



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

**DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA
MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE
SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

Jaime José Callén Valdés

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JAIME JOSÉ CALLÉN VALDÉS
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha octubre de 2010.


Jaime José Callén Valdés



Guatemala, 05 de julio de 2010.
P.IC.76.07.10.

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Su Despacho

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio le envío para el dictamen y aprobación respectiva el anteproyecto del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado: **"DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**. Para realizar dicho proyecto en un período mínimo de **seis meses**, a partir del 25 de febrero de 2010, fue seleccionado el estudiante universitario **Jaime José Callén Valdés** carné No. **200714345**, quien cursa la Carrera de Ingeniería Civil y es debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Juan Merck Cos.

Sin otro particular y agradeciendo de antemano su colaboración.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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



cc. Archivo
NISZ/ra



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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Jaime José Callén Valdés** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200714345**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

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



c.c. Archivo
JMC/ra



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



Guatemala,
22 de septiembre de 2011

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jaime José Callén Valdés, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



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



Guatemala,
24 de enero de 2012

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jaime José Callén Valdés, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA TODOS

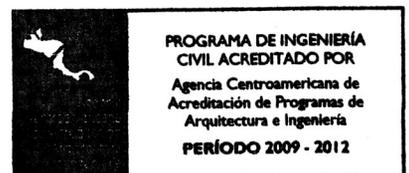

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmientos Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Jaime José Callén Valdés, titulado DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



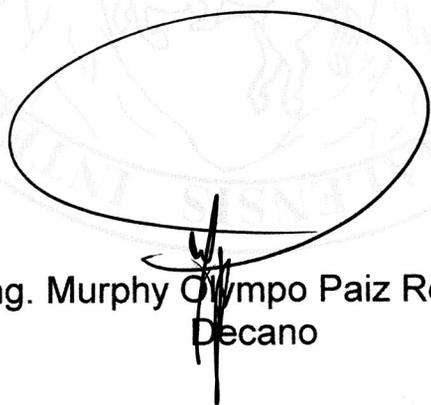
Guatemala, marzo 2012

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado **DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO NUEVO, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**, presentado por el estudiante universitario **Jaime José Callén Valdéz**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, marzo de 2012



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser mi fortaleza y concederme esta meta.
Mis padres	Xiomara Valdés de Callén, Jaime Callén Posadas, Mirza Samayoa de Callén, Miguel Angel Roldán y Romelia Valdés de Roldán.
Mis abuelos	Francisco Callén (q.e.p.d.), Angelina Posadas, Carlos Valdés (q.e.p.d.) y Francisca Miranda de Valdés (q.e.p.d.).
Mis hermanos	Victoria María, Xiomara Alejandra, Mirza de María, José Ernesto, Francisco Alejandro, Sergio Bernardo y Karla Romelia.
Mis cuñados	Edwin Meneses, Manuel Moro, Luis Méndez, Byron Burgos, Leonel y Margarita Monroy.
Mis sobrinos	Diego André, Sebastián, José Rodrigo, Adrian Enrique, Alejandra, María Fernanda y Nathalia.
Las familias	Miranda Valdés, Barillas Valdés, Monroy Pesquera, especialmente a Vivian con amor por todo el apoyo.
Mis amigos	Por su amistad, especialmente a Boris Cisneros.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por infundir en mí el espíritu de sabiduría iluminando mi vida para alcanzar esta meta.
Mi madre	Cuyo valor y fortaleza han sido el más grande ejemplo de amor.
Mis padres	Por ser mi fuente de inspiración y apoyo incondicional en todos los momentos de mi vida.
Mis hermanos	Por su apoyo y motivación para superarme.
Ing. Juan Merck Cos	Por su ayuda en mi preparación profesional y valiosa amistad.
Colegio Liceo La Salle	Por cimentar mi formación inicial, moral y espiritual.
Municipalidad de San Jacinto	Por brindarme el apoyo para realizar mi EPS.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por formarme profesionalmente.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1. MONOGRAFÍA DE LA ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Localización y ubicación	1
1.1.2. Accesos de comunicación	2
1.1.3. Topografía	3
1.1.4. Población	3
1.1.5. Actividades económicas y productivas	3
1.1.6. Aspectos climáticos	4
1.1.7. Educación	4
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Pueblo Nuevo	4
1.2.1. Descripción de necesidades	4
1.2.2. Evaluación y priorización de necesidades	5

2.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	7
2.1.	Descripción del proyecto puente	7
2.2.	Estudios preliminares	8
2.3.	Levantamiento topográfico	9
2.4.	Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial	10
2.5.	Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa	10
2.6.	Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes	12
2.6.1	Métodos sección-pendiente	12
2.7.	Diseño de la superestructura	15
2.7.1.	Diseño de la losa	16
2.7.1.1.	Cálculo de peralte	16
2.7.1.2.	Integración de cargas	17
2.7.1.3.	Cálculos de momentos	17
2.7.1.4.	Cálculo del refuerzo	20
2.7.2	Diseño de diafragmas	24
2.7.2.1.	Diafragma externo	24
2.7.2.2.	Diafragma interno	26
2.7.2.3.	Diseño de vigas principales	28
2.7.2.4.	Momento para carga muerta	31
2.7.2.5.	Momento para carga viva	32
2.7.2.6.	Impacto	34
2.7.2.7.	Momento total	36
2.7.3.	Cálculo de refuerzo	36
2.7.4.	Diseño de barandales	44
2.8.	Diseño de la subestructura	49

2.8.1.	Cortina	50
2.8.2.	Viga de apoyo	56
2.8.3.	Estribo	59
2.8.4.	Obras de protección	87
2.8.5.	Almohada de neopreno	88
2.9.	Elaboración de planos	95
2.10.	Elaboración de presupuestos	95
2.11.	Evaluación de impacto ambiental	97
3.	DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	101
3.1.	Descripción del proyecto	101
3.2.	Levantamiento topográfico	101
3.3.	Fuentes de agua	102
3.4.	Caudal de aforo	102
3.5.	Análisis de la calidad de agua	102
3.5.1.	Examen bacteriológico	102
3.5.2.	Examen físico-químico sanitario	103
3.6.	Criterios de diseño	104
3.6.1.	Período de diseño	104
3.6.2.	Población de diseño	104
3.6.3.	Dotación	105
3.6.4.	Factores de consumo	106
	3.6.4.1. Factor de día máximo (Fdm)	106
	3.6.4.2. Factor de hora máxima (Fhm)	106
3.7.	Determinación de caudales	107
3.7.1.	Caudal medio diario	107
3.7.2.	Caudal máximo diario	107

3.7.3.	Caudal máximo horario	108
3.8.	Diseño hidráulico del sistema	108
3.8.1.	Captación	108
3.8.2.	Línea de conducción	109
3.8.3.	Tanque de almacenamiento	112
3.8.4.	Red de distribución	112
3.8.5.	Sistema de desinfección	113
3.8.6.	Obras de arte	114
3.8.7.	Válvulas	126
3.8.8.	Programa de operación y mantenimiento	127
3.9.	Propuesta de tarifa	127
3.10.	Elaboración de planos	128
3.11.	Elaboración de presupuesto	129
3.12.	Evaluación socio-económica	130
3.12.1.	Valor presente neto	131
3.12.2.	Tasa interna de retorno	132
3.13.	Evaluación de impacto ambiental	132
CONCLUSIONES		135
RECOMENDACIONES		137
BIBLIOGRAFÍA		139
APÉNDICES		143
ANEXOS		1413

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación de la aldea Pueblo Nuevo	2
2.	Sección transversal del río	15
3.	Geometría de superestructura	16
4.	Diagrama de momentos	17
5.	Esquema final armado de losa	24
6.	Detalle armado de diafragma externo	26
7.	Detalle armado de diafragma interno	28
8.	Sección transversal de superestructura	29
9.	Diagrama de carga viva sobre viga	32
10.	Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente	35
11.	Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo	40
12.	Diagrama para relación de corte en viga	42
13.	Detalle armado de viga principal	43
14.	Detalle de viga principal	44
15.	Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal	45
16.	Diagrama de cargas para diseño de postes	47
17.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo	58
18.	Detalle armado de viga de apoyo para pila central	59
19.	Geometría y diagrama de presiones en estribo	60
20.	Geometría de la pila central	69

21.	Esquema de áreas para cálculo de corte simple y corte punzonante en zapata	74
22.	Armado zapata de pila central	79
23.	Armado columna de pila central	86
24.	Detalle placas de elastómero	91
25.	Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete del elastomero	92
26.	Elevación lateral de paso aéreo	115

TABLAS

I.	Distribucion poblacional por edades aldea pueblo nuevo	3
II.	Necesidades de la aldea Pueblo Nuevo, San Jacinto, Chiquimula	6
III.	Momentos de volteo sin superestructura	61
IV.	Momento estabilizante sin superestructura	62
V.	Momentos de volteo con sismo y sin carga viva	67
VI.	Momento estabilizante en pila central	71
VII.	Propiedades de diferentes durezas elastoméricas	90
VIII.	Presupuesto para la construcción del puente	96
IX.	Resumen diseño línea de conducción	111
X.	Tensión del cable de paso aéreo	116
XI.	Longitud de péndolas de paso aéreo	119
XII.	Presupuesto de la ampliación del sistema de agua potable	129

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
\emptyset	Ángulo de fricción interna del suelo
As	Área de acero
B	Base
Q	Caudal
Qmd	Caudal máximo diario
Qmh	Caudal máximo horario
Qm	Caudal medio
QT	Caudal total
Vu	Corte último
CP	Cota piezométrica
E	Empuje de la tierra
T	Espesor de losa
I	Impacto
S	Luz eficaz entre vigas
L	Luz libre entre vigas
m.c.a.	Metros columna de agua
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
Mu	Momento último
D	Peralte
Hf	Pérdida de carga
R	Radio hidráulico
f_y	Resistencia nominal del acero

f'_c	Resistencia nominal del concreto
V	Velocidad
Vs	Valor soporte del suelo

GLOSARIO

AASHTO	Siglas de la American Association of State Highway and Transportation Officials.
Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Aforo	Es el promedio de llenado de un recipiente con volumen constante, sus dimensiones están dadas por litros sobre segundo.
Aproche	Viene del inglés approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan la carretera con el puente.
Barandal	Unidades a lo largo del puente, son utilizadas para la seguridad del peatón y vehículos, están conformados por postes y pasamanos.
Caudal	Es la cantidad de agua que circula por un conducto en la unidad de tiempo.
Concreto ciclópeo	Material que se obtiene de la mezcla proporcional de cemento, arena, piedra bola y agua.

Conducción	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
Diafragma	Elemento estructural perpendicular a la viga principal de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión en las mismas y alabeo.
DGC	Dirección General de Caminos.
Excentricidad	Distancia del punto de aplicación de una fuerza al baricentro de la sección sobre la cual actúa.
Fuente	Es el manantial o agua que brota de la tierra.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite hacia los apoyos.
Presión	Fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.
Tirante	Altura del agua sobre una sección determinada de un río.
Valor soporte	Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.

RESUMEN

En el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) realizado en la municipalidad de San Jacinto Chiquimula, se desarrollaron los diseños de un puente vehicular para la aldea Pueblo Nuevo y la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable en la cabecera municipal de San Jacinto, que serán de suma importancia para el desarrollo de estas comunidades.

El primero de los proyectos trata sobre el diseño del puente vehicular sobre el río Shutaque. El puente vehicular se diseñó con las siguientes características: luz de 30,00 m, ancho de rodadura de 3,66 m, carga viva AASHTO HS15-44 de 12 000 lb en el eje más pesado. Considerando que dicho proyecto beneficia y solventa el problema de los accesos hacia la aldea Pueblo Nuevo y poblaciones vecinas, facilitando así su movilización y transporte.

El segundo es el diseño de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable en la cabecera municipal de San Jacinto, el cual será abastecido por un manantial natural denominado La Ceiba. Los componentes del proyecto son: captación, línea de conducción, y obras hidráulicas, los cuales funcionarán por medio de gravedad.

Cada estudio contiene sus respectivos planos y presupuestos.

OBJETIVOS

General

Diseñar la ampliación del sistema de agua potable para la cabecera municipal y puente vehicular para la aldea Pueblo Nuevo, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

Específicos

1. Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Pueblo Nuevo, San Jacinto, Chiquimula.
2. Capacitar a los miembros del COCODE de la aldea Pueblo Nuevo sobre mantenimiento del puente vehicular.

INTRODUCCIÓN

La construcción de vías de comunicación terrestre, así como el abastecimiento de agua potable a las comunidades, son sinónimos de desarrollo para las mismas, contribuyendo directamente al crecimiento económico y social.

Partiendo de este principio y manteniendo la filosofía de servicio social, la Universidad de San Carlos de Guatemala contribuye responsablemente a través del programa de Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería asistiendo, a las comunidades del país que lo requieren, proporcionando apoyo técnico en el desarrollo de proyectos de bien común.

El trabajo de graduación que se presenta a continuación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), realizado en el municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, municipio que se encuentra localizado a 190 km de la ciudad capital de Guatemala.

Los proyectos desarrollados son: diseño de un puente vehicular en la aldea Pueblo Nuevo y el diseño de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable para la cabecera municipal de San Jacinto, los cuales fueron definidos previo a un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio, el cual sirvió para priorizar dichos proyectos.

En el capítulo uno se describe la monografía y el diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Pueblo Nuevo, con el fin de conocer el estado actual de la población.

En el capítulo dos se presenta el desarrollo del diseño del puente vehicular para la aldea Pueblo Nuevo, el cual está constituido por losa de rodadura, vigas principales, diafragmas internos y externos, banquetas, barandales, viga y cortina de apoyo, estribos, pila central y zapata de pila central.

En el capítulo tres se desarrolla el diseño de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable para la cabecera municipal de San Jacinto, solventando los problemas que son creados por la mala distribución del sistema actual, a tal grado que en algunos sectores no llega el agua, lo cual provoca que hagan uso de fuentes inadecuadas. Los componentes del proyecto son; captación, línea de conducción y obras hidráulicas.

1. MONOGRAFÍA DE LA ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA.

1.1. Generalidades.

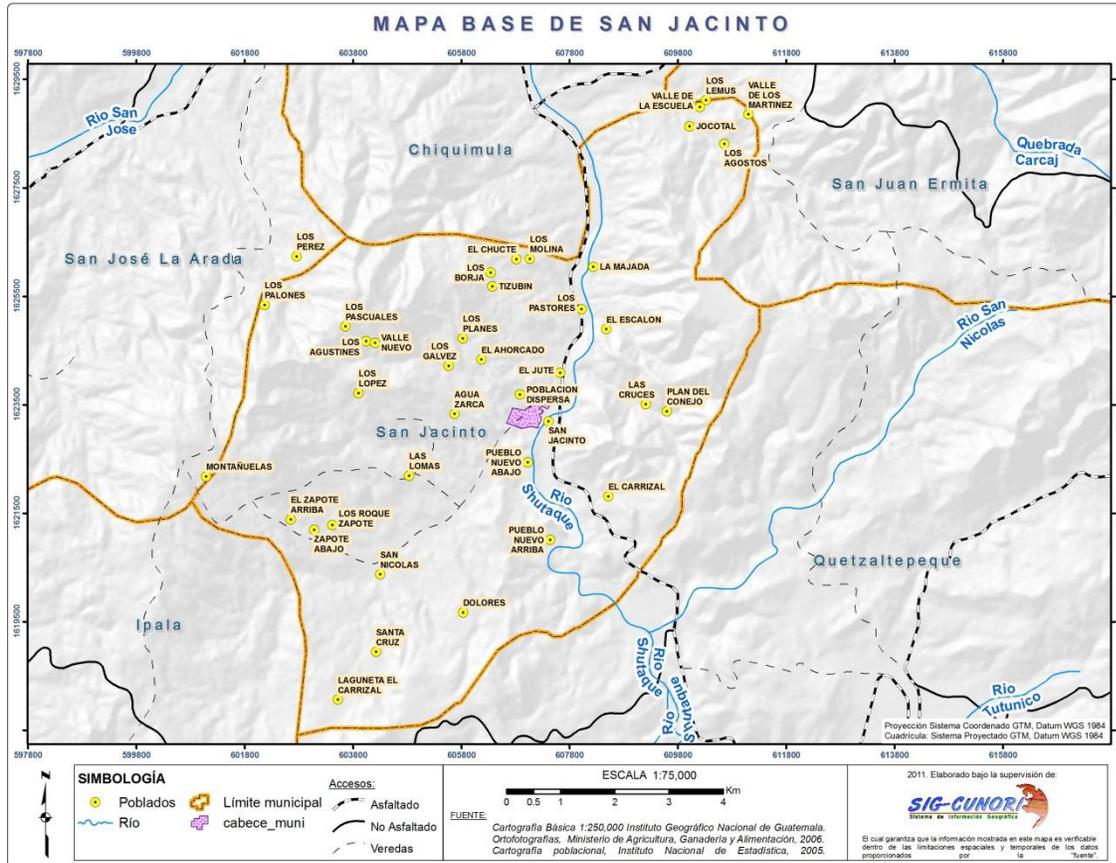
Se presenta la principal información geográfica, demográfica, económica, entre otras, del área de la población donde se trabajó.

1.1.1. Localización y ubicación.

La aldea Pueblo Nuevo se localiza a 2,5 kilómetros del municipio de San Jacinto, Chiquimula y a una distancia de 190 kilómetros de la ciudad capital. La aldea cuenta con una extensión territorial aproximada de 8 kilómetros cuadrados. Se encuentra ubicada entre las coordenadas geográficas: latitud de 14°40'08" y una longitud de 89°30'23" y a una altura aproximada de 540 metros sobre el nivel del mar. Colinda con las siguientes áreas:

- Norte; con aldea Carrizal (San Jacinto) y el Común (Quezaltepeque)
- Sur; aldea Hierba Buena (Quezaltepeque)
- Este; aldea Carrizal (San Jacinto)
- Oeste; aldea Agua Zarca y Lomas (San Jacinto)

Figura 1. Ubicación de la aldea Pueblo Nuevo



Fuente: Laboratorio del SIG de la carrera de Agrimensura CUNORI

1.1.2. Accesos de comunicación

La vía principal de acceso es por medio de la carretera que viene desde la Ciudad Capital hacia Esquipulas, conocida como la ruta CA-10. Esta carretera se encuentra asfaltada y en buenas condiciones hasta llegar a el kilómetro 187, desviándose luego 2,0 kilómetros por un camino de terracería para llegar a la aldea Pueblo Nuevo.

1.1.3. Topografía

La topografía de la aldea Pueblo Nuevo es montañosa, presentando diferencia de niveles muy pronunciados. El suelo es considerablemente seco debido a las características climáticas del territorio.

1.1.4. Población

Según el diagnóstico realizado por la municipalidad de San Jacinto, el 100% de la población pertenece al grupo no indígena.

Tabla I. **Distribución poblacional por edades aldea pueblo nuevo**

Rango de edades	No. de habitantes
0 a 9 años	333
10 a 29 años	356
30 a 49 años	300
50 a 64 años	164
65 a + años	75
TOTAL	1 228

Fuente: elaboración propia, basado en datos de la Municipalidad

1.1.5. Actividades económicas y productivas

Las principales actividades económicas son de agricultura y artesanías. Los habitantes se dedican a la producción agrícola en un 90%, los cultivos más importantes son maíz, frijol, jocote, tamarindo y mango, y el 10% restante de la población se dedica a la producción de artesanías de palma. El maíz y el frijol

son producidos para el autoconsumo, poniendo al mercado la venta de jocote, mango, tamarindo y artesanias de palma.

1.1.6. Aspectos climáticos

El clima es tropical seco; por lo tanto la temperatura suele ser relativamente alta en la aldea Pueblo Nuevo. Entre los meses de marzo y abril las medias máximas anuales están entre los 32° y 38° C, mientras que las mínimas están entre los 14° y los 20° C. No se conocen las heladas o temperaturas bajas extremas. Su precipitación pluvial es de 640 mm/año. La estación metereologica mas cercana es la de Esquipulas.

1.1.7. Educación

La aldea Pueblo Nuevo cuenta con dos escuelas de nivel primario y pre-primario, localizadas en el centro de la comunidad.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Pueblo Nuevo

Fue necesario realizar un diganóstico para definir las principales necesidades de los servicios en la comunidad.

1.2.1. Descripción de necesidades

Las necesidades que se presentan son distintas dependiendo de cada comunidad o población, siendo las más comunes en la aldea Pueblo Nuevo, se presentan a continuación

- Construcción del puente vehicular sobre el río Shutaque; Es necesaria la construcción de un puente sobre este río, porque en época de lluvia su caudal aumenta, impidiendo el tránsito vehicular hacia las comunidades más cercanas.
- Ampliación del sistema de agua potable; para dotar del vital líquido a un mayor número de usuarios, debido a que el actual sistema de agua potable es insuficiente para abastecer a la población total.
- Construcción de pavimento; es indispensable la pavimentación de los tramos carreteros, porque en época de invierno los caminos de terracería se deterioran con las corrientes de agua que cruzan la carretera, aumentando los baches y el deterioro para los vehículos que transitan dicha carretera.
- Construcción de edificio escolar; se considera necesaria la ampliación de la escuela, debido a que la población escolar ha aumentado y el número de aulas es insuficiente.
- Letrinización; es imprescindible contar con dicho servicio básico, para evitar la contaminación de las escasas fuentes de agua potable existentes, participando de forma conjunta en el control de las enfermedades gastrointestinales de transmisión hídrica.

1.2.2. Evaluación y priorización de necesidades.

La priorización de los proyectos, se realizó según criterios que la municipalidad y COCODE de San Jacinto determinaron, realizando para ello un estudio, definiéndolo de la siguiente forma

Tabla II. **Necesidades de la aldea Pueblo Nuevo, San Jacinto, Chiquimula**

NÚMERO	NOMBRE DEL PROYECTO	UBICACIÓN	CLASIFICACIÓN
1	Puente Vehicular	Aldea Pueblo Nuevo	Infraestructura vial
2	Ampliacion del sistema de de agua potable	Aldea Pueblo Nuevo	Servicio Básico
3	Pavimentación	Aldea Pueblo Nuevo	Infraestructura vial
4	Edificio Escolar	Aldea Pueblo Nuevo	Educación
5	Letrinización	Aldea Pueblo Nuevo	Servicio Básico

Fuente: elaboración propia.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

Se presenta a continuación, detalladamente, el procedimiento realizado para el diseño del puente vehicular.

2.1. Descripción del proyecto puente

Este proyecto tiene como objetivo principal, lograr una vía de acceso vehicular, que permita a los pobladores de la comunidad y de las que se encuentran alrededor, desplazarse a otras aldeas y a la carretera principal que conduce a la cabecera municipal.

Consiste en el diseño de un puente vehicular de 30 metros de luz, dividido en dos tramos iguales de 15 metros. Compuesto por una pila central, estribos, vigas y losas de concreto reforzado, con un ancho total de 4,96 metros y una altura de 5,10 metros, desde el lecho del río a las vigas principales, para soportar una carga viva AASHTO HS15-44, el cual agilizará la movilidad en la aldea Pueblo Nuevo. El puente consta de tres partes, las cuales son:

- Superestructura: son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas que se aplican. La superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz sobre la que se transportan vehículos, camiones, personas y otros. Se compone de los siguientes elementos
 - Losa

- Banqueta
 - Diafragmas
 - Barandales
 - Vigas principales
- Subestructura: es el conjunto de elementos estructurales que transmiten las cargas al suelo y le dan estabilidad a toda la estructura. Sus componentes son
 - Estribo
 - Pila central
 - Viga de apoyo
 - Cortina
- Aproches y obras de protección; son unidades que sirven para conectar la carretera al puente, generalmente son rellenos para alcanzar la rasante.

Se necesita la construcción de las obras de protección, con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación, así como, el colapso de la estructura. Consiste básicamente en muros que protegen los taludes de la erosión y deslizamientos del terreno.

2.2. Estudios preliminares

Estos se hacen con el fin de verificar y conocer el estado del sitio en estudio, es básicamente realizar visitas técnicas. En este caso en particular se necesita verificar la calidad del terreno, para tal efecto se extrajo una muestra

del suelo, seguidamente se realizó el ensayo de laboratorio de compresión triaxial para encontrar el valor soporte del mismo.

También se necesita obtener información sobre el comportamiento del río en tormentas tropicales o huracanes y en época de invierno.

