DE RIO EN PROPORCIÓN 1:2.
 4. EL CONCRETO A UTILIZAR EN PAREDES DE POZO DE VISITA DEBE TENER UN FACTOR F_c = 281 Kg/cm² EN PROPORCIÓN 1:2:2; EQUIVALENTE A 1 SACO DE CEMENTO + 1 CARRETAJA DE ARENA + 1 CARRETAJA DE PIEDRÍN.
 5. EL ACERO DE REFORZO DEBE POSEER UN FACTOR F_y = 2810 Kg/cm².
 6. EL ACERO DE REFORZO DEBE SER DE PFC 10MM, 4 PARRA.
 7. LA CAYA DE REGISTRO DEBE SER UN TUBO DE CONCRETO DE DIAM. 12" CON SU RESPECTIVA BASE Y TAPADERA, ASI MISMO DEBE TENER UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.90 m.

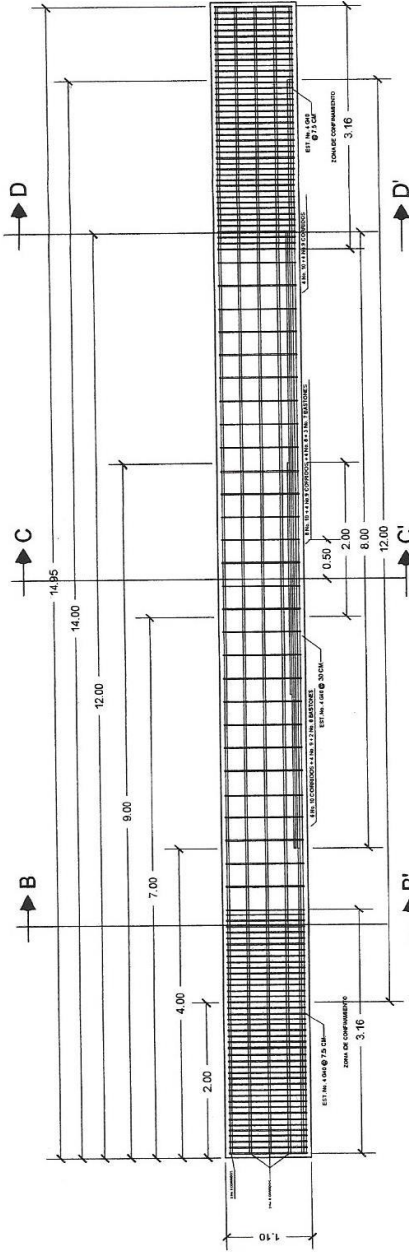
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA J ERS
CARRANZA, GUATEMALA

INGENIERO EN CARRETERAS
INGENIERO EN OBRAS DE CONCRETO
INGENIERO EN OBRAS DE ACEROS

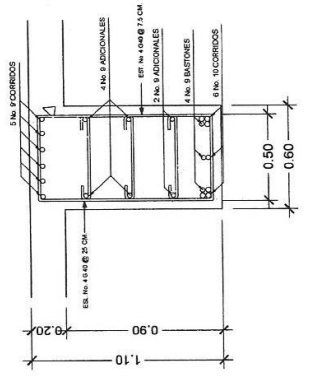
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA J ERS
CARRANZA, GUATEMALA

11/12

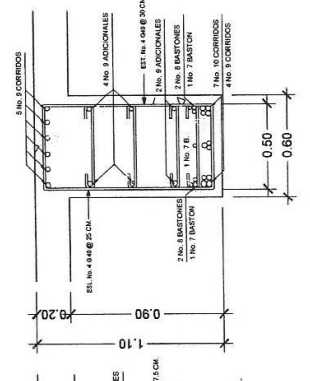
Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Oscar Argueta Hernández
ASESOR - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería J ERS
Facultad de Ingeniería Civil