2.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente.

Se realizaron los levantamientos siguientes

- Planimétrico; utilizando el método de conservación del azimut.
- Altimétrico; utilizando una nivelación simple.

Con los datos obtenidos en campo se procedió a dibujar, creando el polígono y curvas de nivel del terreno, se hizo el trazo del eje central del puente.

El equipo utilizado fue el siguiente

- Teodolito marca WILD T-1
- Estadia
- Cinta métrica de 50 m
- Plomada
- Estacas de Madera, pintura, clavos, martillo, etc

2.4. Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial

Es necesario conocer la calidad del suelo, siendo este un factor importante pues soporta la construcción realizada, entre otras razones.

2.4.1. Determinación del valor soporte del suelo

El suelo encontrado en esta área es un manto rocoso; para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a 0,50 metros de profundidad, donde no se pudo obtener ninguna muestra del suelo, por la rocosidad del área.

El área donde se ubicará el puente está asentada sobre un manto rocoso, por lo que se adoptó un valor soporte de $(V_s) = 29,0 \text{ ton/ m}^2$, tomando como referencia la tesis de Jadenon Vinicio Cabrera, Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones 1, para suelos similares (ver anexo 1).

2.5. Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa

Se deben tomar en cuenta algunos criterios, antes de desarrollar el diseño de puente.

- Diseño de puentes; se utiliza las normas de *Standard Specifications Highway Bridges* de la *American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO)*.
- Carga viva; de diseño tipo AASHTO HS 15-44.

- Recubrimientos; según AASHTO 8,22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 cm; para losas en cama superior 5 cm, cama inferior 2,5 cm; para columnas y vigas 5 cm.
- Longitud de desarrollo; según AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.
- Traslapes; según AASHTO 8.25 (DGC 509.080), se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal forma que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2, y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60cm.
- Ganchos. según AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Formaletas; se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.

Para la superestructura se deben tomar en cuenta lo siguiente

- La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.

- Todos los elementos de metal deben cubrirse con dos capas de diferente color de pintura anticorrosiva, exceptuando los pernos que deben estar debidamente engrasados.

Para la subestructura se deben tomar en cuenta

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos.
- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.

2.6. Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes

El caudal de diseño constituye otro de los parámetros de gran importancia conjuntamente con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y la subestructura.

Para el cálculo de la creciente máxima extraordinaria que ocurre en época de invierno u otros fenómenos naturales, se puede determinar el caudal de diseño mediante el método sección-pendiente.

2.6.1. Métodos sección-pendiente

Este método surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos, donde prácticamente no se tienen datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza y donde se puede aplicar un buen margen de seguridad.

Para estimar las crecidas por este método se necesita definir la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, como buscar señales que han dejado grandes crecidas en sus alrededores, buscar en archivos contiguos o consultar con los pobladores que habitan en las cercanías del lugar. Con la topografía se determinó una altura máxima alcanzada de 3,30 metros.

Se obtiene el valor del área de la sección de la corriente a partir de la altura máxima. Para obtener el caudal máximo se utiliza la ecuación $Q = V * A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la ecuación de Manning.

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

- V = velocidad (m/s)
- R = radio hidráulico
- n = coeficiente de rugosidad
- S = pendiente (m/m)

Los datos básicos para poder determinar la crecida máxima por este método fueron: el área de la sección de la corriente y la pendiente.

Para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó la información del levantamiento topográfico.

Cota 1 = 97,15 m

Cota 2 = 96,84 m

Distancia horizontal = 54,00 m

$$S = \frac{97,15-96,84}{54,00} * 100 = 0,60\%$$

El valor del área de la sección de la corriente se calcula a partir del dibujo de sección transversal, obtenida del levantamiento topográfico y la determinación de la altura máxima que alcanza la corriente del río.

De estos datos se obtuvo el área de 50,06 m²

- Cálculo del caudal máximo

área: 50,06 m²

perímetro mojado: 28,11 m

pendiente: 0,60 %

coeficiente de rugosidad: 0,028

El tipo de superficie es compuesto por rocas medianas, arena y poca maleza.

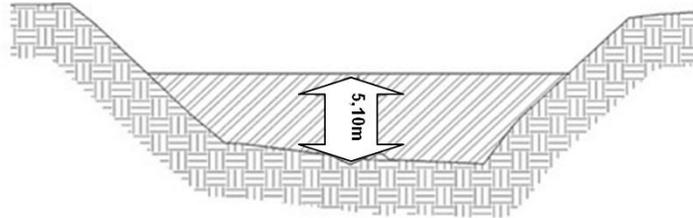
$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R = \frac{50,06}{28,11} = 1,78\text{m}$$

$$V = \frac{1}{0,028} * 1,78^{2/3} * 0,006^{1/2} = 4,06\text{m/s}$$

$$Q = 4,06 \cdot 50,06 = 203,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Figura 2. **Sección transversal del río**



Fuente: elaboración propia.

Por lo tanto la altura mínima del puente será de 5,10 metros sobre el lecho del río.

2.7. **Diseño de la superestructura**

A continuación se presenta el diseño del tramo, es necesario establecer la longitud del tramo en donde existe luz efectiva.

- Diseño del tramo de 15,00 m de luz

sobre carga	HS 15-44
ancho útil	3,66 m
luz efectiva	15,00 m
peso específico del concreto	2 400 kg/m ³
peso específico del asfalto	2 100 kg/m ³
f'c	2 10 kg/cm ² (3 000 psi)
Fy	2 810 kg/cm ² (4 000 psi)

2.7.1.2. Integración de cargas

- Carga muerta

$$W \text{ losa} = W \text{ concreto} * t * b = 2\,400 * 0,16 * 1,00 = 384 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ asfalto} = W \text{ asfalto} * t * b = 2\,100 * 0,05 * 1,00 = 105 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ barandal} = (0,20 * 0,20 * 2\,400 * 1,10) / 2,50 = 42,24 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 531,24 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga

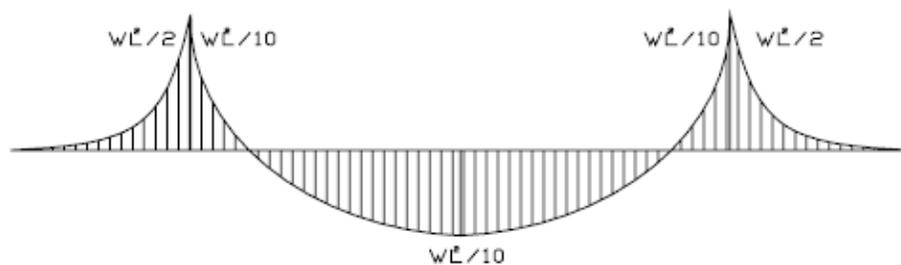
$P = 12\,000 \text{ lb}$ ó $5,500 \text{ kg}$ (carga en el eje más pesado).

Según la AASHTO la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto, por lo que el refuerzo principal es perpendicular al tránsito vehicular.

2.7.1.3. Cálculos de momentos

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

Figura 4. **Digrama de momentos**



Fuente: elaboración propia.

- Momento debido a carga muerta

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} * S^2}{10} \quad \text{o}; \quad M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{2}$$

W_{cm} = carga muerta = 531,24 kg/m

S = distancia entre vigas a ejes (m) = 3,00 m

L = longitud del voladizo (m) = 0,98 m

$$M_{cm} = \frac{531,24 * 3,00^2}{10} = 478,12 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{531,24 * 0,98^2}{2} = 255,10 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor, M_{cm} = 478,12 kg-m

- momento debido a sobrecarga

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = 0,8 \left(\frac{S+2}{32} \right) P_{15}$$

Donde;

M_{cv} = momento por carga viva

S = Luz libre entre vigas = 8,036 pies

P = carga del eje más pesado = 12 000 lb

$$M_{cv}=0,8 \left(\frac{8,036+2}{32} \right) 12000=4014,4 \text{ lb-pie} \cong 417,24 \text{ kg-m}$$

- Momento debido al impacto

Está especificado como un porcentaje de la carga viva y éste debe ser menor o igual al 30%, según la AASHTO 3.8.2.1

$$I = \left(\frac{15,24}{S+38} \right)$$

S = Luz entre vigas a ejes = 3,00 m

$$I = \left(\frac{15,24}{3,00+38} \right) = 0,37 \cong 37\% > 30\%$$

Se utiliza I=30%

- Momento último

Según la AASHTO 1.2.22, la ecuación que integra los momentos para dar el momento último es como sigue

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

Donde;

M_{cm} = momento por carga muerta = 478,12kg-m

M_{cv} = momento por carga viva = 417,24 kg-m

I = impacto = 30%

$$M_u = 1,3 \left(478,12 + \frac{5}{3} (417,24 * 1,30) \right) = 1\,796,78 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del peralte efectivo

Se determina por medio de la ecuación siguiente

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

$$d = 0,16 - 0,0250 - \frac{0,0127}{2}$$

$$d = 0,129 \text{ m}$$

2.7.1.4. Cálculo del refuerzo

Los refuerzos son importante, se calculan los de cama inferior y cama superior.

- Cálculo del refuerzo transversal cama inferior

Para calcular el área de acero (A_s) se aplica la siguiente ecuación

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f_c}} \right] * \frac{0,85 * f_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[100 * 12,90 - \sqrt{(100 * 12,90)^2 - \frac{1796,78 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_s = 5,71 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se aplica la siguiente ecuación

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 12,90$$

$$A_{s\text{mín}} = 6,47 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 * 10^6}{(0,003 * 2,03 * 10^6 + 2810) * 2810} = 0,037$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * 0,037 * 100 * 12,90$$

$$A_{s\text{máx}} = 23,87 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}}$; entonces se utiliza $A_{s\text{mín}} = 6,47 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento entre varillas (S) No.3

Donde

A_s = área de acero requerido.

A varilla = área de la varilla a utilizar.

S = espaciamiento.

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_S} = \frac{1,27 * 100}{6,47} = 19,62 \text{cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0,15 m, refuerzo transversal cama inferior.

- Cálculo del refuerzo transversal cama superior

Para encontrar el área de acero (A_S) se calcula el refuerzo por temperatura:

$$A_S = 0,002 * b * t$$

b = base unitaria = 100 cm

t = espesor = 16 cm

$$A_S = 0,002 * 100 * 16 = 3,20 \text{cm}^2$$

- Espaciamiento entre varillas (S) No.4

A_S = área de acero requerido.

A varilla = área de la varilla a utilizar.

S = espaciamiento.

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_S} = \frac{0,71 * 100}{3,20} = 22,19 \text{cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G40 @ 0,20 m, refuerzo transversal cama superior.

- Cálculo del refuerzo longitudinal cama superior e inferior

Para encontrar el área de acero (A_s) según la AASHTO, recomienda que se calcule mediante la siguiente ecuación:

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

$S =$ luz libre entre vigas = 8,036pies (2,45 m)

$$FL = \frac{220}{\sqrt{8,036}} = 77,61\% > 67\%$$

Se utiliza 67%.

$$A_s = 0,67 * A_{S_{trans. inf.}}$$

$$A_s = 0,67 * 6,47 = 4,33 \text{cm}^2$$

- Espaciamiento entre varillas (S) No.4

A_s = área de acero requerido.

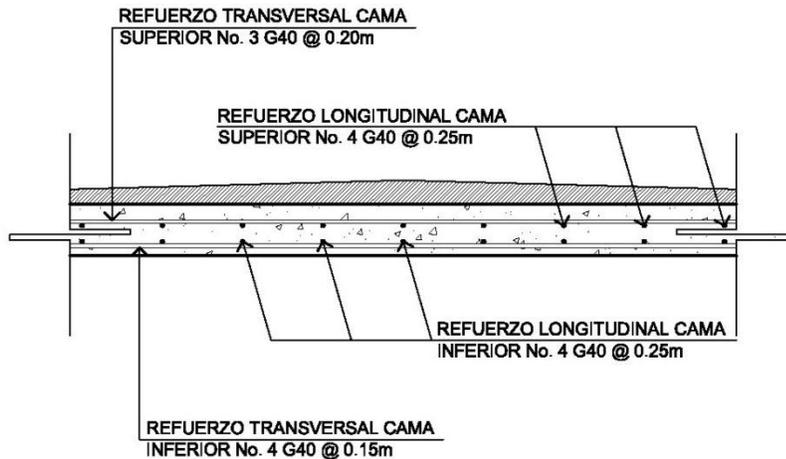
A varilla = área de la varilla a utilizar.

S = espaciamiento.

$$S = \frac{A_{var} * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{4,33} = 29,19 \text{cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0,25 m, refuerzo longitudinal cama superior e inferior.

Figura 5. Esquema final armado de losa



Fuente: elaboración propia.

2.7.2. Diseño de diafragmas

Los diafragmas se utilizan al centro y/o en los tercios de la luz de la superestructura. Los diafragmas transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas como cargas puntuales.

2.7.2.1. Diafragma externo

La altura del diafragma externo se aconseja que sea de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 cm.

$$h_{\text{diaf. ext.}} = 0,5 \cdot h_{\text{viga princ.}}$$

$$b_{\text{diaf. ext.}} = 0,30\text{m}$$

$$h_{\text{viga princ.}} = \text{altura de viga principal} = 1,20\text{ m}$$

$$h_{\text{diaf. ext.}} = 0,5 * 1,20 = 0,60\text{m}$$

$$b_{\text{diaf. ext.}} = 0,30\text{m}$$

De acuerdo a especificaciones AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) requerido por la sección.

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 55$$

$$A_{s\text{mín}} = 8,28\text{cm}^2$$

Utilizar 3 No. 6 G40 corridos tanto en cama superior como inferior.

Debe colocarse un refuerzo adicional en cada cara del elemento, equivalente a 0,25 pulg² por cada pie de alto.

$$A_{s\text{ref.adicional}} = 5,29 * 0,60 = 3,17\text{cm}^2$$

Utilizar 2 No. 5 G40 corridos refuerzo adicional.

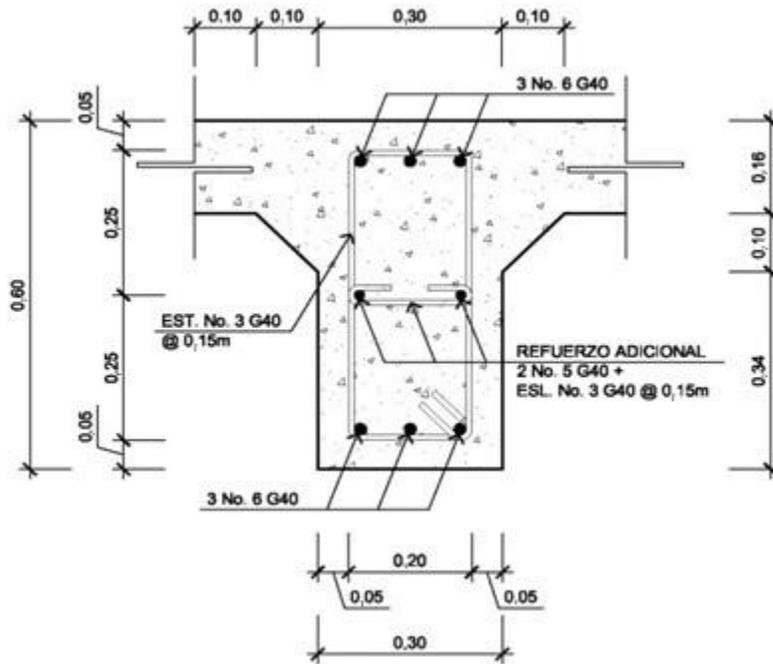
El refuerzo transversal, se coloca diámetro mínimo a $S_{\text{max}} = d/2$:

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{2} \leq 30\text{cm máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{55}{2} = 27,05\text{cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,15 m

Figura 6. Detalle armado de diafragma externo



Fuente: elaboración propia.

2.7.2.2. Diafragma interno

La altura del diafragma interno se aconseja que sea de 3/4 de la altura de las vigas y un ancho usual de 30 cm.

$$h_{\text{diaf. int.}} = 3/4 * h_{\text{viga princ.}}$$

$$b_{\text{diaf. int.}} = 0,30\text{m}$$

$$h_{\text{viga princ.}} = \text{altura de viga principal} = 1,20 \text{ m}$$

$$h_{\text{diaf. int.}} = 3/4 * 1,20 = 0,90\text{m}$$

$$b_{\text{diaf. int.}} = 0,30\text{m}$$

- Refuerzo A_s min

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 85$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 12,80\text{cm}^2$$

Utilizar 3 No. 8 G40 corridos en cama superior e inferior.

Para calcular el área de acero del refuerzo adicional, se recomienda adicionar 0,25 pulg² por cada pie de alto.

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 5,29 * 0,90 = 4,76\text{cm}^2$$

Utilizar 4 No. 5 G40 corridos refuerzo adicional.

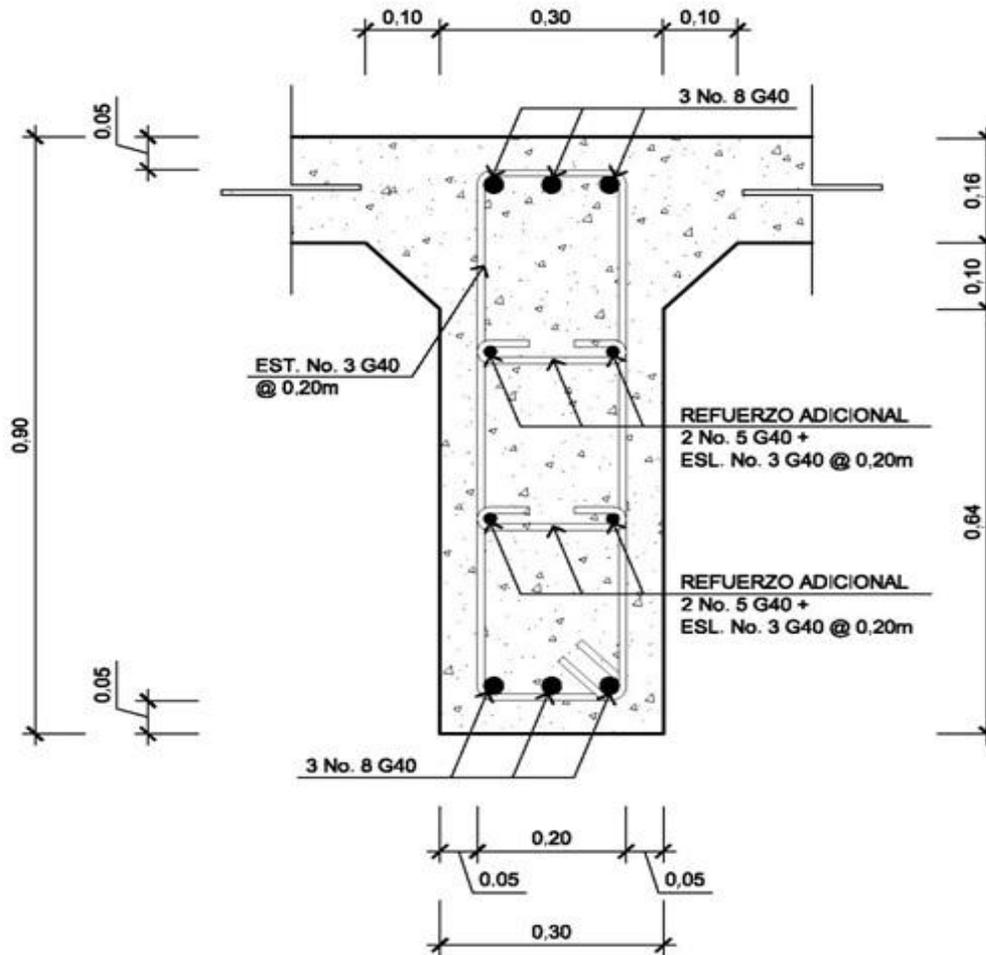
El refuerzo transversal, se coloca diámetro mínimo a $S_{\text{max}} = d/2$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{2} \leq 30\text{cm máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{85}{2} = 42,05\text{cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,20 m

Figura 7. **Detalle armado de diafragma interno**



Fuente: elaboración propia.

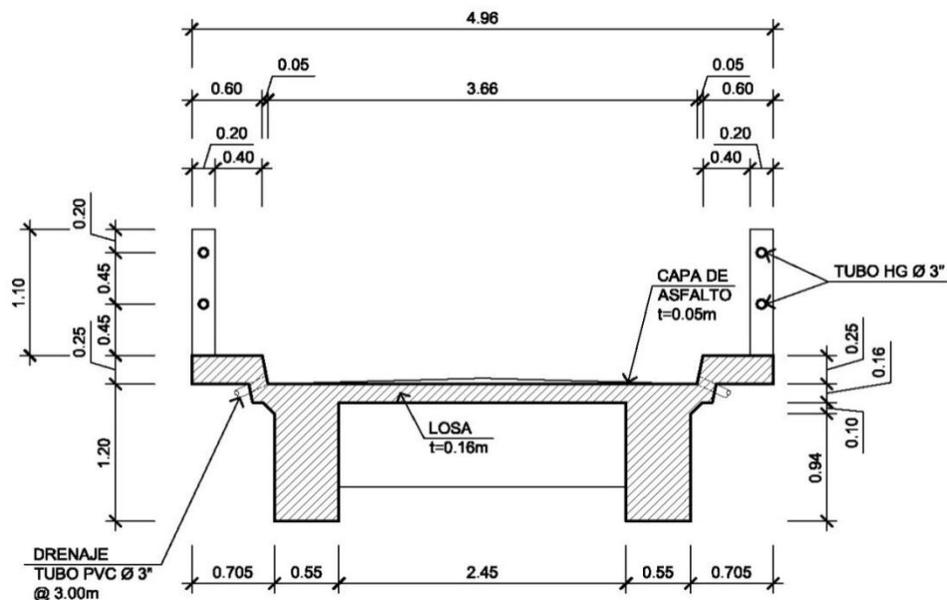
2.7.2.3. **Diseño de vigas principales**

Las vigas principales son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que éstas transmiten cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

El espaciamiento entre vigas queda a criterio del diseñador. Una práctica muy usual es espaciar a 10 ó 12 pies. Para el diseño de este proyecto se contará con dos vigas principales con iguales dimensiones para la superestructura del puente, la sección de las vigas se obtiene con base a la luz del puente.

En las superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores a 25,00 m, la carga que produce mayores efectos es la carga del camión y no la carga de pista, por lo que para este análisis no fué tomada en cuenta.

Figura 8. **Sección transversal de superestructura**



Fuente: elaboración propia.

- Predimensionamiento de vigas

Para no chequear deflexiones y alabeo, se calcula de la siguiente manera

$$H = \frac{L}{16} = \frac{15,00}{16} = 0,93\text{m} \cong \text{se adopta } 1,20\text{m}$$

$$b = \frac{2}{5} * H = \frac{2}{5} * 1,20 = 0,48\text{m} \cong \text{se adopta } 0,55\text{m}$$

- Integración de cargas

La carga muerta se calcula primeramente, su cálculo es como sigue

$$W_{\text{losa}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,16 \text{ m} * 4,96 \text{ m} = \frac{1904,64}{2} = 952,32 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asf}} = 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,05 \text{ m} * 3,66 \text{ m} = \frac{384,3}{2} = 192,15 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 1,10 \text{ m} \right) / 2,50 = 42,25 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1,20 \text{ m} * 0,55 \text{ m} = 1584,00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{CM total}} = 2770,72 \text{ kg/m}$$

El peso de los diafragmas se toma como carga puntual.

$$W_{\text{diaf int.}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,90 \text{ m} * (2,45 + 0,55 * 2) / 2 = 1150,2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext.}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * (2,45 + 0,55 * 2) / 2 = 766,8 \text{ kg}$$

- Sobrecarga

P = 12,000 lb ó 5,500 kg (eje más pesado)

2.7.2.4. Momento para carga muerta

Se presentan las ecuaciones para el cálculo del momento para carga muerta

$$M_{\text{cm}} = \left(\frac{W_{\text{CM total}} * L^2}{8} \right) + P * a$$

W cm total = carga muerta total = 2 770,72 kg/m

L = longitud de la viga principal = 15,00 m

P = carga del diafragma = 2 683,8 kg

A = distancia al apoyo = 4,90 m

$$M_{\text{cm}} = \left(\frac{2770,72 * 15,00^2}{8} \right) + 2683,8 * 4,90$$

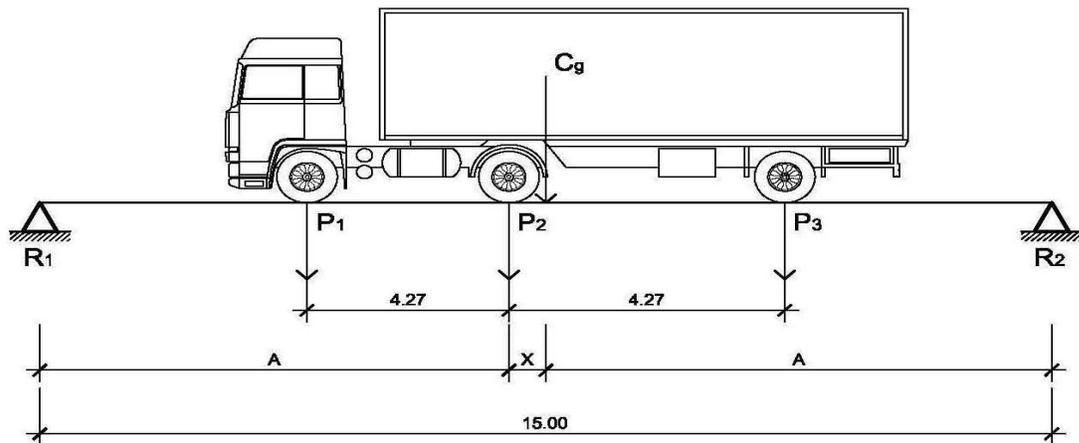
$M_{\text{cm}} = 91077,12 \text{ kg-m}$

2.7.2.5. Momento para carga viva

Según especificación AASHTO, el momento máximo por sobrecarga se presenta cuando el camión se encuentra ubicado a lo largo del puente en el lugar crítico.

El punto crítico ocurre cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión, se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 9. Diagrama de carga viva sobre viga



Fuente: elaboración propia.

$$P_1=3000 \text{ lb}=1400 \text{ kg}$$

$$P_2=12000 \text{ lb}=5500 \text{ kg}$$

$$P_3=12000 \text{ lb}=5500 \text{ kg}$$

Encontrando los valores de "A" y "X", se hace sumatoria de momentos con respecto al "C_g".

$$\sum M_{cg} = 0 \rightarrow$$

$$-P_1 \cdot (4,27+X) - P_2 \cdot X + P_3 \cdot (4,27-X) = 0$$

$$-1400 \cdot (4,27+X) - 5500 \cdot X + 5500 \cdot (4,27-X) = 0$$

$$X = 1,41 \text{ m}$$

$$2 \cdot A + X = 15,00 \text{ m}$$

$$A = \frac{15,00 - X}{2} = \frac{15,00 - 1,41}{2} = 6,795 \text{ m}$$

Para encontrar la reacción R2, se debe hacer sumatoria de momentos con respecto a la reacción R1.

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

$$P_1 \cdot (6,795 - 4,27) + P_2 \cdot 6,795 + P_3 \cdot (4,27 + 6,795) - R_2 \cdot 15 = 0$$

$$1400 \cdot (6,795 - 4,27) + 5500 \cdot 6,795 + 5500 \cdot (4,27 + 6,795) - R_2 \cdot 15 = 0$$

$$R_2 = 6784,33 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

$$R_1 - P_1 - P_2 - P_3 + R_2 = 0$$

$$R_1 - 1400 - 5500 - 5500 + 6784,33 = 0$$

$$R_1 = 5,615,67 \text{ kg}$$

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

$$M_{\text{máx cv}} = P_1 \cdot (A - 4,27) + (P_2 - P_1) \cdot A$$

$$M_{\text{máx cv}} = 1400 \cdot (6,795 - 4,27) + (5500 - 1400) \cdot 6,795$$

$$M_{\text{máx cv}} = 31394,50 \text{ kg-m}$$

2.7.2.6. Impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave, sino violenta, lo cual produce incrementos en las fuerzas internas de la estructura. Está especificado como un porcentaje de la carga viva y este debe ser menor o igual al 30%, según AASHTO 3.8.2.1.

$$I = \left(\frac{15,24}{L+38} \right)$$

L = Luz del puente = 15,00 m

$$I = \left(\frac{15,24}{15,00+38} \right) = 0,29 \cong 29\% \text{ como es } < 30\%$$

$$I = 29\%$$

El factor de distribución transversal para la viga, es un factor de seguridad, ya que el camión no pasa exactamente por el centro de la losa, por lo que se busca el caso crítico.

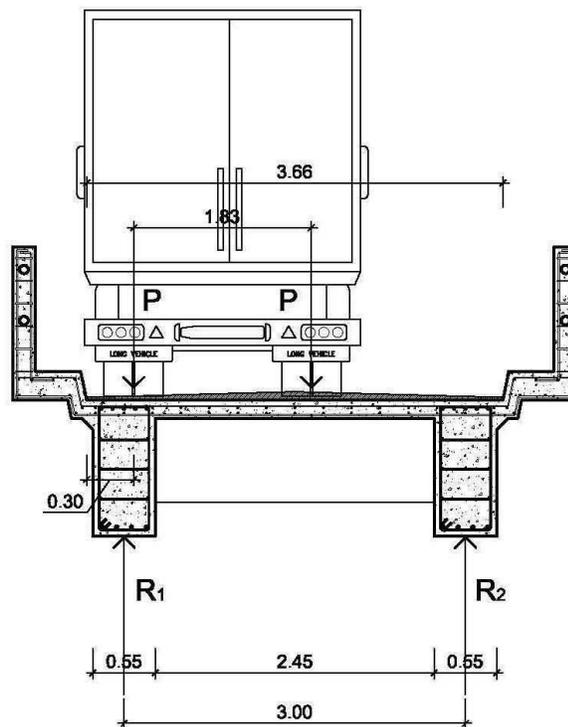
Según AASHTO el factor de distribución para puentes es la siguiente:

Puente de una vía = $S/6,5$ si $S < 6$ pies.

Puente de dos vías = $S/6,0$ si $S > 10$ pies.

Como en este caso el puente es de una vía y $S > 6$ pies (“S” distancia entre vigas a rostro), se calculará de la siguiente manera, realizando una sumatoria de momentos en el diagrama del puente respecto de una viga.

Figura 10. Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente



Fuente: elaboración propia.

Para encontrar la reacción R1 se debe hacer sumatoria de momentos con respecto a la reacción R2.

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

$$3,00 \cdot R_1 - P \cdot (3,33 - 0,30) - P \cdot (3,33 - 0,30 - 1,83) = 0$$

$$3,00 \cdot R_1 - 4,23 \cdot P = 0$$

$$R_1=1,41P$$

$$FD=R_1=1,41$$

2.7.2.7. Momento total

El momento máximo o último en las vigas se calcula por medio de la siguiente ecuación

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

Mu = momento último (kg-m)

Mcm = momento por carga muerta (kg-m)

Mcv = momento por carga viva (kg-m)

I = impacto ($\leq 30\%$)

FD = factor de distribución

$$M_u=1,3 \left(91077,12 + \frac{5}{3} (31394,50 * 1,29 * 1,41) \right)$$

$$M_u=242124,00 \text{ kg-m}$$

2.7.3. Cálculo de refuerzo

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene

$$M_u = 242124,00 \text{ kg-m}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

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

$$\begin{aligned}
 d &= 115 \text{ cm} \\
 f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_y &= 4\,200 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Para calcular el área de acero (A_s) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f_c}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot f_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[55 \cdot 115 - \sqrt{(55 \cdot 115)^2 - \frac{242124,00 \cdot 55}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{4200}$$

$$A_s = 63,11 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4200} \cdot 55 \cdot 115$$

$$A_{s\text{mín}} = 21,23 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 \cdot \rho_{\text{bal}} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 * 10^6}{(0,003 * 2,03 * 10^6 + 4200) * 4200} = 0,0214$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0,5 * 0,0214 * 55 * 115$$

$$As_{m\acute{a}x} = 67,68 \text{ cm}^2$$

Como $As_{m\acute{i}n} < As < As_{m\acute{a}x}$; entonces se utiliza $As = 63,11 \text{ cm}^2$

El armado de viga principal es calculado como se presenta a cotinuaci3n

- Refuerzo cama superior (refuerzo por sismo)

a) $As_{m\acute{i}n} = 21,23 \text{ cm}^2$

b) $33\% As = 33\% * 63,11 = 20,83 \text{ cm}^2$

Utilizar 5 No. 8 G60 corridos cama superior

- Refuerzo cama inferior (refuerzo calculado en apoyos)

a) $As_{m\acute{i}n} = 21,23 \text{ cm}^2$

b) $50\% As = 50\% * 63,11 = 31,56 \text{ cm}^2$

Utilizar 4 No. 11 G60 corridos cama inferior

- Refuerzo adicional, 0,25 pulg² por cada pie de alto.

$$As_{ref.adicional} = 5,29 * 1,20 = 6,35 \text{ cm}^2$$

Utilizar 6 No. 5 G60 corridos refuerzo adicional

- Refuerzo cama inferior (en L/2 medidos del centro hacia los apoyos)

$$A_{s_{\text{faltante por cubrir}}} = 63,11 - 38,32 = 24,79 \text{ cm}^2$$

Utilizar 3 No. 11 G60, con longitud de L/2 + longitud de desarrollo como bastones

- Carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos, se calcula por medio de la siguiente ecuación

$$V_{\text{cm}} = \frac{W_{\text{CM total}} * L}{2} + \frac{P}{2}$$

$$W_{\text{cm total}} = \text{carga muerta total} = 2770,72 \text{ kg/m}$$

$$L = \text{longitud de la viga principal} = 15,00 \text{ m}$$

$$P = \text{carga del diafragma}$$

$$V_{\text{cm}} = \left(\frac{2770,72 * 15,00}{2} \right) + \left(\frac{2300,4 + 1533,60 + 1533,60}{2} \right)$$

$$V_{\text{cm}} = 20780,40 + 2683,80$$

$$V_{\text{cm}} = 23464,20 \text{ kg}$$

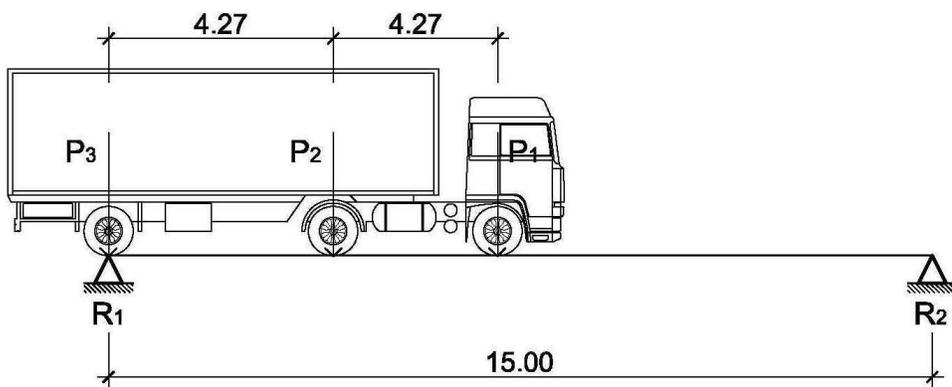
- Impacto

$$I = \left(\frac{15,24}{L+38} \right)$$

$$I = 29\%$$

- Sobrecarga; el corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga mayor del camión se encuentra sobre el apoyo.

Figura 11. Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo



Fuente: elaboración propia.

Para encontrar el cortante máximo (V máx) se hace sumatoria de momentos en R_2 .

$$\sum M_{R_2} = 0 \rightarrow$$

$$R_1 * 15,00 - P_3 * 15,00 - P_2 * 10,73 - P_1 * 6,46 = 0$$

$$R_1 * 15,00 - 5500 * 15,00 - 5500 * 10,73 - 1400 * 6,46 = 0$$

$$R_1 = V_{cv} = 10037,30 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 + \uparrow$$

$$R_1 - P_1 - P_2 - P_3 + R_2 = 0$$

$$10037,30 - 1400 - 5500 - 5500 + R_2 = 0$$

$$R_2 = 2362,70 \text{ kg}$$

- Cálculo del cortante para viga principal

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

V_u = cortante último (kg)

V_{cm} = cortante por carga muerta (kg)

V_{cv} = cortante por carga viva (kg)

I = impacto

$$V_u = 1,3 \left(23464,20 + \frac{5}{3} (10037,30 * 1,29) \right)$$

$$V_u = 58557,71 \text{ kg}$$

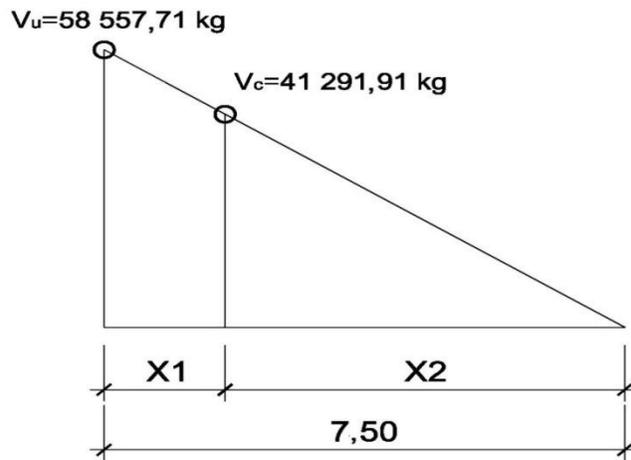
- Corte que resiste el concreto

$$V_c = \emptyset * 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{210 \cdot 55} \cdot 115$$

$$V_c = 41291,91 \text{ kg}$$

Figura 12. Diagrama para relación de corte en viga



Fuente: elaboración propia.

X_1 = Distancia donde se debe reforzar por corte.

X_2 = Distancia donde se debe colocar refuerzo mínimo.

relación de triángulos

$$\frac{7,50}{58557,71} = \frac{X_2}{41291,91}$$

$$X_2 = 5,29 \text{ m} \cong 5,25 \text{ m}$$

$$X_1 = 7,50 \text{ m} - 5,25 \text{ m} \cong 2,25 \text{ m}$$

- Cálculo del refuerzo a corte

Espaciamiento de refuerzo en zona de confinamiento (varillas No. 4)

$$S = \frac{2 \cdot A_v \cdot F_y \cdot d}{V_u}$$

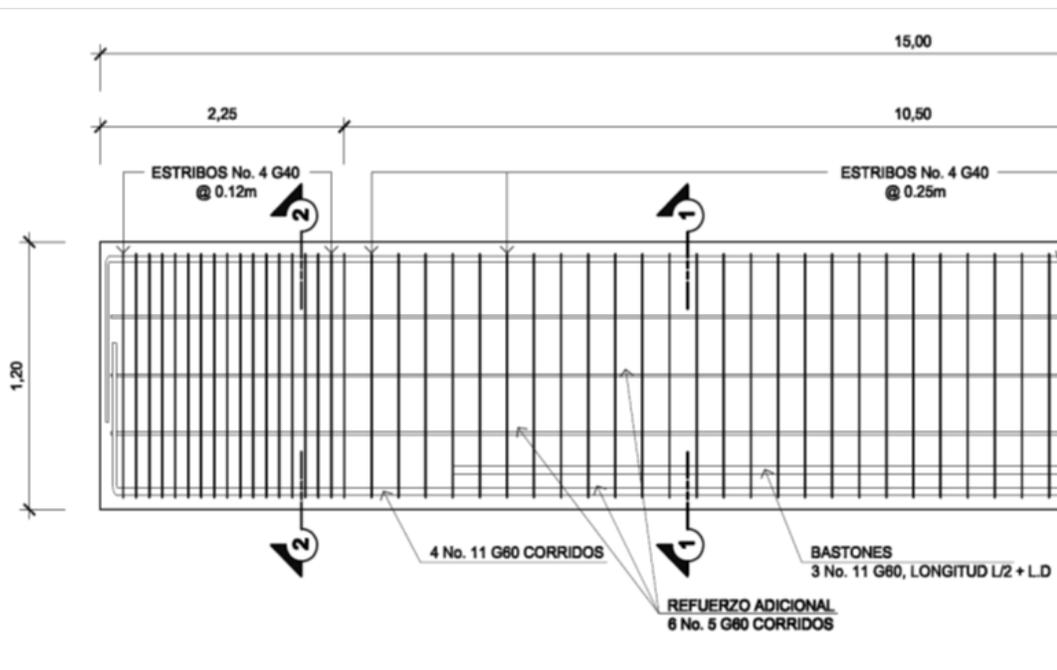
$$S = \frac{2 \cdot 1,27 \cdot 2810 \cdot 115}{58557,71} = 14,02 \text{ cm} \cong 0,12 \text{ m}$$

$$S_{\text{resto}} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm máximo}$$

$$S_{\text{resto}} = \frac{115}{2} = 67 > 30 \text{ cm máximo}$$

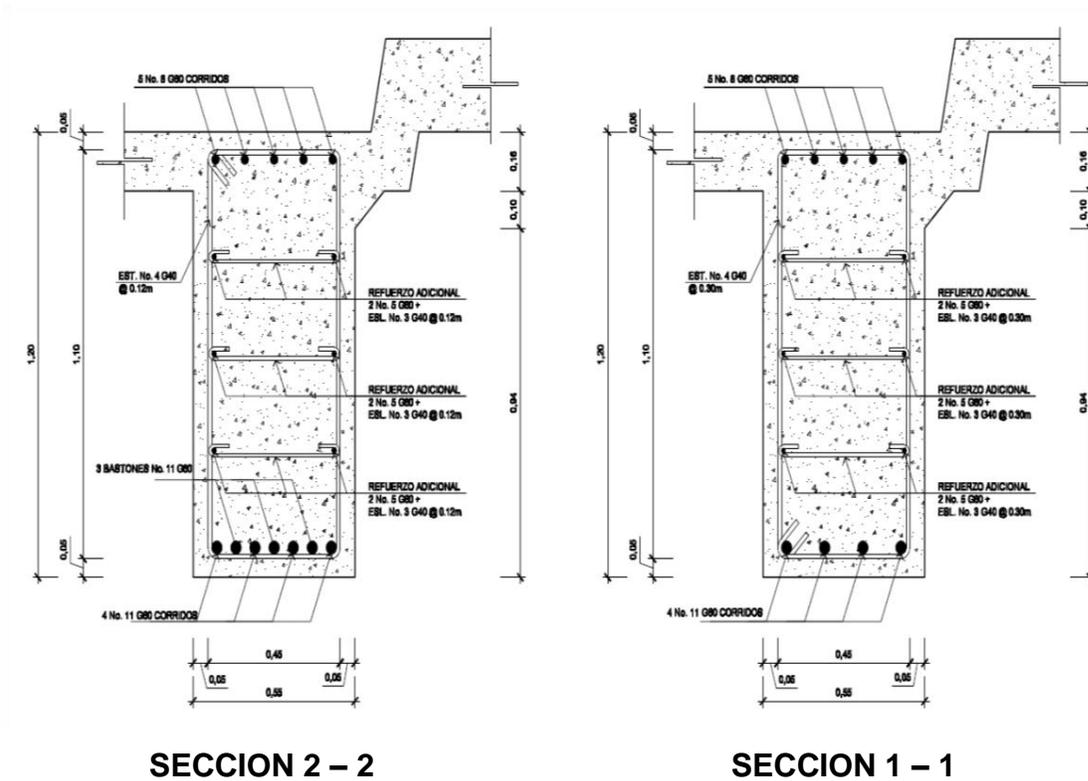
Utilizar estribos No. 4 G40 @ 0,25 m

Figura 13. Detalle armado de viga principal



Fuente: elaboración propia.

Figura 14. Detalle de viga principal



SECCION 2 - 2

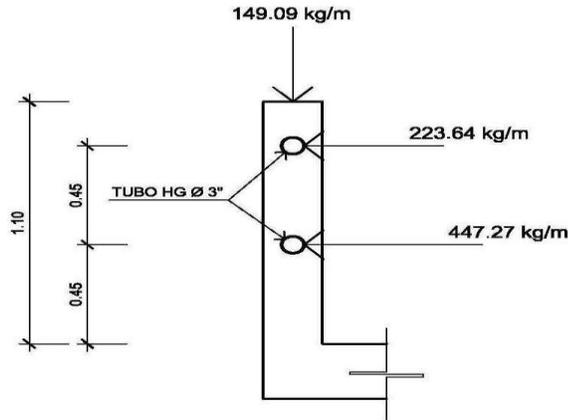
SECCION 1 - 1

Fuente: elaboración propia.

2.7.4. Diseño de barandales

Según la AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura que se muestra a continuación. Su función primordial es la protección de los peatones, soportados por postes de concreto reforzado. La altura mínima recomendada para los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas. AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie (149 kg/m), y una carga horizontal de 300 lb/pie (448 kg/m), que son producto de los peatones que circulan por la acera.

Figura 15. Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal



Fuente:elaboración propia.

- Diseño de pasamanos

Este se diseñará como una viga continua y se tomará la carga no mayor de 447,21 kg/m = 300 lb/pie, en el cual se colocaran tubos estandar de Ø 3" HG, según AISC se tiene

$$\varnothing_{\text{ext.}}=3,50 ; \varnothing_{\text{int.}}=3,068 ; I_{\text{inersia}}=3,017\text{pulg}^4$$

$$C=\frac{\varnothing_{\text{ext.}}}{2}=1,75''$$

- Módulo de sección

$$S=\frac{I_{\text{inersia}}}{C}=\frac{3,017}{1,75}=1,724\text{pulg}^3$$

- Análisis de resistencia de tubo

$$M_u = S \cdot f$$

$$f = 20000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$M_u = 1,724 \cdot 20000 = 34480 \text{ lb-pulg} \cong 2873,33 \text{ lb-pie}$$

Por ser tramos continuos se utiliza:

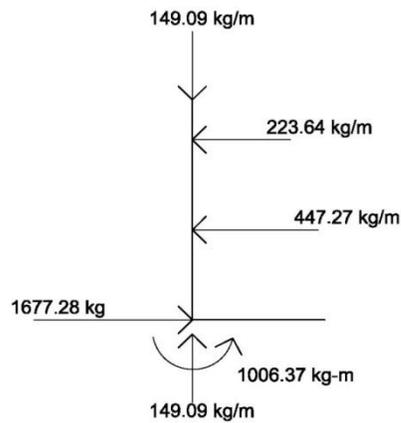
$$M_u = \frac{W \cdot L^2}{10}$$

$$L = \sqrt{\frac{10 \cdot M_u}{W}} = \sqrt{\frac{10 \cdot 2873,33 \text{ lb-pie}}{300 \text{ lb/pie}}} = 9,79 \text{ pie} \cong 2,98 \text{ m}$$

Se distribuirán tubos de Ø 3" HG, entre postes con separación máxima de 2,50 m

- Para el diseño de postes: se colocarán postes de concreto reforzado a cada 2,20 metros, cada uno se diseñará como una columna a flexocompresión, es decir que actúa sobre ella una carga axial más un momento flexionante, de acuerdo al diagrama de cuerpo libre de cargas actuantes que se muestra en la siguiente figura.

Figura 16. Diagrama de cargas para diseño de postes



Fuente: elaboración propia.

Se seguirá el procedimiento del ACI-318'05 para el diseño de columna a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna.