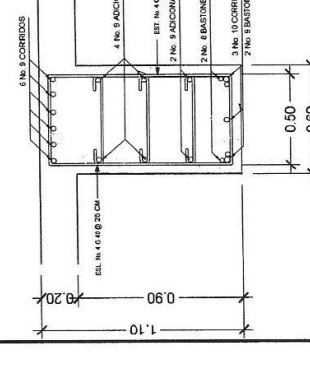
VIGA INTERIOR
ESCALA: 1 / 25



SECCIÓN D - D'
ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESCALA: 1 / 10



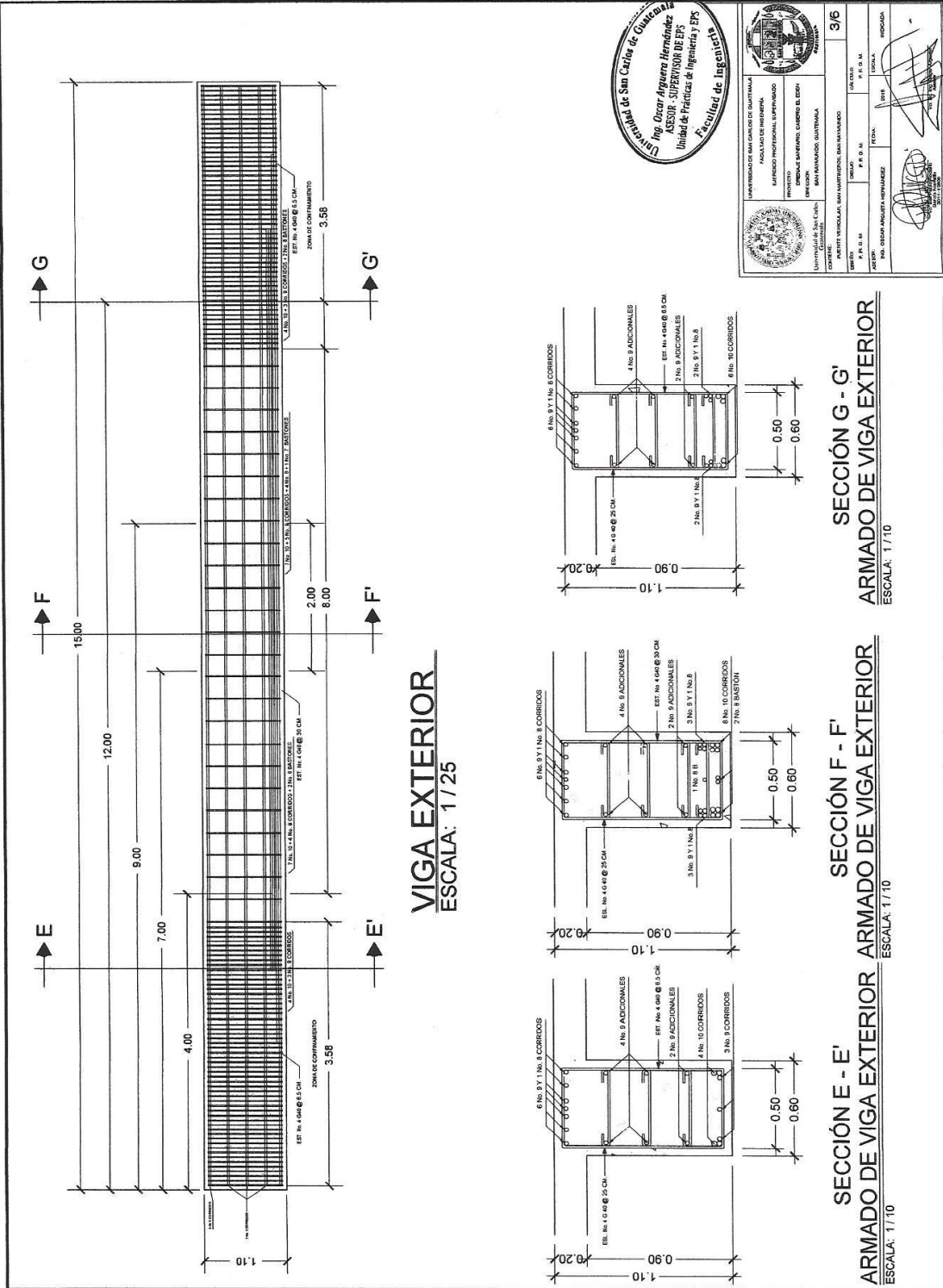
SECCIÓN C - C'
ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESCALA: 1 / 10