- Cálculo de esbeltez

$$E = \frac{K \cdot L_u}{r}$$

E = esbeltez de la columna

K = factor de longitud efectiva de la columna

L_u = luz de la columna

r = radio de giro (0,30 h)

$$K = \frac{20 \cdot (1,10 + 0)^{1/2}}{20} = 1,05$$

$$r = 0,30 \cdot 0,20 = 0,06$$

$$E = \frac{1,05 * 1,10}{0,06} = 19,25 < 21$$

Como su relación de esbeltez es menor que 21, se clasifica como una columna corta.

proponiendo, $\rho = 0,01$

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_s = 0,01 * 20 * 20 = 4,00 \text{ cm}^2$$

utilizando 4 No. 4 (1,27 cm²)

$$A_{st} = 4 * 1,27 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{5,08}{20 * 20} = 0,0127$$

- Cálculo de resistencia a la compresión P_u

$$\phi P_n = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * F_y] ; \phi = 0,70$$

$$\phi P_n = 0,80 * 0,70 * [0,85 * 210 * (20 * 20 - 5,08) + 5,08 * 2810]$$

$$\phi P_n = 47,470,10 \text{ kg} > 372,73 \text{ kg}$$

- Cálculo de resistencia al cortante del concreto V_c

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{1,7 * 47470,10}{140 * 20 * 20} \right) * \sqrt{210} * 20 * 17,5$$

$$V_c = 6561,93 \text{ kg} > 1677,28 \text{ kg}$$

- Espaciamiento entre estribos

$$= 48 \text{ } \emptyset \text{ varilla estribo} = 48 * 0,95 = 45,60 \text{ cm}$$

$$S = 16 \text{ } \emptyset \text{ varilla long.} = 16 * 1,27 = 20,32 \text{ cm}$$

$$= \text{lado menor} = 20 \text{ cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,20 m

- Cálculo de resistencia al momento M_u

$$M_n = \phi * \left[A_s * F_y * d - \left(\frac{A_s^2 * F_y^2}{1,7 * f'_c * b} \right) \right] ; \phi = 0,70$$

$$M_n = 0,70 * \left[5,08 * 2810 * 17,5 - \left(\frac{5,08^2 * 2810^2}{1,7 * 210 * 20} \right) \right]$$

$$M_n = 154889,00 \text{ kg-cm} \cong 1548,89 \text{ kg-m}$$

$$M_n = 1548,89 \text{ kg-m} > 1006,37 \text{ kg-m}$$

Se utilizará para el armado de la columna del barandal varillas No.4 G40 + estribos No. 3 G40 @ 0,20 m

2.8. Diseño de la subestructura

Estará compuesta por los elementos siguientes; vigas de apoyo, cortinas, estribos y pila central.

2.8.1. Cortina

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

Predimensionamiento de cortina; la cortina se diseñará a flexión y corte. Sobre ésta actúan fuerzas de empuje de tierra (E), fuerza de sismo (S), fuerza longitudinal (FL), la cortina debe diseñarse para tener un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kg/m^3 , según especificación AASHTO 1.1.19.

$$b_{\text{cortina}} = 0,30\text{m} \text{ mínimo}$$

$$H_{\text{cortina}} = H_{\text{viga principal}} = 1,20\text{m}$$

- Cálculo de la fuerza de sismo

$$S_{\text{sismo}} = 0,12 * W$$

W = Peso de la viga de apoyo + cortina

$$W = [(2400 * 0,30 * 1,20) + (2400 * 0,40 * 0,70)] = 1\ 536,00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{sismo}} = 0,12 * 1536,00 = 184,32 \text{ kg}$$

- Cálculo de la fuerza longitudinal; esta será producida por las llantas del camión en el terrapléno aprobe, la cual es transmitida a la cortina de la siguiente manera

$$FL=0,05 \cdot \frac{P}{2 \cdot H}$$

P = peso de camión = 5 500 kg (12000 lb)

H = altura de cortina = 1,20 m

$$FL=0,05 \cdot \frac{5500}{2 \cdot 1,20} = 114,58 \text{ kg}$$

- Cálculo fuerza debido al empuje de tierra

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

E_s = empuje de la tierra sobre la cortina

$E_{sob.}$ = sobrecarga del suelo equivalente líquido de 2' de alto con una presión de 480 kg/m³.

$$E_s = \left(\frac{P_{suelo}}{2} \right)$$

$$E_s = \frac{480 \cdot (1,20 + 0,6)}{2} = 434,40$$

$$E_{sob.} = P_{suelo} \cdot H_{cortina}$$

$$E_{sob.} = 480 \cdot 0,61 \cdot 1,20 = 351,36$$

$$E = 434,40 + 351,36 = 785,76$$

- Cálculo de momentos

$$M_{E_{sob}} = E_{sob} * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_{sob}} = 351,36 * \frac{1,20}{2} = 210,82 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_s} = E_s * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_s} = 434,40 * \frac{1,20}{3} = 173,76 \text{ kg-m}$$

$$M_s = S_{sismo} * \text{centroide de figura}$$

$$M_s = 184,32 * \frac{1,20}{2} = 110,59 \text{ kg-m}$$

$$M_{FL} = FL * \text{centroide de figura}$$

$$M_{FL} = 114,58 * \frac{1,20}{2} = 68,75 \text{ kg-m}$$

- Combinación de cargas para momentos

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

$$\text{GRUPO III} = 1,3 * (M_{E_{sob}} + M_{E_s} + M_{FL}).$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3 * (M_{E_{sob}} + M_{E_s} + M_s).$$

M_{Esob} = momento debido a la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina

M_{Es} = momento debido a la carga de suelo aplicada a un tercio de la cortina

M FL = momento debido a la fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina
M S = momento debido a la fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (210,82 + 173,76 + 68,75)$$

$$\text{GRUPO III} = 589,33 \text{ kg-m}$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3 \cdot (210,82 + 173,76 + 110,59)$$

$$\text{GRUPO VII} = 643,72 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor.

- Cálculo del refuerzo por flexión en cortina

$$M_u = 643,72 \text{ kg-m}$$

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

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

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

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

Para calcular el área de acero (A_s) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_s = \left[b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[100 \cdot 24 - \sqrt{(100 \cdot 24)^2 - \frac{643,72 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 210}{2810}$$

$$A_s = 1,06 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 24$$

$$A_{s\text{mín}} = 12,04 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 * 10^6}{(0,003 * 2,03 * 10^6 + 2810) * 2810} = 0,0369$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,5 * 0,0369 * 100 * 24$$

$$A_{s\text{máx}} = 44,28 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}} < A_{s\text{máx}}$; entonces se utiliza $A_{s\text{mín}} = 12,04 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento entre varillas (S) No.6

A_s = Área de acero requerido.

A_{varilla} = Área de la varilla a utilizar.

S = Espaciamiento.

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * 100}{A_s} = \frac{2,85 * 100}{12,04} = 23,67 \text{ cm} \cong 0,20 \text{ m}$$

Utilizar varillas No. 6 G40 @ 0,20 m, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo principal.

- Combinación de cargas para corte

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se debe comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (E + FL)$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3 \cdot (E + S)$$

E = empuje

FL = fuerza longitudinal

S = sismo

$$\text{GRUPO III} = 1,3 \cdot (785,76 + 114,58)$$

$$\text{GRUPO III} = 1170,44 \text{ kg}$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,3 \cdot (785,76 + 184,32)$$

$$\text{GRUPO VII} = 1261,10 \text{ kg}$$

Se toma el mayor.

- Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 24$$

$$V_c = 15668,08 \text{ kg}$$

Debido a que el $V_c > V_{m\acute{a}x}$, el concreto resiste el cortante. Se colocará refuerzo mínimo al cortante.

- Espaciamiento entre varillas (S) No.4

A_s =área de acero requerido.

A varilla =área de la varilla a utilizar.

S =espaciamiento.

$$S = \frac{A_{var} * 100}{A_s} = \frac{1,27 * 100}{6,02} = 21,00 \text{cm} \cong 0,20 \text{m}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0,20 m, colocar en ambas caras de la cortina, refuerzo por corte.

2.8.2. Viga de apoyo

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

El predimensionamiento de la viga de apoyo irá a todo lo largo del estribo, se recomienda colocar para el armado acero mínimo. La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 0,40 m. Se chequeará por aplastamiento y se deberá colocar refuerzo por corte refuerzo mínimo y espaciamiento máximo.

$b_{m\acute{i}nima} = 2 \text{cm}$ por cada metro de luz libre del puente o 0,40m mínimo

$b_{m\acute{i}nima} = 0,02 * 15,00 = 0,30 \text{m} < 0,40 \text{m}$; entonces se utilizará 0,40m

$$b_{\text{total}} = b_{\text{mínima}} + b_{\text{cortina}}$$

$$b_{\text{total}} = 0,40 + 0,30 = 0,70\text{m}$$

$$H_{\text{mínima}} = 0,40\text{m}$$

Para calcular el área de acero mínimo ($A_{s\text{mín}}$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{2810} * 40 * 36$$

$$A_{s\text{mín}} = 7,30\text{cm}^2 ; \text{equivalente a 5 No. 5}$$

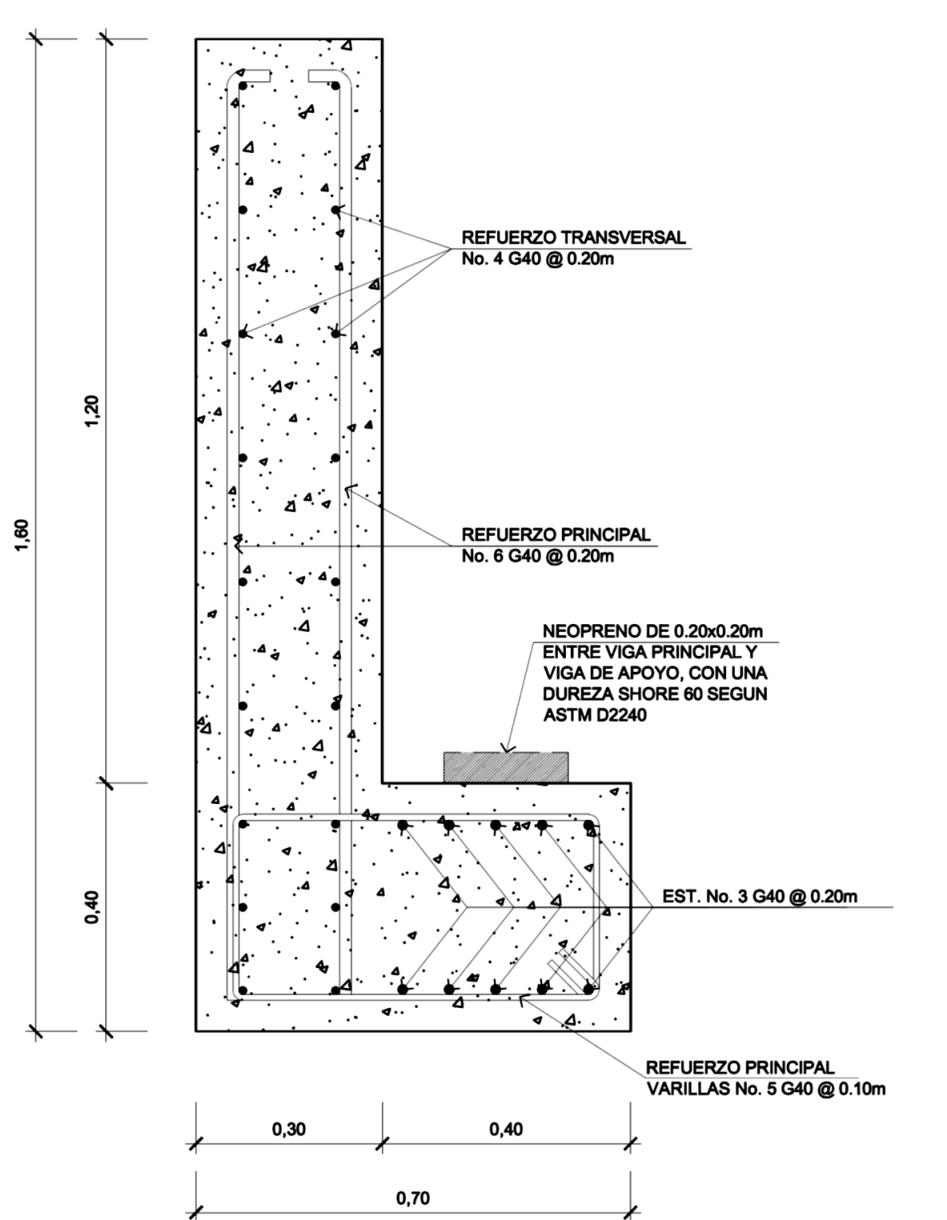
Utilizar 5 No. 5 G40 corridos en ambas camas de la viga de apoyo.

El refuerzo por corte se deberá colocar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo pero a no menos de $H/2$, esto sólo por seguridad.

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0,20 m

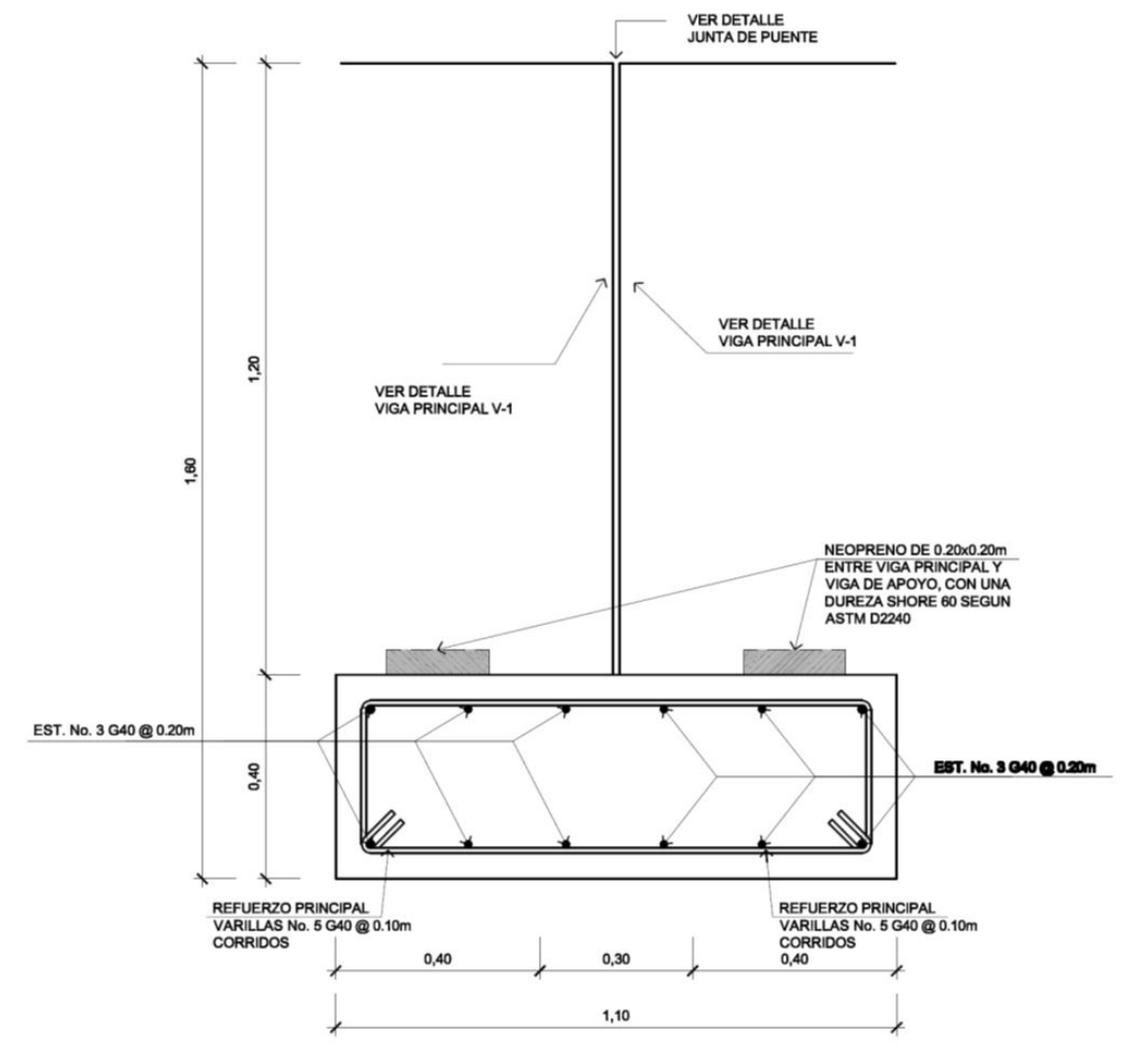
En la pila central solo se colocara viga de apoyo y se utiliza el mismo diseño.

Figura 17. Detalle armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

Figura 18. Detalle armado de viga de apoyo para pila central



Fuente: elaboración propia.

2.8.3. Estribo

Elemento cuya función es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo. También tiene por función contener la carga del relleno circundante. El tipo de estribo por diseñar en este proyecto corresponde a un muro de

gravedad de concreto ciclópeo. Consiste en asumir una sección del muro, con ello verificamos volteo, deslizamiento y presiones.

peso específico concreto = 2 400 kg/m³

peso específico del suelo = 1 700 kg/m³

peso específico concreto ciclópeo = 2 700 kg/m³

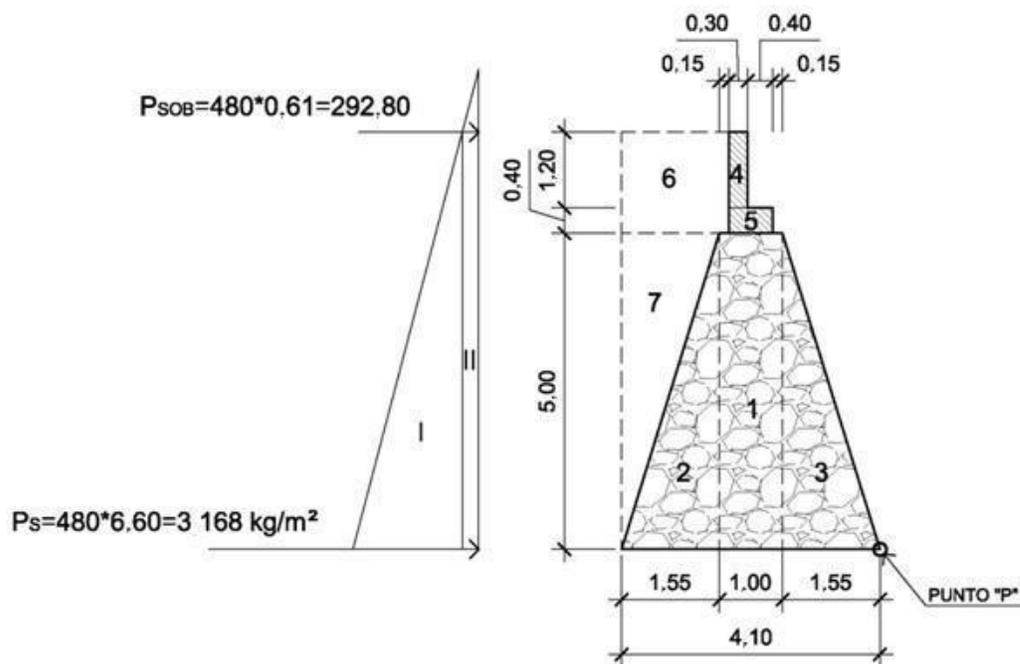
valor soporte = 24 900 kg /m²

base = 4,10 m

altura total = 6,60 m

Eqv. Líquido = 480 kg/m³

Figura 19. **Geometría y diagrama de presiones en estribo**



Fuente: elaboración propia.

Revisión del estribo sin superestructura

- Momento de volteo (MV); es producido por el empuje del suelo sobre el estribo.

$P_{sob.}$ = presión de sobrecarga del suelo

P_s = presión del suelo

$$P_{sob.} = 480 * 0,61 = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = \text{Equiv liq.} * H_{total}$$

$$P_s = 480 * 6,60 = 3168,00 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{sob.} = 292,80 * 6,60 = 1932,48 \text{ kg}$$

$$E_s = 3168,00 * \frac{6,60}{2} = 10454,40 \text{ kg}$$

$$M_{E_{sob.}} = E_{sob.} * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_{sob.}} = 1932,48 * \frac{6,60}{2} = 6377,18 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_s} = E_s * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_s} = 10454,40 * \frac{6,60}{3} = 22999,68 \text{ kg-m}$$

Tabla III. **Momentos de volteo sin superestructura**

Sección	H(m)	Pres. (kg/m ²)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	3,30	3 168,00	10 454,40	2,20	22 999,68
II	6,60	292,80	1 932,48	3,30	6 377,18
			Σ 12 386,88 (Ev)		Σ 29 376,86 (Mv)

Fuente: elaboración propia

- Momento estabilizante (ME)

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

Tabla IV. **Momento estabilizante sin superestructura**

Sección	A(m3)	P esp.(kg/m3)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	5,000	2 700	13 500,00	2,05	27 675,00
2	3,875	2 700	10 462,50	3,07	32 119,88
3	3,875	2 700	10 462,50	1,03	10 776,38
4	0,360	2 400	864,00	2,25	1 944,00
5	0,280	2 400	672,00	2,05	1 377,60
6	2,720	1 700	4 624,00	3,25	15 028,00
7	3,875	1 700	6587,50	3,58	23 583,25
			Σ 47172,50 (We)		Σ 112504,11 (Me)

Fuente: elaboración propia

- Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{112504,11}{29376,86} = 3,83 > 1,50$$

- Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E}{E_V} > 1,50$$

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{47172,50}{12386,88} = 1,90 > 1,50$$

- Presiones

A= área

e= excentricidad = $b/2 - a$

b= base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{112504,11 - 29376,86}{47172,50} = 1,76$$

$$3 \cdot a > b \rightarrow 3 \cdot 1,76 > 4,10 \rightarrow 5,28 > 4,10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,10}{2}\right) - 1,76 = 0,29$$

$$\text{presión} = \frac{W_E}{A} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{47172,50}{4,10 \cdot 1,00} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{0,29}{4,10}\right)$$

$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 16\,388,30 \text{ kg/m}^2 < 24\,900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 6622,70 \text{ kg/m}^2 > 0$$

La revisión del estribo con superestructura y carga viva se realiza de la siguiente manera

- Integración de carga muerta

$$W_{\text{losa}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,16 \text{ m} \cdot 4,96 \text{ m} \cdot 15,00 \text{ m}\right) = 28569,60 / (2 \cdot 4,96) = 2\,880,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga prin}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1,20 \text{ m} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot 15,00 \text{ m}\right) = 23\,760 \cdot 2 / (2 \cdot 4,96) = 4\,790,32 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf int.}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 0,90 \text{ m} \cdot 3,55 \text{ m}\right) = 2300,4 / 2 = 1150,2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext.}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 3,55 \text{ m} \cdot 2\right) = 3067,20 / 2 = 1\,533,60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{barandal}} = 42,25 \text{ kg/m} \cdot 12 = 506,88 / (2 \cdot 4,96) = 51,10 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}} = 10\,405,22 \text{ kg}$$

- Integración de carga viva

W_{CV} = reacción más crítica en el apoyo

$$W_{\text{CV}} = 10\,037,30 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{cm}} + W_{\text{cv}}$$

$$W_{\text{total}} = 10\,405,22 + 10\,037,30 = 20\,442,52 \text{ kg}$$

brazo = 2,05m (punto medio de la base del estribo)

- Momento estabilizante (ME)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

M_E = momento estabilizante total.

M_{E1} = momento estabilizante de la superestructura (Cm+Cv).

M_{E2} = momento estabilizante de la subestructura.

$$M_{E1} = 20\,442,52 \cdot 2,05 = 41\,907,17 \text{ kg-m}$$

$$M_E = 41\,907,17 + 112\,504,11 = 154\,411,28 \text{ kg-m}$$

- Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{154\,411,28}{29\,376,86} = 5,26 > 1,50$$

- Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_E + W_{\text{total}}}{E_V} > 1,50$$

W_E = peso subestructura

W_{total} = peso superestructura

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{47172,50 + 20442,52}{12386,88} = 2,73 > 1,50$$

- Presiones

A = área

e = excentricidad = $b/2 - a$

b = base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{154411,28 - 29376,86}{47172,50 + 20442,52} = 1,85$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 1,85 > 4,10 \rightarrow 5,55 > 4,10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,10}{2}\right) - 1,85 = 0,20$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{47172,50 + 20442,52}{4,10 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,20}{4,10}\right)$$

$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 21318,20 \text{ kg/m}^2 < 24900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{presión}_{\text{mínima}} = 11664,70 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Para la revisión del estribo con sismo y sin carga viva, se toman los momentos de volteo en sentido horizontal.

$$W_{\text{total } 2} = W_E + W_{\text{cm}}$$

$$W_{\text{total } 2} = 47172,50 + 10405,22 = 57577,72 \text{ kg}$$

- Momento estabilizante (ME)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

Donde

Me = momento estabilizante total.

Me1 = momento estabilizante de la carga muerta (Cm).

Me2 = momento estabilizante de la subestructura.

$$M_{E1} = 10405,22 * 2,05 = 21\ 330,70 \text{ kg-m}$$

$$M_E = 21330,70 + 112504,11 = 133\ 834,81 \text{ kg-m}$$

- Fuerza horizontal (FH)

$$FH = (1,08 * E_v) + (0,08 * W_{\text{total } 2})$$

$$FH = (1,08 * 12386,88) + (0,08 * 57577,72) = 17\ 984,05 \text{ kg}$$

- Momento de volteo (Mv 2); es resultado por las fuerzas de sismo.

Tabla V. **Momentos de volteo con sismo y sin carga viva**

Sección	A(m2)	P esp.(kg/m3)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	5,000	2700	13 500,00	2,50	33 750,00
2	3,875	2700	10 462,50	1,67	17 472,38
3	3,875	2700	10 462,50	1,67	17 472,38
4	0,360	2400	864,00	6,00	5184,00
5	0,280	2400	672,00	5,20	3 494,40
6	2,720	1700	4 624,00	5,80	26 819,20
7	3,875	1700	6 587,50	3,33	21 936,38
			$\Sigma = 47 172,50$ (We)		$\Sigma 126 128,74$ (Mv 2)

Fuente: elaboración propia

$$M_{EQ} = 0,08 * M_{v2}$$

$$M_{EQ} = 0,08 * 126128,74 = 10 090,30 \text{ kg-m}$$

$$M_{v3} = M_v + W_{cm} * 0,08 * H' + M_{EQ}$$

$$M_{v3} = 29376,86 + 10405,22 * 0,08 * 5,40 + 10090,30 = 43 962,22 \text{ kg-m}$$

- Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_{v3}} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{133834,81}{43962,22} = 3,04 > 1,50$$

- Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_{total 2}}{FH} > 1,50$$

FH= fuerza horizontal

Wtotal= peso total

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{57577,72}{17984,05} = 1,60 > 1,50$$

- Presiones

A= área.

e= excentricidad = $b/2 - a$.

b= base de estribo.

$$a = \frac{M_E - M_{V3}}{W_{\text{total } 2}} = \frac{133834,81 - 43962,22}{57577,72} = 1,56$$

$$3*a > b \rightarrow 3*1,56 > 4,10 \rightarrow 4,68 > 4,10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,10}{2}\right) - 1,56 = 0,49$$

$$\text{presión} = \frac{W_{\text{total } 2}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{57577,72}{4,10 * 1,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,49}{4,10}\right)$$

$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 24113,50 \text{ kg/m}^2 < 24900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{presión}_{\text{mínima}} = 397,24 \text{ kg/m}^2 > 0$$

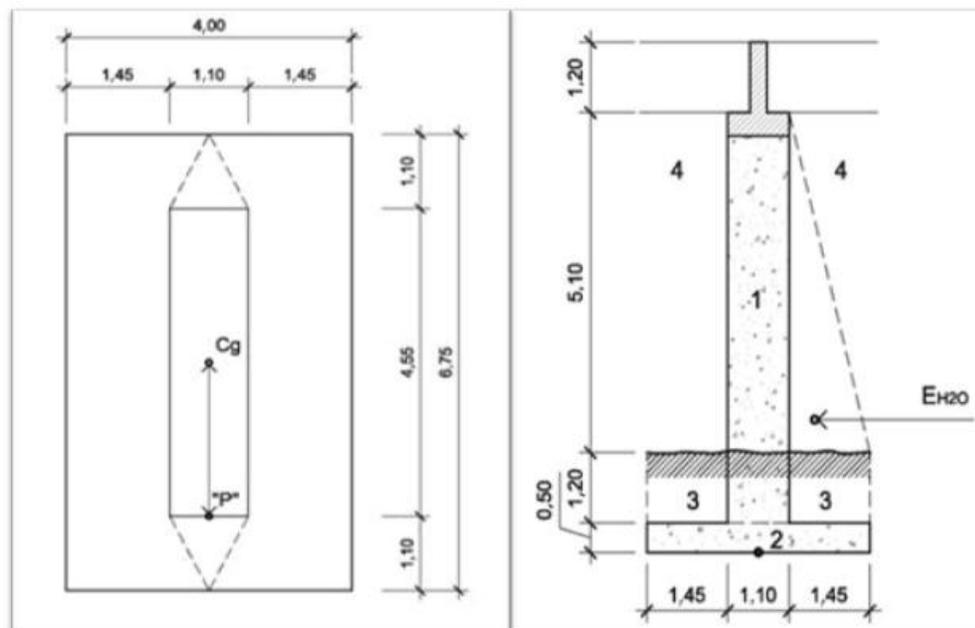
Debido a que la presión máxima y mínima se encuentran dentro de los parámetros de diseño, la sección del muro es apta para resistir las cargas.

- Diseño de la pila central

La pila central es un apoyo intermedio, que divide en tramos la luz del puente y tiene la capacidad de distribuir las cargas, que la superestructura le transmite hacia el suelo. La pila central tiene las medidas de: 4,00 m de ancho por 6,75 de largo por 5,10 de alto

La zapata se diseñará como una zapata rectangular y el muro de la pila se diseñará como un muro portante, según ACI 318-05 (Capítulo 14).

Figura 20. **Geometría de la pila central**



Planta

Perfil

Fuente: elaboración propia.

- Presión del agua

$$P=K*V^2$$

P = presión del agua.

V= velocidad del agua = 4,06m/s (13,32pie/s).

K= constante de forma de pila. = 1 1/8

$$P=1\frac{1}{8}*(13,32)^2=199,60 \text{ lb/pie}^2$$

- Empuje del agua sobre la pila

$$E_{H_2O}=\frac{1}{2}*P*b_{unitaria}*H_{puente}$$

$$E_{H_2O}=\frac{1}{2}*199,60 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}*1\text{pie}*16,73\text{pie}=1669,65 \text{ lb} \cong 758,93 \text{ kg}$$

- Momento que produce el agua a la pila (MV)

$M_{H_2O}=E_{H_2O}*\text{centroide de figura}$

$$M_{H_2O}=758,93 \text{ kg}*\frac{1}{3}*5,10\text{m}=1\ 290,18 \text{ kg-m (MV)}$$

- Momento estabilizante (ME)

Es producido por el peso propio de la estructura.

Tabla VI. **Momento estabilizante en pila central**

Sección	V(m3)	P esp.(kg/m3)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	31,53	2400	75 672,00	2,275	172 153,80
2	13,50	2400	32 400,00	2,275	73 710,00
3	15,83	1700	26 911,00	2,275	61 222,52
4	67,29	1000	67 290,00	2,275	153 084,75
			$\Sigma = 202273,00$ (We)		$\Sigma = 460 171,07$ (Me 2)

Fuente: elaboración propia.

- Momento debido a la carga muerta y carga viva

$$W_{cm}=81\,964,08\text{ kg}$$

$$W_{cv}=10,037,30\text{ kg}$$

$$W_{total}=92\,001,38\text{ kg}$$

brazo=2,275 (punto medio de la base de la columna)

$$M_E=M_{E1}+M_{E2}$$

Me =momento estabilizante total.

M e1 =momento estabilizante de la carga muerta (Cm+Cv).

M e2 =momento estabilizante de la pila.

$$M_{E1}=92001,38*2,275=209\,303,14\text{ kg-m}$$

$$M_E=209303,14+460171,07 = 669\,474,21\text{ kg-m}$$

- Momento debido al sismo; este momento se calcula como un porcentaje del peso de la pila y el peso proveniente de la superestructura, según las normas AASHTO, se tomará un 8% debido a la vulnerabilidad sísmica de la región.

$$M_s = W_{\text{pila+cm}} * \text{Brazo} * 8\%$$

$$M_s = 157636,08 * 2,275 * 0,08 = 28\,689,77 \text{ kg-m}$$

Volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{669474,21}{1290,18} = 518,90 > 1,50$$

- Deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{W_{\text{pila}} + W_{\text{total}}}{E_{\text{H}_2\text{O}}} > 1,50$$

$$\text{deslizamiento} = 0,5 * \frac{75672,00 + 92001,38}{758,93} = 110,50 > 1,50$$

- Presiones

A= área.

e= excentricidad = b/2 – a.

b= base de estribo.

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{669474,21 - 1290,18}{202273,00 + 92001,38} = 2,27$$

$$3*a > b \rightarrow 3*2,27 > 4,55 \rightarrow 6,81 > 4,55$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4,55}{2}\right) - 2,27 = 0,005$$

$$\text{presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{presión} = \frac{202273,00 + 92001,38}{6,75 * 4,00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0,005}{4,55}\right)$$

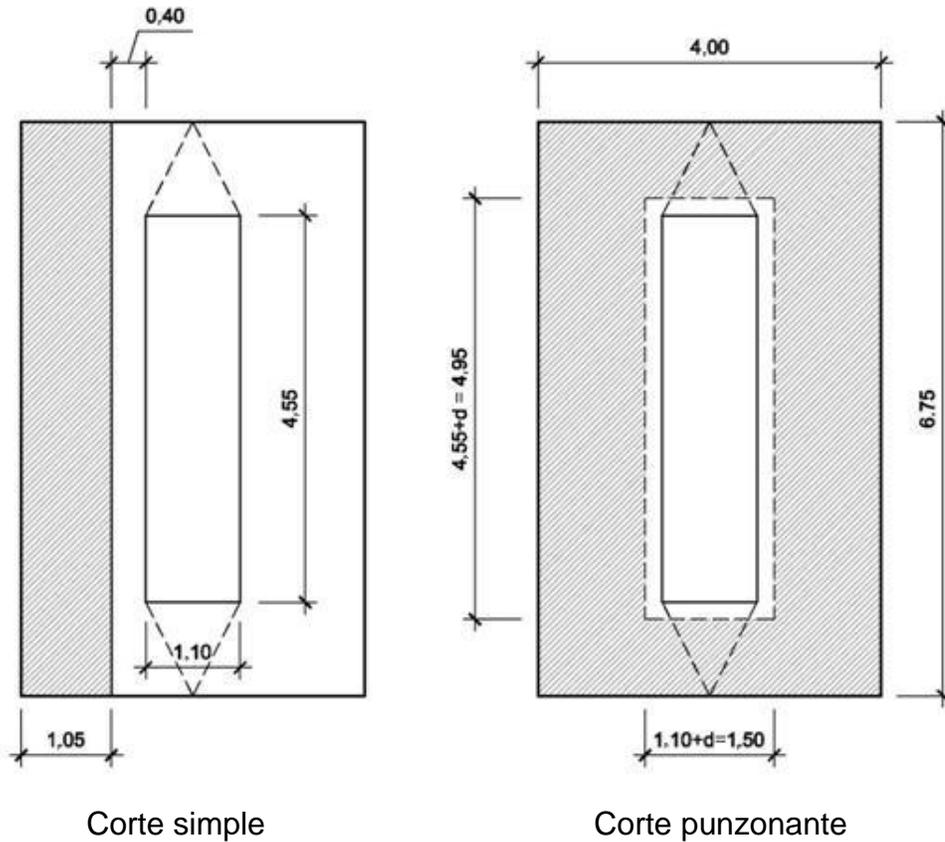
$$\text{presión}_{\text{máxima}} = 10\,970,90 \text{ kg/m}^2 < 24\,900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{presión}_{\text{mínima}} = 10\,827,20 \text{ kg/m}^2 > 0$$

La sección del muro es apta para resistir las cargas.

La falla más común de las zapatas se presenta por esfuerzos cortantes, esto ocurre a una distancia igual a "d" (peralte efectivo de la zapata), desde el borde de la columna o muro.

Figura 21. Esquema de áreas para cálculo de corte simple y corte punzonante en zapata



Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por corte
 - Corte simple

$$V_{\text{actuante}} = A_{\text{ASHURADA}} \cdot P_{\text{máxima}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 1,05 \cdot 6,75 \cdot 10970,90 = 77\,756,25 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto

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

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 675 * 40$$

$$V_c = 176\,265,86 \text{ kg}$$

$V_c > V_{actuante}$, el espesor de la zapata cumple por corte simple.

- Corte punzonante

$$V_{actuante} = A_{ASHURADA} * P_{\text{máxima}}$$

$$V_{actuante} = [(6,75 * 4,00) - (4,95 * 1,50)] * 10970,90 = 214\,755,37 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 2 * (4,55 + d) + 2 * (1,10 + d)$$

$$b_o = 2 * (4,55 + 0,40) + 2 * (1,10 + 0,40) = 12,90 \text{ m} \cong 1290,00 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 1290 * 40$$

$$V_c = 336863,65 \text{ kg}$$

$V_c > V_{actuante}$, el espesor de la zapata cumple por corte punzonante.

- Chequeo por flexión

Flexión en sentido corto (L= 1.45 m)

$$M_{\text{actuante}} = P_{\text{máxima}} * \frac{L^2}{2}$$

$$M_{\text{actuante}} = 10970,90 * \frac{1,45^2}{2} = 11533,16 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo del refuerzo se tienen los siguientes datos

$$M_u = 11533,16 \text{ kg-m}$$

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

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

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

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

Para calcular el área de acero (As) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_s = \left[b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0,003825*f'_c}} \right] * \frac{0,85*f'_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[100*40 - \sqrt{(100*40)^2 - \frac{11533,16*100}{0,003825*210}} \right] * \frac{0,85*210}{2810}$$

$$A_s = 11,67 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo (Asmín) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{F_y} * b*d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 40$$

$$A_{s_{\min}} = 20,07 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ($A_{s_{\max}}$) se utiliza la siguiente ecuación

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0,85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0,85 * 0,85 * 0,003 * 210 * 2,03 * 10^6}{(0,003 * 2,03 * 10^6 + 2810) * 2810} = 0,0369$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,0369 * 100 * 40$$

$$A_{s_{\max}} = 73,80 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s_{\min}}$; se utiliza $A_{s_{\min}} = 20,07 \text{ cm}^2$

- Espaciamiento entre varillas (S) No.6

A_s = área de acero requerido.

A varilla = área de la varilla a utilizar.

S = espaciamiento.

$$A_s = b(100 \text{ cm})$$

$$A_{\text{var}} = S$$

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{2,85 * 100}{20,07} = 14,20 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 6 G40 @ 0,12 m, refuerzo transversal corridos en lado largo, cama inferior y superior.

- Flexión en sentido largo (L= 1,10 m)

$$M_{\text{actuante}} = P_{\text{máxima}} * \frac{L^2}{2}$$

$$M_{\text{actuante}} = 10970,90 * \frac{1,10^2}{2} = 6\,637,40 \text{ kg-m}$$

Debido a que el momento actuante es demasiado pequeño, únicamente se colocará refuerzo por temperatura en este sentido.

$$A_{\text{temp}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{\text{temp}} = 0,002 * 100 * 50 = 10,00 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento entre varillas (S) No.6

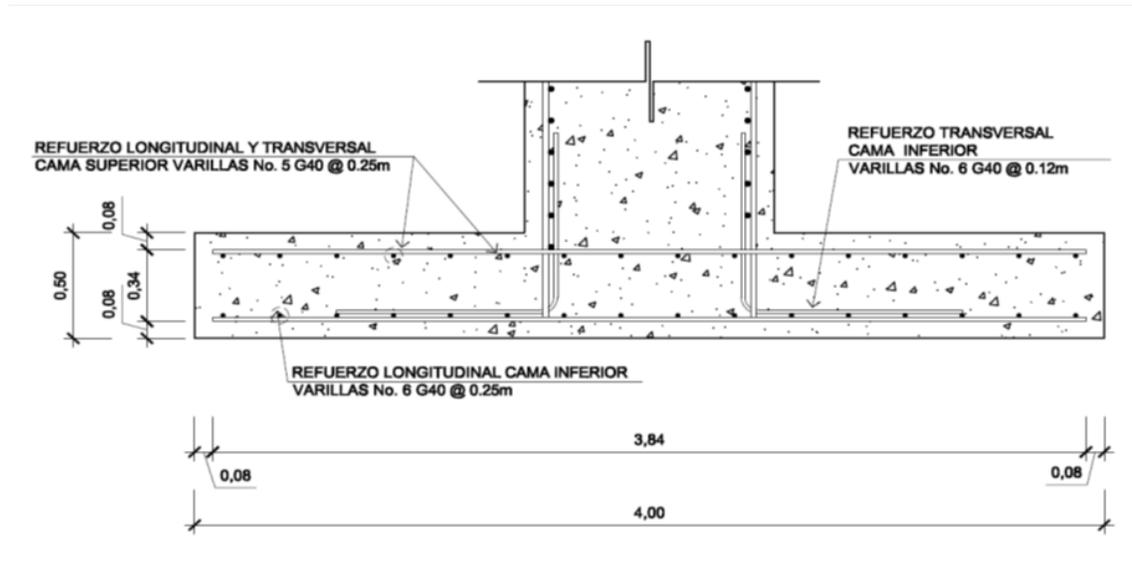
$$A_S \text{ --- } b(100\text{cm})$$

$$A_{\text{var}} \text{ --- } S$$

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_S} = \frac{1,98 * 100}{10,00} = 19,8 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 5 G40 @ 0,25 m, refuerzo longitudinal corridos en lado corto, cama inferior.

Figura 22. Armado zapata de pila central



Fuente:elaboración propia.

- Diseño de la columna como un muro portante

La superestructura no transmite momentos a la pila, pero se debe asumir una excentricidad, esto debido a la presión del agua, viento, sismo, etc., ejercida sobre ésta, en este caso se asumirá una excentricidad máxima de 0,45 m. El procedimiento a utilizar será según ACI-318 05, capítulo 14.

$$W_{cm} = 81964,08 \text{ kg}$$

$$W_{cv} = 10037,30 \text{ kg}$$

$$M_{H_2O} = 1290,18 \text{ kg-m}$$

$$H_{muro} = 6,30 \text{ m}$$

$$\text{Ancho muro} = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{Separación entre vigas} = 3,00 \text{ m}$$

- Proponiendo una cuantía mínima ($\rho_{\text{mín}}$ refuerzo vertical = 0,0015)

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0015$$

$$A_S = \rho_{\text{mín}} * A_g = 0,0015 * 100 * 110 = 16,50 \text{ cm}^2$$

utilizando varillas No. 8

$$A_S = 5,08 * 4 = 20,32 \text{ cm}^2 * 2 \text{ camas}$$

$$\rho = \frac{A_S}{A_g} = \frac{40,64}{100 * 110} = 0,004$$

0,004 > 0,0015; El acero propuesto es mayor que el acero mínimo, por consiguiente cumple.

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_S} = \frac{5,08 * 100}{16,50} = 30,78 \text{ cm} \cong 0,25 \text{ m}$$

- Carga por metro de ancho de muro

longitud efectiva del muro para la reacción de las cargas = 1,71

carga muerta = 81964,08/1,71 = 47 932.21 kg/m

carga viva = 10037,30/1,71 = 5869,77 kg/m

carga permanente L/2 del muro = $0,8 * \left(\frac{6,30}{2} + 0,60 \right) * 2400 = 7 200 \text{ kg/m}$

- Combinación de cargas (según apéndice C ACI 318-05)

Grupo I

$$P_u = 1,4 \cdot C_m + 1,7 \cdot C_v$$

$$P_u = 1,4 \cdot (47932,21 + 7200) + 1,7 \cdot 5869,77 = 77185,09 + 9978,61 = 87\ 163,70 \text{ kg}$$

$$M_u = 1,4 \cdot (C_m \cdot e) + 1,7 \cdot (C_v \cdot e)$$

$$M_u = 1,4 \cdot (47932,21 \cdot 0,45) + 1,7 \cdot (5869,77 \cdot 0,45) = 34\ 687,67 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = \frac{77185,09}{87163,70} = 0,89$$

Grupo II

$$P_u = 1,4 \cdot C_m + 1,7 \cdot C_v + 1,4 \cdot F$$

$$P_u = 1,4 \cdot 55132,21 + 1,7 \cdot 5869,77 + 1,4 \cdot 0 = 87\ 163,70 \text{ kg}$$

$$M_u = 1,4 \cdot (C_m \cdot e) + 1,7 \cdot (C_v \cdot e) + 1,4 \cdot M_{H_2O}$$

$$M_u = 1,4 \cdot (47932,21 \cdot 0,45) + 1,7 \cdot (5869,77 \cdot 0,45) + 1,4 \cdot 1290,18$$

$$M_u = 36\ 493,92 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = 0,89$$

Grupo III

$$P_u = 0,9 \cdot C_m + 1,4 \cdot F$$

$$P_u = 0,9 \cdot 55132,21 + 1,4 \cdot 0 = 49\ 618,99 \text{ kg}$$

$$M_u = 0,9 \cdot (C_m \cdot e) + 1,4 \cdot M_{H_2O}$$

$$M_u = 0,9 \cdot (47932,21 \cdot 0,45) + 1,4 \cdot 1290,18$$

$$M_u = 21\,218,79 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = 1,00$$

Se toma el resultado del grupo mayor para realizar el cálculo, en este caso es el Grupo II.

- Chequeo de esbeltez

Según ACI 318-05 (R.10.12.1) $\rightarrow K = 2 + 3 \cdot \psi$; donde $\psi = 0,1$

$$\frac{K \cdot L_u}{r} = \frac{2,3 \cdot 6,30}{0,3 \cdot 1,10} = 43,91$$

$22 < 43,91 < 100 \rightarrow$ magnificar

- Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{210} = 218\,819,79$$

- Inercia gruesa

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot H^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 110 \cdot 100^3 = 9\,166\,666,67 \text{ m}^4$$

- Encontrando el valor EI

$$EI = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0,4 * 218819,79 * 9166666,67}{1 + 0,89} = 4,245 * 10^{11} \text{ kg-cm}^2 \cong 42\,450,00 \text{ ton-m}^2$$

- Encontrando la carga crítica

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 42450}{(2,3 * 6,30)^2} = 1\,995,45 \text{ ton} \cong 1\,995\,450 \text{ kg}$$

- Cálculo del factor de amplificación

$$\int ns = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_{cr}}}$$

$$\int ns = \frac{1,00}{1 - \frac{87163,70}{0,75 * 1995450}} = 1,06 > 1,00$$

$$M_d = 36493,92 * 1,06 = 38\,683,56 \text{ kg-m}$$

Compresión pura

$$P = 0,85 * f_c * A_g + A_{st} * F_y$$

$$P = 0,85 * 210 * (110 * 100) + (2 * 20,32) * 2810 = 2\,077\,698,40 \text{ kg}$$

- Falla balanceada

$$C = \frac{\epsilon_c}{\left(\frac{F_y}{E}\right) + \epsilon_c} * d$$

$$C = \frac{0,003}{\left(\frac{2810}{2,03 \times 10^6}\right) + 0,003} * 100 = 68,43$$

$$a = 0,85 * C = 0,85 * 68,43 = 58,17$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c * \left(\frac{C - d'}{C}\right)$$

$$\epsilon_s = 0,003 * \left(\frac{68,43 - 10}{68,43}\right) = 0,0026 > 0,0014 \rightarrow \text{el acero en compresión esta fluyendo}$$

$$P_b = 0,85 * f_c * a * b + A'_s * f'_s - A_s * f_s$$

$$P_b = 0,85 * 210 * 58,17 * 100 = 1038334,50 \text{ kg}$$

$$M_b = 0,85 * f_c * a * b * \left(\frac{H}{2} - \frac{a}{2}\right) + A'_s * f'_s * \left(\frac{H}{2} - d'\right) - A_s * f_s * \left(d - \frac{H}{2}\right)$$

$$M_b = 0,85 * 210 * 58,17 * 100 * \left(\frac{110}{2} - \frac{58,17}{2}\right) + 20,32 * 2810 * \left(\frac{110}{2} - 10\right) - 20,32 * 2810 * \left(100 - \frac{110}{2}\right)$$

$$M_b = 3,2047 \times 10^7 \text{ kg-cm} \cong 320\,474,00 \text{ kg-m}$$

- Flexión pura

$$M = A_s * F_y * d - \left(\frac{A_s^2 * F_y^2}{1,7 * f_c * b}\right)$$

$$M = 20,32 * 2810 * 100 - \left(\frac{20,32^2 * 2810^2}{1,7 * 210 * 100}\right) = 5,6186 \times 10^6 \text{ kg-cm} \cong 56\,185,90 \text{ kg-m}$$

$M_b > M$, y $P > P_b$; la sección satisface las cargas con el refuerzo propuesto.