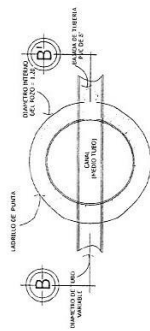
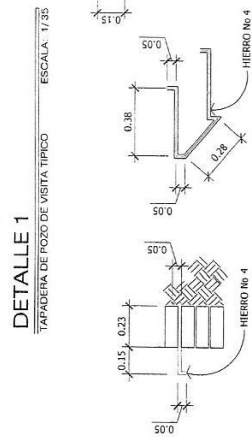
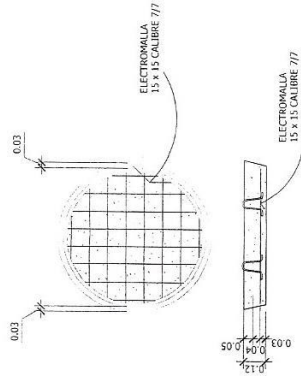
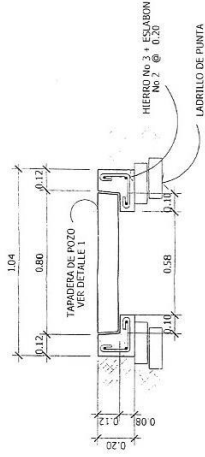
SECCIÓN B - B'
ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESCALA: 1 / 10



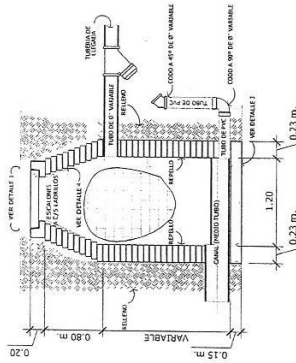
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	FACULTAD DE INGENIERIA	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	2/6
ESPACIO PROFESIONAL SUPERVISOR	PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	PAIS: GUATEMALA	ESCALA:
SECCION: SAN CARLOS DE GUATEMALA	PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	P. F. O. M.	FECHA:
CONTRATO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	P. F. O. M.	FECHA:
PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	P. F. O. M.	FECHA:
PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	P. F. O. M.	FECHA:
PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	PROYECTO: PASADIZO DE GUATEMALA, GUATEMALA	P. F. O. M.	FECHA:



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERÍAS	
UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERÍA Y EPS		ASISTENTE TÉCNICO: MANUEL ESTEBAN GARCÍA	
PROFESOR: OSCAR ARGUERO HERNÁNDEZ		ESTUDIANTE: JOSÉ ANTONIO GARCÍA	
MATERIA: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO		CARRERA: INGENIERÍA CIVIL	
CATEDRÁTICO: OSCAR ARGUERO HERNÁNDEZ		CARRERA: INGENIERÍA CIVIL	
FECHA: 15/05/2018		PÁGINA: 3/6	
LUGAR: GUATEMALA		ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL	



PLANTA POZO DE VISITA CAIDA ADOSADA
ESCALA: 1/35



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CENTRO EL CENTRO
SAN ANTONIO, GUATEMALA

10/12

ING. OSCAR ARGUETA HERNANDEZ
ASISTENTE SUPERVISOR DE EPS
UNIDAD DE PRACTICAS DE INGENIERIA Y EPS
FACULTAD DE INGENIERIA

Universidad de San Carlos de Guatemala
Ing. Oscar Argueta Hernández
Asesor - Supervisor de EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