- Chequeo a corte

$$V_u = 1,7 * E_{H2O}$$

$$V_u = 1,7 * 758,93 = 1\ 290,18\ \text{kg}$$

- Corte que resiste el concreto

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

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 100$$

$$V_c = 65\ 283,65\ \text{kg}$$

$V_c > V$ último, se colocará refuerzo mínimo.

- La cuantía mínima para el refuerzo horizontal para muros es de $\rho_{\min} = 0,0025$, según ACI 318-05 (14.3.3)

$$A_s = \rho_{\min} * A_g = 0,0025 * 100 * 110 = 27,50\ \text{cm}^2$$

Utilizando varillas No. 6

$$A_s = 2,85 * 6 = 17,1\ \text{cm}^2 * 2\ \text{camas}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{34,2}{100 * 110} = 0,0055$$

0,0031 > 0,0025; el acero propuesto es mayor que el acero mínimo, por consiguiente cumple.

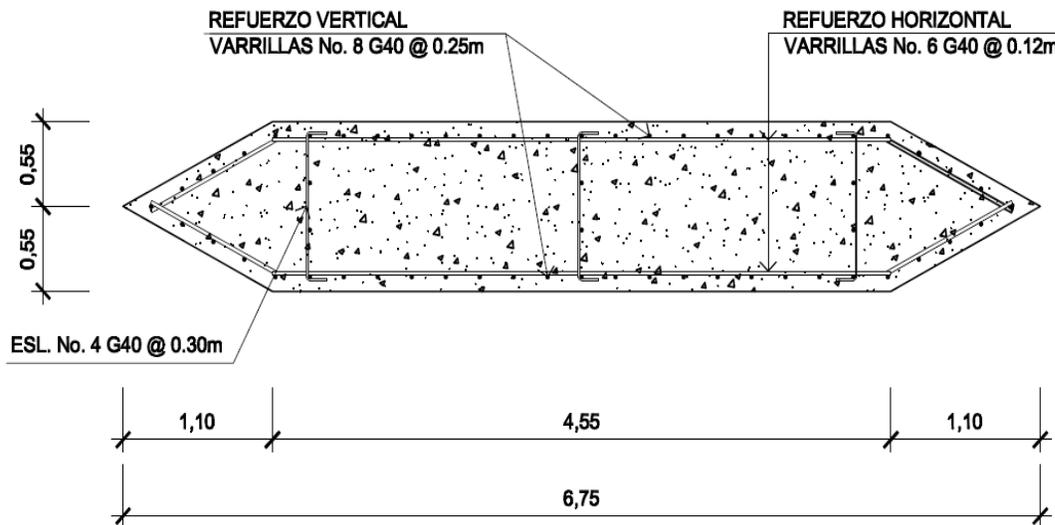
$$S = \frac{A_{var} * 100}{A_S} = \frac{2,85 * 100}{27,50} = 18,47 \text{ cm} \cong 0,12 \text{ m}$$

- Armado final

utilizar varillas No. 8 G40 @ 0,25 m en ambas camas, refuerzo vertical.

utilizar varillas No. 6 G40 @ 0,12 m en ambas camas, refuerzo horizontal.

Figura 23. Armado columna de pila central



Fuente:elaboración propia.

2.8.4. Obras de protección

Para proteger el puente puede realizarse distintas obras, las más comunes consisten en el mantenimiento de la cuenca, dragado y construcción de gaviones.

Es necesario que al cauce del río se le de un mantenimiento continuo; recomendablemente previo a la entrada del invierno, no se debe permitir hacer extracciones de material cerca de los estribos y pila, sobre todo aguas abajo.

En algunos casos habrá necesidad de hacer enrocamientos y hasta tratamientos especiales del lecho del río, cuando se hace notar que los cimientos de las pilas y de los estribos empiezan a verse o que comiencen a quedarse en el aire.

Cuando el cauce del río ha acarreado mucho material y éste se ha sedimentado cerca de la subestructura del puente, es necesario hacer dragados para que la corriente pase adecuadamente por debajo del mismo, evitando golpear y dañar la estructura. En otros casos, en los cuales son necesarios los dragados es cuando el río ha cambiado su cauce.

El gavión es un elemento con forma de prisma, constituido por una red con mallas hexagonales, a doble torsión, en alambre galvanizado y según sea necesario, revestido de un material plástico especial, que se rellena con grava o material rocoso, de apropiado tamaño.

El material plástico recubre con una funda continua, el alambre galvanizado y lo amarra de la manera más segura y completa contra toda

corrosión química posible. La galvanización asegura la protección del alambre, por muchos años, en condiciones ambientales normales.

Los gaviones se ven favorecidos por la sedimentación que llena sus vacíos y por el enraizamiento de la vegetación en los mismos, aumentando su eficiencia con el paso del tiempo. Todos los bordes, ya sean de la pieza central y de las marginales, son reforzados con alambre de hierro galvanizado de diámetro más grande.

Varias son las ventajas de este sistema, la primera buena cualidad estriba en el hecho de que no pierde contacto con el fondo, cuando se va socavando éste por cualquier circunstancia, ya que el gavión se va deformando paulatinamente, hasta tocar el nuevo fondo.

En este proyecto, no fue necesario la incorporación de obras de protección, ya que el terreno es rocoso, en el futuro sólo se debe revisar que los estribos y pila no se socaven, de ser así, habrá necesidad de hacer enrocamientos en dichos cimientos.

2.8.5. Almohada de neopreno

La AASHTO en su capítulo 14 establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies, no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren 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 a base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

Según lo afirmado anteriormente los apoyos elastoméricos ofrecen mayor versatilidad en su uso, razón por la cual el presente apartado estará enfocado en el estudio de estos.

- Apoyos elastoméricos; son 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.

Especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos elastoméricos.

- 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 VII. **Propiedades de diferentes durezas elastoméricas**

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

Fuente: Norma AASHTO, capítulo 14.

Tomando en cuenta esto los valores de módulo cortante = 130 Una dureza SHORE A 60

En la revisión de esfuerzos por compresión, si no se previene la deformación por corte, el esfuerzo de compresión promedio σ_0 en cualquier capa no deberá exceder de 1000 psi para apoyos reforzados de acero, 800 psi para apoyos reforzados con acero laminado o cojinetes sencillos, según su módulo de cortante y su factor de forma $\sigma_0 = GS$

G = módulo de cortante del elastómero a 73°F

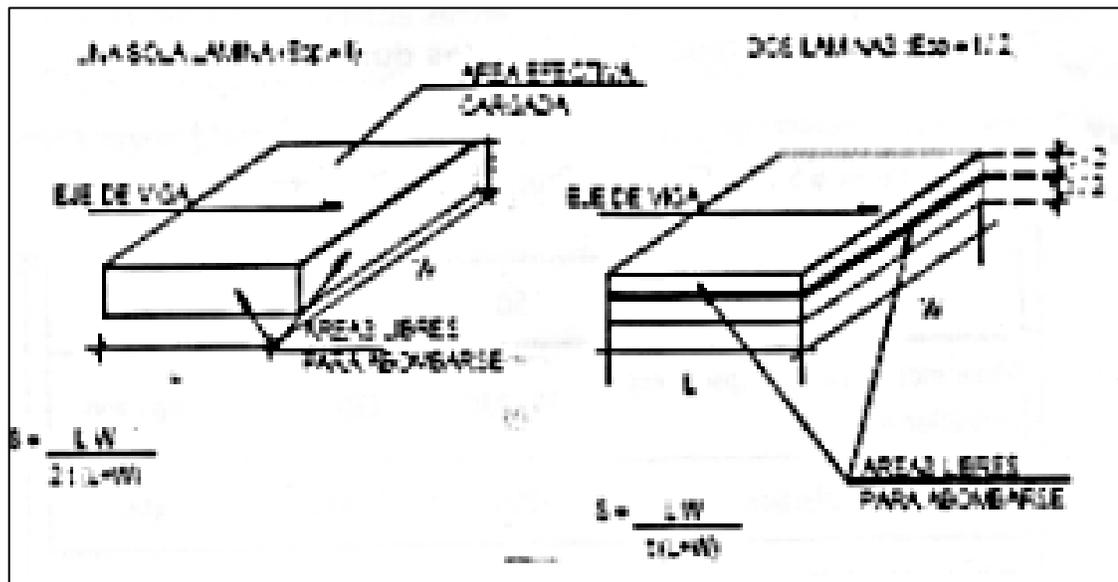
S = factor de forma según figura

= área cargada

Área efectiva libre de abombarse

AASHTO 14.3

Figura 24. Detalle placas de elastómero



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Área cargada} = 75 \times 75 \text{ cm} = 5625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área efectiva libre de abombarse} = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces tenemos que} = 5625 / 400 = 14,06 \text{ cm}^2$$

O

$$t = LW / S (L + W) \text{ entonces}$$

$$t = 20 \times 20 / 6,25 (20 + 20) = 2,4 \text{ cm y el espesor total será } S = t/2$$

$$S = 1,60 \text{ cm}$$

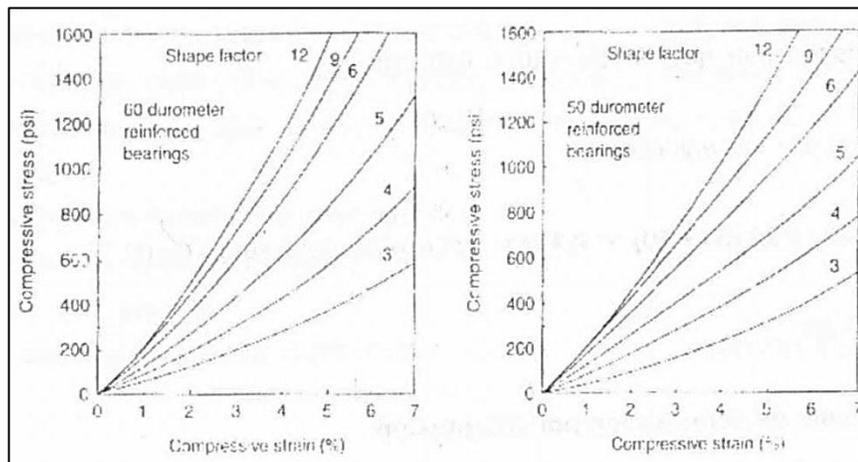
El cálculo de deformación instantánea por compresión será calculada como

ϵ_i = tensión instantánea de compresión en la capa de elastòmero i -esimo de un cojinete de elastòmero laminado

h_{ri} = espesor de la capa de elastòmero en el cojinete de elastòmero

Los valores deberán ser determinados a partir de resultados de la prueba o análisis racional. Los efectos de la fluencia del elastòmero, se añade a la deformación instantánea al considerar desviaciones a largo plazo que debe ser calculado a partir de la información pertinente para el compuesto elastomérico usado. En ausencia de información específica sobre el particular puede usarse el contenido de la figura 25.

Figura 25. **Comportamiento de la desviación de la carga del cojinete del elastomero**



Fuente: Norma AASHTO, capítulo 14.

Se tiene con base en lo anterior que tiene un 35% y una 800 psi obteniéndose la curva No. 6 para su uso.

- Cortante

La deformación por cortante (A_s) será tomada como la máxima deformación posible causada por flujo plástico, contracción postensionamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de instalación y la menos favorable temperatura extrema, a menos que un dispositivo para desplazamiento se instale.

El apoyo será diseñado de tal forma que

$$H_{gt} \geq 2\Delta_s$$

Donde

h_{gt} = espesor total del elastòmero (pulgada)

Δ_s = servicio de máxima deformación de corte del elastòmero (pulgada)

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

$$0,47/2 = 0,236 = A_s$$

Es la máxima deformación del elastòmero

Para garantizar la estabilidad del apoyo, el espesor total es como sigue en la ecuación

$$\frac{3.84(h_{gt}/L)}{S\sqrt{1+2L/w}} > \frac{2.67}{S(S+2)(1+L/4w)}$$

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

$$H_{gt} = 0,47 \text{ pulgada}$$

$$L = 20 \text{ cm} = 8 \text{ pulgada}$$

$$W = 20 \text{ cm} = 8 \text{ pulgada}$$

$$S = 1,60 \text{ cm} = 0,63 \text{ pulgada}$$

$$\frac{3.84(h_{gt}/L)}{S\sqrt{1+2L/w}} > \frac{2.67}{S(S+2)(1+L/4w)}$$

$$\frac{3.84(0,47/8)}{0,63\sqrt{1+2(8/8)}} > \frac{2.67}{(0,63(0,63+2)(1+8/4*8))}$$

0,18 < 2,07 ok si cumple entonces se puede concluir que la sección es estable y no representa ningún problema.

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

1400 t_i para acero laminado

1700 t_i para aceros

t_i se tomará como el espesor medio de las dos capas de elastómero unidas al refuerzo si son de diferente espesor.

La resistencia por pulgada lineal es dada por el producto del espesor del material y los esfuerzos permitidos sobre la sección neta. El espesor del acero será apropiadamente incrementado si se hacen agujeros en este.

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

2.9. Elaboración de planos

Los planos correspondientes al proyecto diseño del puente vehicular de la aldea “Pueblo Nuevo”, municipio de San Jacinto, Chiquimula, son los siguientes:

- Plano de curvas de nivel
- Plano de ubicación de puente sobre río
- Plano de geometría de superestructura
- Plano de armado de superestructura
- Plano de armado de subestructura

2.10. Elaboración de presupuestos

Para elaborar el presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de materiales según planos finales. Los salarios de mano de obra y materiales, se tomaron los que se pagan en la región y en cuanto a costos indirectos se tomó el 22 % de indirectos.

El costo total del proyecto asciende a la cantidad de un millón setecientos sesenta y dos mil trescientos cuarenta y cuatro quetzales con cincuenta centavos. (Q. 1 762 344,50)

Tabla VIII. **Presupuesto para la construcción del puente**

Proyecto: Puente vehicular
 Aldea: Pueblo Nuevo
 Municipio: San Jacinto
 Departamento: Chiquimula

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL DE RENGLÓN
1	PRELIMINARES	1.00	unidad	Q 50,000.00	Q 50,000.00	
2	TRAZO Y NIVELACIÓN	1.00	unidad	Q 26,437.50	Q 26,437.50	
3	EXCABACIÓN ESTRUCTURAL	187.15	m3	Q 170.00	Q 31,815.50	
4	APROCHES	600.75	m3	Q 310.00	Q 186,232.50	
5	PILA CENTRAL	6.60	m2	Q 15,151.51	Q 100,000.00	
6	ZAPATA DE PILA CENTRAL	13.50	m3	Q 3,349.60	Q 45,219.60	
7	ESTRIBO DE CONCRETO CICLÓPEO	179.22	m3	Q 2,017.05	Q 361,495.70	
8	CORTINA Y VIGA DE APOYO (V-5)	5.30	m3	Q 3,618.02	Q 19,189.98	
9	VIGA PRINCIPAL (V-1)	60.00	m	Q 4,366.70	Q 262,002.00	
10	DIAPHRAGMA EXTERNO (V-3)	2.45	m3	Q 8,403.79	Q 20,589.29	
11	DIAPHRAGMA INTERNO (V-2)	3.67	m3	Q 4,627.60	Q 16,992.55	
12	LOSA DE CONCRETO (f=0.16m)	102.00	m2	Q 1,176.47	Q 119,999.94	
13	BANQUETA	28.80	m2	Q 2,166.25	Q 62,388.00	
14	PASAMANOS + POSTE DE CONCRETO	60.00	m	Q 763.81	Q 45,828.60	
15	NEOPRENO	8.00	unidad	Q 5,169.19	Q 41,353.52	
16	MAQUINARIA Y EQUIPO	1.00	global	Q 25,000.00	Q 25,000.00	
17	FLETES	1.00	global	Q 30,000.00	Q 30,000.00	
TOTAL COSTO DIRECTO						Q 1,444,544.67
TOTAL COSTO INDIRECTO						Q 317,799.83
COSTO TOTAL						Q 1,762,344.50

Fuente: elaboración propia

2.11. Evaluación de impacto ambiental

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio-económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio, a través de;

- Métodos de análisis; la metodología a seguir en un estudio de impacto ambiental será la siguiente:
- Identificación del impacto; consiste en identificar los problemas de impacto a ser investigados, para lo cual es necesario conocer primero de la manera más amplia el escenario sobre el cual incide el proyecto; cuya ubicación, ejecución y operación afectará el entorno ecológico.

Así mismo, es imprescindible el conocimiento del proyecto a desarrollar, que involucra no sólo el contexto técnico sino también las repercusiones sociales y experiencias del desarrollo de este tipo de proyectos en otros escenarios.

- Previsión de impactos; el objetivo en este nivel está orientado hacia la descripción cuantitativa o cualitativa, o una combinación de ambas, de las principales consecuencias ambientales que se han detectado en el análisis previo.
- Interpretación de impactos; implica analizar cuán importante es la alteración medio ambiental en relación a la conservación original del área.
- Información a las comunidades y a las autoridades sobre los impactos ambientales; en esta etapa hay que sintetizar los impactos para presentarlos al público que será afectado por los impactos ambientales detectados; y a las autoridades públicas con poder de decisión.

La presentación deberá ser lo suficientemente objetiva para mostrar las ventajas y desventajas que conlleva la ejecución del proyecto.

- Plan de monitoreo o control ambiental; fundamentalmente, en esta etapa se debe tener en cuenta las propuestas de las medidas de mitigación y de compensación, en función de los problemas detectados en los pasos previos considerados en el estudio; así mismo, la supervisión ambiental sustentada en normas legales y técnicas para el cumplimiento estricto de las recomendaciones.

- Información mínima que requieren los estudios de impacto ambiental en puentes, la información mínima para un estudio de impacto ambiental en puentes será:
 - Fauna silvestre
 - Flora adyacente
 - Presencia de agua en el cauce
 - Relieve topográfico
 - Deforestación en los taludes del cauce
 - Probabilidad de erosión lateral de los taludes
 - Material sedimentado en el lecho del cauce
 - Presencia de recursos hidrobiológicos
 - Valor estético del paisaje
 - Densidad de población
 - Red de transportes adyacentes
 - Otras estructuras adyacentes

- Documentación; los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo lo siguiente:
 - Descripción de los componentes ambientales del área de influencia del proyecto.
 - Análisis de la información sobre el estado de los puentes adyacentes a la zona del proyecto.
 - Aplicaciones metodológicas e identificación de impactos ambientales potenciales.
 - Identificación de medidas preventivas y correctivas.
 - Conclusiones y recomendaciones.

Existen varias metodologías para la ejecución de un estudio de impacto ambiental, sin embargo, las metodologías que se utilizan tienen factores comunes que permiten generalizar o estandarizar los procedimientos de evaluación. A continuación se presenta un organigrama que grafica los procedimientos básicos.

- Vulnerabilidad y riesgo: se considera como impacto ambiental cualquier alteración significativa, positiva, negativa, de uno o más de los componentes del ambiente, provocado por acción del hombre o un fenómeno natural en un área de influencia definida.

3. DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

Se trata ahora el problema del agua potable para la población.

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste diseñar la ampliación del sistema de agua potable por gravedad para la cabecera municipal del municipio de San Jacinto. La fuente es un manantial natural, de brote definido en ladera, concentrado en un punto definido, ubicado en la aldea Santa Cruz. El sistema propuesto está constituido por 6294 m de línea de conducción de tubería PVC, 2 captaciones, y caja unificadora de caudales.

3.2. Levantamiento topográfico

Este constituye un elemento básico para la elaboración del diseño, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra en estudio, en este proyecto se utilizó el método planimétrico para planimetría y el taquimétrico para altimetría

El equipo utilizado fue el siguiente:

- Teodolito marca WILD T-1

- Estadia
- Cinta métrica de 100 m.
- Plomada
- Estacas de madera, pintura, clavos, martillo, plomada, etc.

3.3. Fuentes de agua

La fuente de abastecimiento es un nacimiento tipo de brote definido en ladera, ubicado aproximadamente a una distancia de 6,3 kilómetros del tanque de distribución.

3.4. Caudal de aforo

El objetivo primordial es conocer el caudal que produce el manantial en época de estiaje, el aforo se practicó a principios del mes de abril, se obtuvo un caudal de 1,50 lt/s.

3.5. Análisis de la calidad de agua

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que la calidad de ésta debe ser sanitariamente segura para el consumo humano. Para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un examen físico-químico sanitario y bacteriológico, los cuales deben acatar las normas COGUANOR NGO 29001 (ver anexo 2).

3.5.1. Examen bacteriológico

Es necesario reconocer que la mayoría de enfermedades en la población es de orígenes entéricos, tales como virales, bacterianos y parasitarios, es decir

que son organismos microbiológicos. El objetivo primordial del examen bacteriológico es la detección de la polución fecal, ya que ésta es la que representa el mayor peligro para la humanidad. Por lo tanto, con base a los datos obtenidos se puede asegurar que el agua es apta para consumo humano, según norma COGUANOR NGO 29001 (ver anexo 1)

Sin embargo, es necesario mantener un margen de seguridad por lo que se recomienda un sistema de desinfección a base de cloro.

3.5.2. Examen físico-químico sanitario

El análisis físico determina el aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, pH, temperatura y conductividad eléctrica.

El análisis químico mide las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua que afectan su calidad, como lo son: amoníaco, nitritos, nitratos, cloro residual, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro total, dureza total, sólidos totales, sólidos volátiles, sólidos fijos, sólidos en suspensión, sólidos disueltos y también su alcalinidad (clasificación).

El resultado que se obtuvo del examen físico-químico sanitario indica que el agua es potable, según la Norma COGUANOR NGO 29001. Todas las determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables.

3.6. Criterios de diseño

Es necesario establecer criterios para el diseño, pues determinarán la calidad de este.

3.6.1. Período de diseño

El período de diseño corresponde al tiempo en el cual se estima que el proyecto proporcione un servicio eficiente, tomando en cuenta algunos valores más usuales en el medio, se tiene

- De 15 a 20 años: línea de conducción, tanque de distribución y red de distribución.
- De 10 años: para equipos mecánicos.
-

En este caso se adoptó un período de diseño de 20 años.

3.6.2. Población de diseño

Para la estimación de la población futura existen varios modelos matemáticos, estos pueden ser analíticos y gráficos.

El modelo que más se adecua para las poblaciones que se encuentran en vías de desarrollo es el método geométrico, consiste en el cálculo de la población con base a la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrado de los censos de la población, debe proyectarse en el tiempo según el período de diseño que se estime.

Fórmula de incremento geométrico

$$P_f = P_a \cdot (1+r)^n$$

Pf = población futura.

Pa = población actual.

r = tasa de crecimiento .

n = período de diseño en años.

En este caso no se calculó la población futura porque es una ampliación al sistema de agua potable y el caudal a conducir es el caudal aforado.

3.6.3. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a una persona, en litros/habitante/día; para la adopción de una dotación adecuada se debe tomar en cuenta el clima y la ubicación de la población, es decir si es área urbana o rural y sus distintas actividades comerciales. Por lo que se puede clasificar de la siguiente manera;

- 60 a 90 litros / habitante / día (área rural).
- 90 a 120 litros / habitante / día (área rural clima cálido).
- 120 a 150 litros / habitante / día (área urbana clima frío en el interior del país).
- 150 a 200 litros / habitante / día (área urbana clima cálido en el interior del país).
- 200 a 300 litros / habitante / día (área metropolitana).

Para el presente proyecto no se tomará en cuenta la dotación por ser una ampliación la que se está realizando.

3.6.4. Factores de consumo

Existen rangos para determinar el valor que se le asignará. Por lo tanto, se calculan los factores de consumo principales.

3.6.4.1. Factor de día máximo (Fdm)

Este incremento porcentual, se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. UNEPAR – INFOM recomienda lo siguiente

Tipo de Población	Fdm
Área rural	1,20 a 1,80
Área urbana	1,80 a 2,00
Área metropolitana	2,00 a 3,00

3.6.4.2. Factor de hora máxima (Fhm)

Este, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus costumbres. UNEPAR – INFOM recomienda lo siguiente

Tipo de población	Fhm
Área rural	1,80 a 2,00
Área urbana	2,00 a 3,00
Área metropolitana	3,00 a 4,00

3.7. Determinación de caudales

Los caudales de diseño son los consumos mínimos de agua requeridos por la población que se va abastecer en un sistema de agua potable.

3.7.1. Caudal medio diario

Es el promedio de los consumos medios diarios registrados durante el período de un año, se utiliza para el diseño del tanque de distribución y se expresa en lt/s. Se determina con la siguiente ecuación

$$Q_{md} = \frac{\text{dotación} * \# \text{ de habitantes}}{86,400 \text{ s/día}}$$

El número de habitantes que se utiliza es la población futura, en este caso no se calcula el caudal medio diario, el caudal a utilizar es el caudal de aforo.

3.7.2. Caudal máximo diario

Es el caudal de máximo consumo del agua durante 24 horas en un período de un año. Es utilizado para el diseño de la línea de conducción por gravedad, está en función del factor de día máximo y el caudal medio diario. Se determina con la siguiente ecuación

$$Q_{dm} = F_{dm} * Q_{md}$$

Qc =Caudal de conducción (lts/s).

Qm =Consumo medio diario.

FDM =Factor de día máximo.

En este caso no se calcula el caudal maximo diario, el caudal para el diseño de la linea de conduccion es el caudal de aforo.

3.7.3. Caudal máximo horario

Es el caudal de máximo consumo del agua durante una hora de un día en el período de un año, es utilizado para el diseño de la línea y red de distribución; está en función del factor de hora máxima y el caudal medio diario. Se determina con la siguiente ecuación

$$Q_{hm} = F_{hm} * Q_{md}$$

Q_{hm} = Caudal de hora máximo.

F_{hm} = Factor de hora máximo.

Q_{md} = Caudal medio diario.

En este caso no se calcula el caudal maximo horario, porque no se está diseñando red de distribución

3.8. Diseño hidráulico del sistema

Entre este diseño se toma en cuenta cómo afecta el agua en la estructura

3.8.1. Captación

Es toda estructura que se construye con el fin de recolectar el agua de una fuente. El tipo de fuente que se tiene en este proyecto es de un nacimiento de brote definido en ladera, en el diseño se utilizará una captación típica con

galería de infiltración, caja reunidora de caudal y caja válvula de compuerta de mampostería (ver plano 5).

3.8.2. Línea de conducción

Es el conjunto de tuberías trabajando a presión forzada, que viene desde la captación al tanque de distribución. Para el presente diseño se trabajará el sistema por gravedad.

En el diseño de la línea de conducción se deben de tener en cuenta los principios de hidráulica como la carga disponible, piezométrica, pérdidas y otras herramientas.

A continuación se presenta la ecuación de HAZEN-WILLIAMS

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q^{1.85}}{c^{1.85} * \varnothing^{4.87}}$$

H_f = pérdidas por fricción en la tubería (pérdidas de carga) en m.

L = longitud del tramo en m.

Q = caudal en lt/s.

\varnothing = diámetro interno de la tubería en pulg.

C = coeficiente que depende del material de la tubería:

PVC; $c = 150$

HG; $c = 100$

Ejemplo de diseño;

Tramo 1, (conducción)

cota inicial del tramo E-0:	1 000m
cota final del tramo E-11:	963,21m
longitud:	398,30m
caudal día máximo:	0,4lt/s
coeficiente "c" PVC:	150
hf disponible:	36,79m

- Cálculo diámetro teórico;

$$\varnothing = \left(\frac{1743,811 * 398,30 * 0,4^{1.85}}{150^{1.85} * 36,79^{4.87}} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 0,79$$

Se tomó un diámetro comercial de 3/4", con diámetro interno de 0,926".

- Cálculo de pérdida;

$$Hf_1 = \frac{1743,811 * 398,30 * 0,4^{1.85}}{150^{1.85} * 1,195^{4.87}} = 17,47 \text{ m}$$

- Cálculo de velocidad;

$$V = \frac{1,9735 * Q_d}{\varnothing^2} = \frac{1,9735 * 0,4}{1,195^2} = 0,92 \text{ m/s}$$

0,92 m/s < V = 0,55 m/s < 3,00 m/s; por consiguiente el diámetro de tubería propuesto cumple con los parámetros.

- Cota piezométrica

CP=Cota inicial - Hf

CP=1000 -17,63 = 982,37m

Se colocará una caja reunidora de caudales en la estación E-11

Tabla IIX. **Resumen diseño línea de conducción**

P. en campo Inicio	P. en campo Final	Cota inicial	Cota Final	D.I. (m)	Pend. Terreno %
E-0	E-11	1000.00	963.21	398.30	0.09

D.I. real (m)	Qm (l/s)	Qcond (l/s)	hf m.c.a.	C rug. de tub.	Diametro nominal	ingresar Øint1 (pulg)	hf1 (m)	# Tubos Ø
398.30	0.40	0.40	36.79	150.00	0.79	0.9260	17.47	67.00

Ø	PRESIÓN PSI	Long. Real (m)	hf REAL (m)	cota piez. 1	cota piez. 2	Presion dinamica	Velocidad (m/s)
3/4	160.00	402.00	17.63	---	982.37	19.16	0.92 CHEQUEA

P. en campo Inicio	P. en campo Final	Cota inicial	Cota Final	D.I. (m)	Pend. Terreno %	D.I. real (m)	Q m (l/s)	Qcond (l/s)
E-11	E-95	963.21	771.45	5908.99	0.03	5908.99	1.5	1.5
hf m.c.a.	C rug. de tub.	Diámetro nominal	ingresar Øint1 (pulg)	hf1 (m)	# Tubos Ø	Ø		
186.76	150	1.64	1.754	133.23	985	1 1/2		

Presión PSI	Long. Real (m)	hf REAL (m)	cota piez. 1	cota piez. 2	Presión dinámica	Velocidad (m/s)
160	5910	133.25	963.21	829.96	58.51	0.96 Chequea

Fuente: elaboración propia.

3.8.3. Tanque de almacenamiento

El tanque de distribución tiene como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

Según las normas generales del INFOM para el diseño del tanque de distribución, se tiene lo siguiente

Población menor de 1 000 habitantes	= 35 %
Población entre 1 000 hab. a 5 000 hab.	= 45 %
Población mayor de 5 000 habitantes	= 50 %

El volumen del tanque de distribución o almacenamiento (Vol. tanque) en metros cúbicos (m³) es el siguiente

$$\text{Vol. tanq.} = Q_{\text{md}} * 86,400 * 45\%$$

El sistema en funcionamiento tiene un tanque tanque de almacenamiento con un volumen de 110 m³, por lo que no fue necesario incorporar otro tanque.

3.8.4. Red de distribución

Son las líneas y ramales de abastecimiento que alimentan de agua a cada uno de los usuarios. Las líneas de distribución son en su mayoría tuberías de PVC.

Para el diseño de la red de distribución se debe tener en cuenta que la presión mínima es de 10 m.c.a. y la presión máxima es de 60 m.c.a.

Vale la pena mencionar que la presión máxima de 60 m.c.a, generalmente sólo aplica para países latinoamericanos, porque los accesorios para instalaciones hidráulicas domiciliarias generalmente son diseñados para esta presión.

Existen accesorios que superan los 110 m.c.a., pero son utilizados principalmente en Europa, Asia y Estados Unidos.

Tomando en cuenta que el proyecto es una ampliación del sistema de agua potable, no se realiza el diseño de este.

3.8.5. Sistema de desinfección

En todo sistema de abastecimiento de agua potable debe considerarse la incorporación de un sistema de desinfección, con la finalidad de proveer el agua libre de bacterias, virus y parásitos que puedan afectar la salud de las personas.

Con base a los resultados obtenidos por el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), se determinó que el agua requiere de tratamiento para su consumo. Para la desinfección se deberá aplicar la sustancia química hipoclorito de calcio, utilizando un dosificador de pastillas, este dispositivo disolverá las pastillas de hipoclorito de calcio por el flujo de agua entrante al hipoclorador y luego al tanque de distribución, siendo la cloración controlada del agua por este flujo.

Actualmete el tanque de distrubición cuenta con un sistema de cloración, solo será necesario aumentar la dosis de cloración.

3.8.6. Obras de arte

A fin de dar ciertas conveniencias a la estructura principal se listan alguna estutrukturas extras que fueron diseñadas;

- Caja reunidora de caudal; se diseñó una caja reunidora de caudal de 1 m³ de concreto reforzado, la cual tendrá como función principal recolectar el agua proveniente de la captación, será ubicada en la estación E-11 (ver plano 5).
- Paso aéreo; esta estructura se utiliza para salvar depresiones del terreno o donde es imposible enterrar o revestir la tubería, quedando expuesta a la intemperie. Para el proyecto se contemplaron dos pasos aéreos en las estaciones de 30 metros y de 92 metros. Se componen de tubos HG, soportados por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo (ver apéndice 2).

Datos

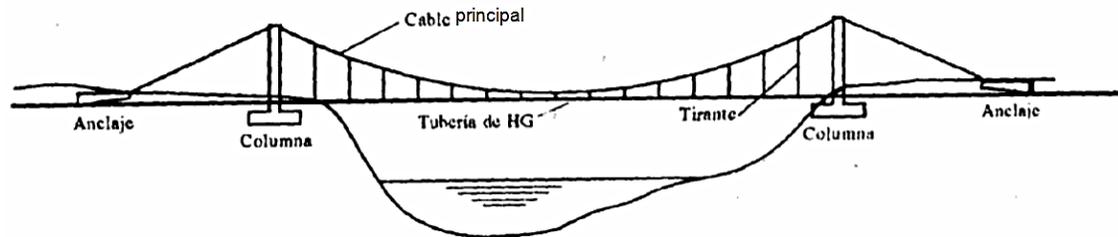
diámetro de tubería HG = 1 1/2 "

longitud= 54 metros = 177,16 pies

peso de tubería HG Ø 1 1/2" = 2,72 lb/pies.

densidad del agua = 62,40 lb/pie³

Figura 26. Elevación lateral de paso aéreo



Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de carga muerta y carga viva

$$Cm \text{ agua} = 3,1416 * (1,5 * 1/12)^2 * 62,4 = 0,77 \text{ lb/pies}$$

$$Cm = 0,77 + 2,72 = 3,49 \text{ lb/pies}$$

La carga viva, se considera una persona de 150 lb cada 20 pies

$$\text{carga viva} = 150 \text{ lb} / 20 \text{ pies} = 7,50 \text{ lb/pie}$$

- Cálculo de carga horizontal (W); considerando una velocidad de viento de 60km/hora y una presión de viento 15 lb/pie²:

$$W = (1,5 * 1/12) * 15 = 1,875 \text{ lb/pie}$$

- Cálculo de integración de cargas (U = carga última)

$$U = 0,75 * (1,4 * CM + 1,7 * CV + 1,7 * W)$$

$$U = 0,75 * (1,4 * 3,44 + 1,7 * 7,50 + 1,7 * 1,875)$$

$$U = 15,61 \text{ lb/pie}$$

Como puede observarse, la condición de carga crítica es de 16 lb/pie, por lo que se diseñará con este valor.

Para el diseño del cable principal se utilizará la fórmula del *Wire Rope Hand Book*, 1963, capítulo 3.

Donde

$$H = (W \cdot S^2) / (8 \cdot d)$$

H = tensión horizontal del cable

$$T = H \cdot \sqrt{1 + 16 \cdot d^2 / S^2}$$

T = tensión máxima del cable

$$V = (T^2 - H^2)^{1/2}$$

V = tensión vertical

$$Y = WX(SX) / 2H$$

Y = variación de la flecha

Steiman recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9, llegando hasta S/12 para luces grandes. Para determinar la flecha se adoptó el criterio de una relación de flecha y luz de $d = S/12 = 54/12 = 4,8$ m.

Tabla No. X. **Tensión del cable de paso aéreo**

W lb/pie	S pies	D m	D les	H lb	T lb	V lb
16	177,16	0,75	2,46	25516,8013	25516,80439	12,5475101
16	177,16	1	3,28	19137,601	19137,60646	14,48861726
16	177,16	1,25	4,1	15310,0808	15310,08935	16,19876765
16	177,16	1,5	4,92	12758,4007	12758,41299	17,7448627
16	177,16	1,75	5,74	10935,772	10935,78878	19,16664504
16	177,16	2	6,56	9568,80049	9568,822426	20,4900093

Continuacion tabla X

16	177,16	2,25	7,38	8505,60043	8505,628199	21,73294207
16	177,16	2,5	8,2	7655,04039	7655,074668	22,90853935
16	177,16	2,75	9,02	6959,12763	6959,169104	24,02668767
16	177,16	3	9,84	6379,20033	6379,249686	25,09506797
16	177,16	3,25	10,66	5888,49261	5888,550538	26,11978859
16	177,16	3,5	11,48	5467,88599	5467,953178	27,10580222
16	177,16	3,75	12,3	5103,36026	5103,437386	28,05719067
16	177,16	4	13,12	4784,40024	4784,487996	28,97736531
16	177,16	4,25	13,94	4502,96494	4503,063999	29,8692118
16	177,16	4,5	14,76	4252,80022	4252,911278	30,735197

Fuente: elaboración propia.

De la tabla anterior se seleccionó la flecha de 4,50 metros, con lo cual se obtiene una tensión máxima de 4252,91 libras.

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos de agua potable son los siguientes: \varnothing 3/8" con un esfuerzo de ruptura de 12 620 libras y un peso de 0,22 lb/ pie, \varnothing 1/2" con un esfuerzo de ruptura de 27 200 libras y un peso de 0,42 lb/pie.

Con base en estos datos se selecciona el cable de 1/2" de diámetro, con alma de acero de 6*9 hilos y una resistencia a tensión de 27 200 libras. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene

$$CM = 3,49 + 0,42 = 3,91 \text{ lb/pie}$$

$$\text{carga última: } U = 1,4 * 3,91 + 1,7 * 7,50 = 18,224 \text{ lb/pie}$$

Valor corregido de la tensión es:

$$T = 4842,98 \text{ lb} \quad H = 4842,98 \text{ lb} \quad V = 32,79 \text{ lb}$$

Longitud del cable principal: Según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha ("d"), es el 5% de S, la longitud suspendida entre soportes viene dada por la siguiente fórmula

$$L = S + (8 \cdot d^2) / (3 \cdot S) = 18 + [8 \cdot (1,50)] / (3 \cdot 18) = 18,33 \text{ m}$$

Se tomarán 55 metros. Steinman recomienda una relación S/4 como longitud de tensor.

$$SI = 54/4 = 13,50 \text{ metros. } LI = (13,50^2 + 2^2)^{1/2} = 13,64 \text{ metros.}$$

Se tomarán 14 metros. La longitud del cable se incrementará un 10% por empalmes y dobleces en el anclaje.

$$L_{total} = (55 \text{ m} + 2 \cdot 14) \cdot 1,10 = 91,3 \text{ m.}$$

Las péndolas, llamados también tirantes, son los tirantes que sostienen la tubería. Van unidos al cable principal. La separación óptima de péndola a péndola es de 2 metros según *Steinman*. El tirante central debe tener como mínimo 50 cm.

La carga de tensión que soportará viene dada por la siguiente fórmula:

$$Q = U \cdot L = \text{Carga última} \cdot \text{Separación entre péndolas} =$$

$$Q = 18,22 \cdot 6,56 = 119,52 \text{ lb}$$

Se utilizará cable galvanizado de ¼" con una resistencia de 3 600 libras, para péndolas. Para calcular la longitud de péndolas se utilizará la ecuación de la sección 3 del *WireRope Hand Book*, que es la siguiente

$$Y = [WX(S-X)] / (2H)$$

Y = variación de la flecha

X = variable

W = 18,22 lb/pie

H = 4842,95 lb

S = 54 m

Tabla XI. Longitud de péndolas de paso aéreo

No. Péndolas	X M	S-X m	W/2H	Y m	Long. Péndola	No.de péndolas	L * No. de péndolas
1	2	52	0,00188111	0,19563581	1,804,364,194	2	3,608,728,387
2	4	50	0,00188111	0,3762227	1,623,777,295	2	3,247,554,591
3	6	48	0,00188111	0,54176069	1,458,239,305	2	2,916,478,611
4	8	46	0,00188111	0,69224978	1,307,750,223	2	2,615,500,447
5	10	44	0,00188111	0,82768995	117,231,005	2	2,344,620,099
6	12	42	0,00188111	0,94808122	1,051,918,784	2	2,103,837,568
7	14	40	0,00188111	105,342,357	0,946576427	2	1,893,152,854
8	16	38	0,00188111	114,371,702	0,856282978	2	1,712,565,956
9	18	36	0,00188111	121,896,156	0,781038437	2	1,562,076,874
10	20	34	0,00188111	12,791,572	0,720842804	2	1,441,685,608
11	22	32	0,00188111	132,430,392	0,67569608	2	1,351,392,159
12	24	30	0,00188111	135,440,174	0,645598263	2	1,291,196,526
13	26	28	0,00188111	136,945,065	0,630549355	2	126,109,871
						SUMA	2,734,988,839

Fuente: elaboración propia.

Debido a que las péndolas van sujetas por medio de accesorios como guarda cables y abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%.

$$\text{Longitud} = 27,35 * 1,15 = 31,45 \text{ m}$$

Las torres de soportes servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o anclaje. El material para su construcción será concreto reforzado. En cuanto a sus dimensiones, tendrá una altura de 3,10 m, con una sección de 0,30 x 0,30 m. Estos elementos tendrán una zapata de 0,25 m de espesor y 0,80 m por lado.

- Módulo de elasticidad del concreto $E = 15\,100 (f'c)^{1/2}$
- Resistencia a compresión del concreto $f'c$ (3 000 psi) = 210 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 F_y (40000 psi) = 2 810 kg/cm²
- Peso específico del concreto $\gamma_c = 2,40 \text{ ton/m}^3$
- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1,60 \text{ ton/m}^3$
- Peso específico del concreto ciclópeo $\gamma_{cc} = 2 \text{ ton /m}^3$
- Valor soporte del suelo $V_s = 15 \text{ ton/m}^2$
- Longitud de columna = 3,10 m

La esbeltez en una columna está en función de la luz libre (L_u) y su dimensión transversal, llamada radio de giro ($r = L/A$), que está, a su vez, en función de la inercia y del área. Por lo tanto, un parámetro que determina la esbeltez de una columna es L/r . Sin embargo, esta relación es válida si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, que en el caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva, $L_e = K L_u$, que es proporcional a la luz libre, en donde K es un factor que depende del tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto, para el caso general.

Si la columna tiene posibilidades de ladeo, es decir, una columna no contraventada, la columna puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo en este caso una columna contraventada o contra desplazamiento lateral.

Por lo anterior se clasifica como columna esbelta cuando la relación de esbeltez se encuentra en el siguiente intervalo: $22 < Klu / r < 100$.

- Momento de inercia

$$I = b \cdot h^3 / 12 = [0,30 \cdot 0,30^3] / 12 = 0,000675 \text{ m}^4$$

- Radio de giro:

$$r = (I/A)^{1/2} = [0,000675 / (0,30 \cdot 0,30)]^{1/2} = 0,0866$$

- Chequeo por esbeltez (E)

$E = k \cdot Lu / r = 2 \cdot 3,10 / 0,0866 = 71,59$. Por lo cual se clasifica como columna esbelta.

La carga crítica de una columna (P_{cr}) es la que produce pandeo en dos puntos de inflexión, es decir, en el tramo cuya longitud es la longitud efectiva. Con la fórmula de Euler para encontrar la carga crítica de una columna con un extremo empotrado y el otro libre es como se presenta a continuación

$$P_{cr} = 2 \cdot E \cdot I \cdot \pi^2 / (K \cdot Lu)^2 = 758\,467,07 \text{ kg} = 836,07 \text{ t}$$

$$P_{cr} = 2 \cdot 15\,100 \cdot (210)^{1/2} \cdot 67,500 \cdot \pi^2 / (2 \cdot 310)^2$$

Refuerzo en la columna; en este caso la columna sólo está actuando compresión bajo una fuerza axial pequeña de $V = 32,70 \text{ lb}$. Con lo anterior, se puede seguir la sección 10.8.4. del reglamento de la ACI 318-83, que indica que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear un área efectiva reducida A_g no menor de un medio del área total.

$$As_{\text{mín}} = (0,01 \cdot \text{área gruesa}) / 2 = (0,01 \cdot 900) / 2 = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$As_{(\text{No.4})} = 4,50 / 1,2668 = 3,55 \approx 4 \text{ varillas No. 4}$$

- Carga axial que soporta la columna

$$P_u = \Phi(0,85 \cdot f'_c \cdot A_g + A_s \cdot F_y) = 0,7 (0,85 \cdot 210 \cdot 900 + 50\,672 \cdot 2\,810)$$

$$P_u = 122422,18 \text{ kg} = 1\,347,95 \text{ t}$$

Debido a que la carga que soporta la zapata no es muy grande, se adoptará el peralte mínimo recomendado por el ACI.

Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior	=	15,0 cm
Recubrimiento mínimo del refuerzo	=	<u>7,50 cm</u>
Suma	=	22,5

Se adopta 25 cm de peralte.

$$F_{cu} = U / (C_M + C_V) = 18,22 / (1,4 + 7,50) = 2,04$$

- Carga que soporta la zapata

$$\text{Componente vertical de la tensión del cable} = V / 2 = 0,0014873 / 2 = 0,0074363 \text{ t}$$

$$\text{Peso propio de la columna} = \gamma_c \cdot A_g \cdot h = 2,4 \cdot 0,09 \cdot 3,10 = 0,670 \text{ t}$$

$$\text{Peso propio del suelo} = \gamma_s \cdot \text{des} \cdot \text{Área} = 1,60 \cdot 1,00 \cdot 0,55 = 0,880 \text{ t}$$

$$\text{Peso propio de la zapata} = \gamma_c \cdot t \cdot b^2 = 2,40 \cdot 0,25 \cdot 0,80 = 0,384 \text{ t}$$

$$P_z = \text{Suma de cargas que actúan bajo la zapata} = 1,94 \text{ t}$$

Se debe cumplir que P_z / A_z , debe ser menor que el valor soporte del suelo.

$$P_z / A_z = 1,94 / (0,80 \cdot 0,80) = 3,03 \text{ t} / \text{m}^2 \text{ Es menor que } V_s = 15 \text{ t} / \text{m}^2$$

Carga última = $W_u = P_z * F_{cu} = 1,94 * 2,04 = 3,96 \text{ t}$

- Chequeo por corte simple

$V_a < V_c$ Donde: V_a = corte actuante d = peralte - recubrimiento

V_c = corte resistente $d = 0,25 - 0,08 = 0,17 \text{ cm}$

$V_a = W_u * b * c = 3,96 * 0,80 * 0,25 = 0,792 \text{ t}$

$V_c = 0,85 * 0,53 * (f'_c)^{1/2} * b / 1000 = 0,85 * 0,53 * (210)^{1/2} * 80 / 1000 = 8,88 \text{ t}$

Lo propuesto resiste al corte simple debido a que: $V_c = 8,88 \text{ t} > V_a = 0,792 \text{ t}$

$V_c = [0,85 * 0,53 * (f'_c)^{1/2} * (\text{Perímetro punzonante}) * d] / 1000$

$V_c = [0,85 * 1,06 * (210)^{1/2} * 188 * 17] / 1000 = 41,73 \text{ t}$

Lo propuesto resiste al corte punzonante debido a que: $V_c = 41,73 \text{ t} > V_a = 0,792 \text{ t}$

- Chequeo por flexión

$M_u = (W_u * L^2) / 2 = [3,96 * (0,25)^2] / 2 = 0,125 \text{ t-m}$

Datos:

$M_u = 0,123 \text{ t-m}$ $\emptyset = 0,90$ $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$

$M_u = 12375 \text{ k-cm}$ $\beta_1 = 0,85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

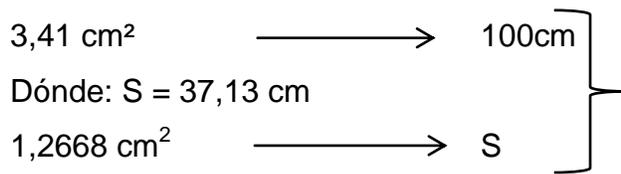
$D = 17 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

- Cálculo del refuerzo mínimo y máximo

$\rho_{\min} = 0,40 * 14,1 / 2810 = 0,002 A_{s\min} = 0,002 * 100 * 17 = 3,41 \text{ cm}^2$

$$A_s = \left\{ 17 - \sqrt{17^2 - (2 * 15223,69) / (0,90 * 0,85 * 210 * 100)} \right\} \left[\frac{2810}{(0,85 * 210 * 100)} \right] = 0,35 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smín}$ es mayor que al A_s , tomar $A_{smín} = 3,41 \text{ cm}^2$, usando hierro No.4 ($1,2668 \text{ cm}^2$), se tiene que



Se deberá colocar varillas No.4, grado 40 @ 0,20 cm, en ambos sentidos.

Anclaje o muerto; será de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del suelo. Se utilizará la teoría de RANKINE para el empuje de tierras.

Datos

$H = 4842,98 \text{ lb} = 2,19 \text{ t}$	$W = \text{peso del muerto}$	$E = \text{empuje}$
$T = 4842,98 \text{ lb} = 2,19 \text{ t}$	$F = \text{fuerza de fricción}$	
$V = 32,79 \text{ lb} = 0,014$	$H = \text{ancho} = \text{largo} = \text{altura}$	
$W = \gamma_{cc} * h^3 = 2 \text{ h}^3$	$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^3 * K_p = \frac{1}{2} * 1,6 * h^3 * 3 = 2,40 \text{ h}^3$	

- Chequeo por volteo: $\Sigma M \text{ resistente} / \Sigma M \text{ actuantes} > 1,5$

$$M_w = \frac{1}{2} * h * w = \frac{1}{2} * h * 2h^3 = h^4$$

$$M_E = \frac{1}{3} * h * E = \frac{1}{3} * 2,40 * h^3 = 0,80 \text{ h}^4$$

$$M_V = 1,5 * (\frac{1}{2} * h * V) = 1,5 * (\frac{1}{2} * h * 0,14 \text{ t}) = 0,105 \text{ h}$$

$$M_H = 1,5 * (h * H) = 1,5 * (h * 2,19 \text{ t}) = 3,29 \text{ t}$$

comparando $\Sigma M \text{ resistente} = \Sigma M \text{ actuantes}$

$$h^4 + 0,80 \text{ h}^4 = 0,0105 \text{ h} + 3,29 \text{ h}$$

$$h = (0,242)^{1/3} = 0,623 \text{ m}$$

- Chequeo con $h = 1,10\text{m}$: ΣM resistente / ΣM actuantes $> 1,5$

$$M_w = \frac{1}{2} * h * W = \frac{1}{2} * 2 * 1^3 = 3,375 \text{ t}$$

$$M_E = \frac{1}{3} * h * E = \frac{1}{3} * 1 * 2,40 = 2,7 \text{ t}$$

$$M_V = \frac{1}{2} * h * V = \frac{1}{2} * 1 * 0,014 = 0,0105 \text{ t-m}$$

$$M_H = h * H = 1 * 2,19 \text{ t} = 2,19 \text{ t-m}$$

$$\Sigma M \text{ resistente} / \Sigma M \text{ actuantes} = (3,375 + 2,7) / (0,0105 + 2,19) = 2,76$$

Como $2,76 > 1,5$ la estructura resiste el volteo.

- Chequeo por deslizamiento

$$F = \mu * W = 0,50 * [2 * (1,50)^3] = 3,375 \text{ t}$$

$$E = 2,40 * (1,50)^3 = 8,1 \text{ t}$$

$$(F_{\text{res}} +) / (F_{\text{act}} +) = (3,375 + 8,1) / 2,19 = 5,24 \text{ t}$$

Como $5,24 > 1,5$, la estructura no se deslizará.

En estructuras de este tipo, la consideración de la fuerza del viento y su distribución debe hacerse por lo menos con 4 cables.

Para este caso se tiene lo siguiente

Fuerza de viento = (presión del viento) * (área de contacto)

$$\text{Fuerza de viento} = 15 \text{ lb/pie}^2 * (1/12 * 1 \frac{1}{2} * 171,56) = 3320,00 \text{ lb}$$

Factor de seguridad = 1,33

$$F_u = 3,320 * 1,33 = 4416,83 \text{ lb.}$$

3.8.7. Válvulas

Las válvulas permitirán regular cualquier flujo de un fluido, y facilitar la limpieza de las tuberías al restringir el flujo del fluido por medio de estas.

- Válvulas de limpieza; se colocan para permitir la descarga de los sedimentos acumulados. Se instalan en los puntos bajos de la línea de conducción, utilizando el siguiente criterio: con diámetros de tubería menores a 2" se colocará una válvula de igual diámetro al de la tubería y en líneas con diámetro mayor de 2" la válvula será de 2". Se colocaran en las estaciones: E-8, E-22 y E-72 (ver plano 5).
- Válvula de aire; esta válvula tiene la función de permitir el escape de aire que se acumula en las tuberías, se colocan en los puntos altos. Se colocaran en las estaciones: E-7, E-23 y E-34 (ver plano 5).
- Válvulas de compuerta (V.C.); tienen la función de abrir o cerrar el paso del agua. Se colocarán en la captación y como válvulas de limpieza.

3.8.8. Programa de operación y mantenimiento

Es de gran importancia saber que ningún sistema de agua funcionará adecuadamente sin la supervisión de un encargado, ya que si no lo hubiera, el sistema después de algún tiempo colapsará y dejará de funcionar.

El encargado del funcionamiento, debe ser preferiblemente un fontanero asalariado, que realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema, para garantizar su adecuado funcionamiento.

Entre las actividades más comunes del fontanero están:

- Detectar posibles fugas
- Efectuar reparaciones necesarias
- Alimentación y limpieza del sistema de desinfección
- Mantener limpia las unidades
- Limpias de maleza
- Velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias

En caso de no contar con un fontanero, entonces, el comité de vecinos es el encargado de realizar dichas actividades.

3.9. Propuesta de tarifa

Un sistema de agua potable debe de contar con un programa de operación y mantenimiento adecuado, para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que ha sido diseñado.

Esto implica que es necesario contar con recursos suficientes para operar el sistema, darle un mantenimiento preventivo y cuando así lo amerite también correctivo, dichos recursos pueden obtenerse a través del pago de una tarifa mensual por parte de los beneficiarios de la cabecera municipal de San Jacinto.

La tarifa mensual propuesta se realizará un reajuste al costo del servicio de agua potable, tomando en cuenta el mantenimiento y manejo de la nueva línea de conducción. La tarifa adoptada por la Municipalidad es de Q 8 por usuario del servicio de agua potable.

3.10. Elaboración de planos

Los planos elaborados del proyecto son los siguientes:

- Planta general línea de conducción
- Planta – perfil línea de conducción 1/3
- Planta – perfil línea de conducción 2/3
- Planta – perfil línea de conducción 3/3
- Captación típica, galería de infiltración, detalles de válvulas de aire y de limpieza
- Detalle de paso aéreo

3.11. Elaboración de presupuesto

Para elaborar el presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de materiales según planos finales. Los salarios de mano de obra y materiales, se tomaron los que se pagan en la región.

El costo total del proyecto asciende a la cantidad de setecientos veintisiete mil seiscientos cinco con cuarenta y dos centavos.(Q. 727 605,02).

Tabla XII. **Presupuesto de la ampliación del sistema de agua potable**

Proyecto: ampliación del sistema de agua potable					
Ubicación: cabecera municipal, san jacinto chiquimula					
Renglones de trabajo					
No.	Renglón / descripción	Cantidad	Unidad	P. Unitario	P. Total
1	Captación				
1,01	Construcción de captación	2,00	Unidad	Q 6.906,33	Q 13.812,66
2	Línea de conducción				
2,01	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 1 1/2" 160 PSI	5.970,00	MI	Q 102,70	Q 613.119,00
2,02	Suministro e instalación de tubería HG Ø 1 1/2"	78,00	MI	Q 146,97	Q 11.463,66
2,03	Construcción de cajas y válvula de aire	2,00	Unidad	Q 2.456,54	Q 4.913,08
2,04	Construcción de cajas y válvulas de limpieza	3,00	Unidad	Q 1.624,54	Q 4.873,62

Continuación tabla XII

2,08	Paso aéreo L=54.00 m tubería HG Ø 1 1/2"	1,00	Unidad	Q 26.160,05	Q	26.160,05
2,09	Paso aéreo L=36.00 m tubería HG de 1 1/2"	1,00	Unidad	Q 20.713,33	Q	20.713,33
2,10	Recubrimiento de concreto	215,00	Metros	Q 103,83	Q	22.323,45
2,11	Reparación de adoquín	70,36	M ²	Q 100,01	Q	7.036,70
2,12	Reparación de concreto	12,76	M ²	Q 249,99	Q	3 189,87
TOTAL RENGLONES					Q	727 605,42

Fuente: elaboración propia.

3.12. Evaluación socio-económica

La evaluación del proyecto tiene como propósito principal identificar los beneficios y luego valorizarlos adecuadamente para elaborar indicadores de su rentabilidad social, a través del análisis de beneficio costo. La definición de los beneficios o productos del proyecto, se verifica a partir de los aspectos físicos del mismo, ya que el flujo de beneficios es una función directa de la capacidad instalada del proyecto, tomando en cuenta su utilización para todo el año.

Para hacer la evaluación del proyecto, el flujo de beneficios se elaborará de acuerdo con la naturaleza de los beneficios establecidos. En todo caso deben definirse y medirse los beneficios incrementados, ciclo con ciclo, los cuales deben ser atribuidos exclusivamente al proyecto; es decir, aquellos que sean resultado de la presencia del proyecto en la comunidad.

Con relación a los costos, estos se distinguen básicamente en; costos de inversión, que son aquellos en los que se debe incurrir para instalar el proyecto, es decir, los que se ejecutan entre el primer desembolso y el momento en que se pone a funcionar el proyecto.

Los costos de reposición, serán aquellos que se deben hacer para reponer los elementos que se vayan desgastando o cayendo en obsolescencia, como consecuencia del uso del proyecto durante su vida útil; los costos por reposición, también denominados costos de mantenimiento y por último los costos de funcionamiento, que son aquellos que necesariamente deben ocurrir para la operación del proyecto, para que éste siga aportando los beneficios previstos en la evaluación.

3.12.1. Valor presente neto

Se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente a manera de determinar si éste es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 12%.

El procedimiento a realizar es el siguiente: la municipalidad de San Jacinto invertirá Q. 727 605,42 para la ejecución del proyecto de sistema de abastecimiento de agua potable. Para esto se emplearán los servicios de técnicos encargados de limpieza del tanque de captación, línea de conducción, tanque de almacenamiento y conexiones domiciliarias, con un sueldo mensual de Q. 1 500,00, el costo de conexión por cada casa que cobra la municipalidad es de Q. 1 000,00 y el costo por mantenimiento es de Q. 35 al mes. El período de diseño es de 20 años.

3.12.2. Tasa interna de retorno

Se utiliza para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, no es posible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión, es de costo/beneficio; éste se determina de la siguiente manera

costo=inversión inicial

costo=Q727605,42

beneficio=habitantes beneficiados (a futuro)

beneficio= 700 habitantes

- Determinando el análisis socioeconómico

$$\text{costo/beneficio} = \frac{727605,42}{600}$$

$$\text{costo/beneficio} = \text{Q}1212,68 \text{ /habitante}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

3.13. Evaluación de impacto ambiental

La evaluación de impacto ambiental valorará los efectos directos e indirectos de cada propuesta de actuación sobre la población humana, la fauna, la flora, el suelo, el aire, el agua, el clima, el paisaje y la estructura y función de los ecosistemas previsiblemente afectados.

- Impacto ambiental en construcción. En el proceso de construcción del proyecto de agua potable, uno de los aspectos a tomar en cuenta para el impacto ambiental que este pueda tener es la remoción de vegetación, es decir lo que comúnmente se conoce en el campo como abrir la brecha, que se hace para darle lugar a la colocación de la tubería, tanto en la línea de conducción como en la distribución del agua, para este proyecto en particular se tuvo el cuidado de que este aspecto fuese lo más mínimo posible, ya que buen porcentaje de la tubería se colocó, con el derecho de paso respectivo, en áreas que los habitantes de la comunidad utilizan para la agricultura.

Otros de los aspectos a tomar en cuenta es la excavación del suelo para la instalación de la tubería, después de este paso se procedió a la compactación necesaria para no afectar el suelo, que como ya se dijo, los derechos de paso obtenidos se encuentran en terrenos cultivables.

- Impacto ambiental en operación. En el proceso de operación del proyecto uno de los aspectos en el tema del ambiente, es el de estudiar y registrar la disminución del caudal superficial de donde se está captando el agua, en este caso de un nacimiento de agua, ubicado en la aldea Santa Cruz.

Es necesario decir que la captación se diseñó de tal manera que capte el agua necesaria para la población en el período de diseño establecido, y la colocación y ubicación de la misma fuera lo menos nociva posible, dejando que el agua superficial a no ser captada siga su curso normal, además que esta no utiliza algún tipo de agente químico que pueda llegar a afectar el agua y a la población aguas abajo.

Es importante mencionar que las comunidades obtuvieron el compromiso de mantener un tipo de vigilancia en el sentido ambiental, ya que este es un requisito fundamental tanto en la construcción como en la operación del proyecto para el impacto ambiental que pueda llegar a tener el mismo.

CONCLUSIONES

1. Los habitantes de la aldea Pueblo Nuevo, organizados en el comité comunitario de desarrollo (COCODE), luego de asamblea realizada, decidieron que los proyectos que se realicen en el siguiente orden de prioridad; el puente vehicular, ampliación del sistema de agua potable, pavimentación de la carretera.
2. Los proyectos ayudarán a mejorar la calidad de vida de los pobladores y a su desarrollo económico, tendrán acceso a mejor infraestructura, servicios básicos y saneamiento, razón por la cual la municipalidad deberá gestionar el financiamiento para llevar a la realidad en el menor tiempo posible.
3. El puente vehicular de una vía, permite que los pobladores tengan un mejor acceso, sobre todo en época de invierno, evitando la exposición a las corrientes del río, que al crecer aísla a la comunidad.
4. Se realizaron diversas reuniones de capacitación con los miembros del COCODE, se solicitó apoyo al comité municipal de desarrollo (COMUDE); requiriendo la participación de los pobladores en edad adulta, en cuanto a mano de obra no calificada para realizar la construcción.

5. El diseño de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable fue necesario para la cabecera municipal, tomando en cuenta la mayor elevación del vertiente con respecto al tanque de distribución, permitiendo que sea un sistema más económico en comparación a un sistema por bombeo.

6. La realización de la ampliación del sistema de abastecimiento de agua potable en el casco urbano, permitirá aumentar el caudal de agua; con lo que se brindará la oportunidad, a que la población de todo el casco urbano cuente con disponibilidad de mayor cantidad de horas de agua, apta para el consumo humano.

RECOMENDACIONES

1. Proporcionar el mantenimiento necesario a los proyectos, diseño de la ampliación del sistema de agua potable de la cabecera municipal y puente vehicular para la aldea Pueblo Nuevo; de esa manera la estructura y el sistema funcionarán en óptimas condiciones durante todo su período de diseño.
2. Verificar que los materiales a utilizar, sean de calidad y resistencia.
3. Previo a la construcción del puente, deberá realizarse un estudio de suelos en el lugar donde se cimentará cada estribo y pila, preferiblemente a través del ensayo de penetración dinámica (SPT), para garantizar que el dimensionamiento de la subestructura sea la correcta.
4. En el sistema de agua potable, será indispensable asegurar que el agua sea apta para consumo humano y que no sea dañina para la salud, es por ello que se deberá implementar la desinfección propuesta.
5. En el sistema de abastecimiento de agua potable, se deberán proteger principalmente, la captación, a través de muros perimetrales para garantizar la seguridad de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARTHUR H. Nilson. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 2004. 722 p.
2. CRESPO VILLÁZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1999. 639 p.
3. *Reglamento para la construcción de concreto estructural y comentarios con ejemplos de diseño*. ACI 318-02. Instituto Americano del Concreto.
4. American Association of State Highways and Transportation Officials. *Standard Specifications for Highway and Bridges*. 16a ed. Washington D.C.: AASHTO, 1996. 966 p.
5. LÓPEZ CUC; Luis Fernando. *Diseño de puente vehicular para la comunidad Río Grande, Los Llanos, municipio de Joyabaj, Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008. 105 p.
6. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para el diseño de abastecimiento de agua potable*. Ciudad de Guatemala: INFOM, 2001.

APÉNDICES

Apéndice 1

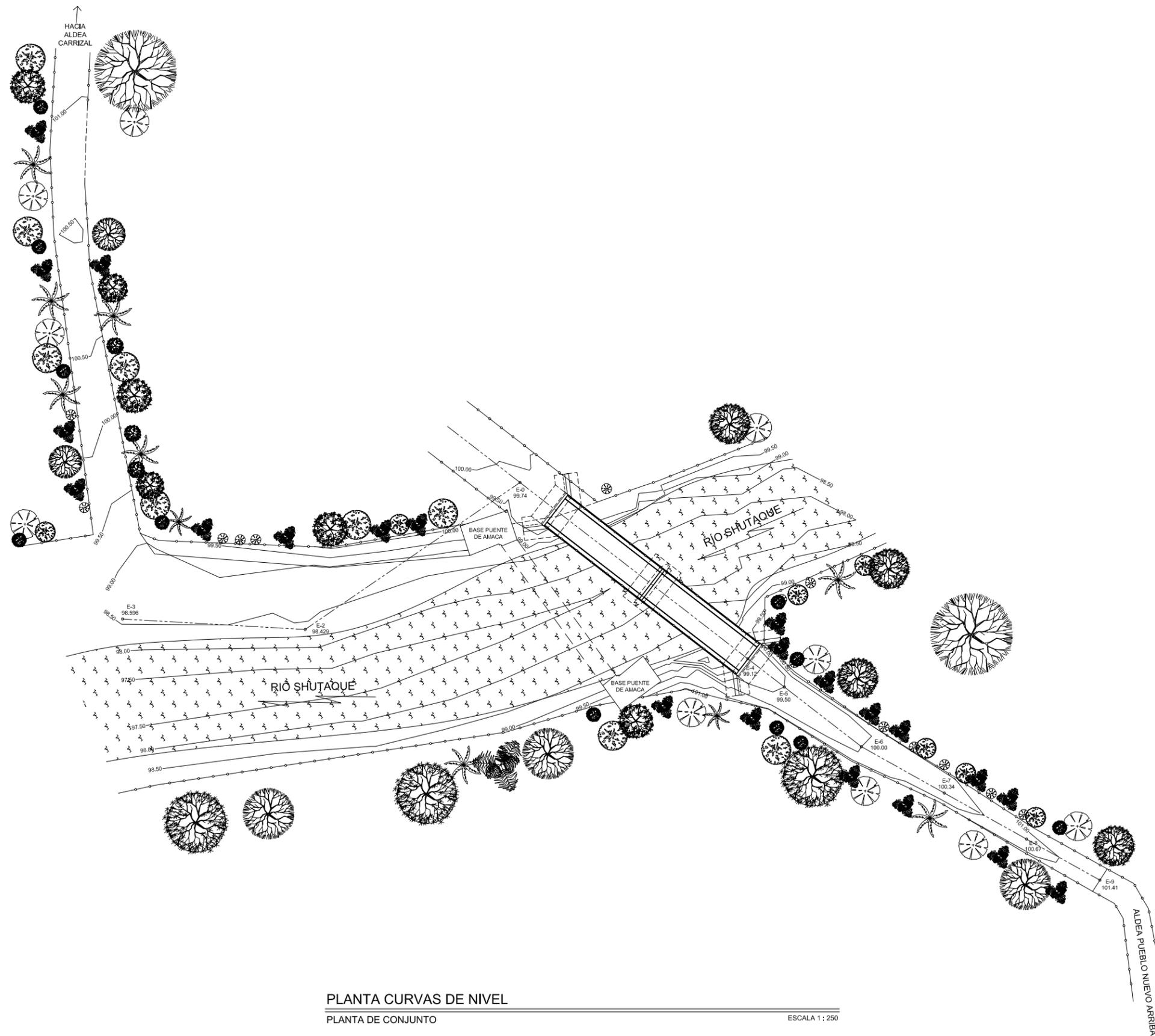
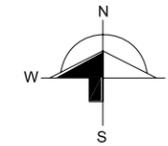
Planos del puente vehicular:

- Plano de curvas de nivel
- Plano de ubicación de puente sobre río
- Plano de geometría de superestructura
- Plano de armado de superestructura
- Plano de armado de subestructura

Apéndice 2

Planos del sistema de abastecimiento de agua potable

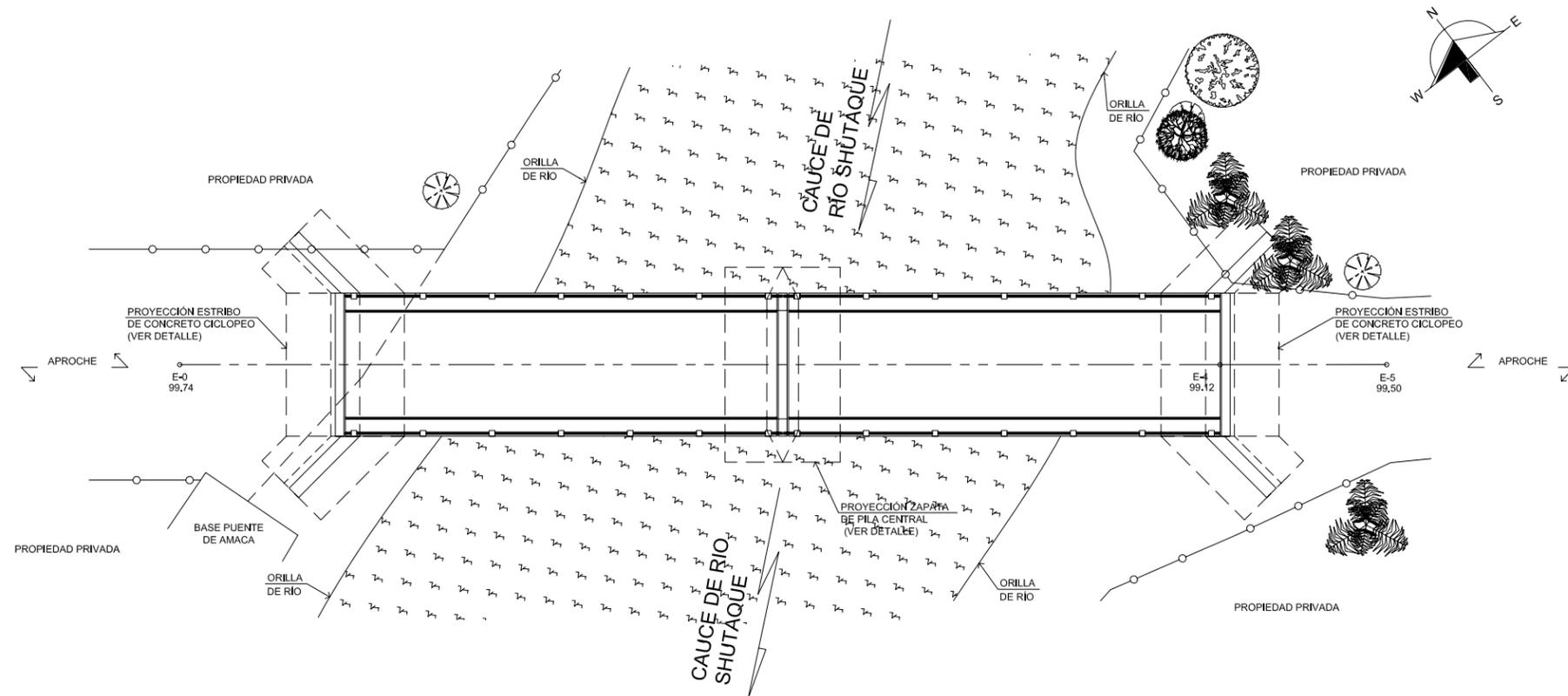
- Planta general línea de conducción
- Planta – perfil línea de conducción 1/3
- Planta – perfil línea de conducción 2/3
- Planta – perfil línea de conducción 3/3
- Captación típica galería de infiltración & detalles de válvulas de aire y de limpieza
- Detalle de paso aéreo



EST.	P.O.	AZIMUTS	DISTANCIA
E-0	E-1	235°40'40"	32.67
E-1	E-3	273°15'23"	22.97
E-0	E-4	127°40'24"	36.15
E-4	E-5	127°39'48"	5.79
E-5	E-6	127°40'28"	12.25
E-6	E-7	119°11'11"	11.92
E-7	E-8	119°11'12"	11.83
E-8	E-9	119°10'53"	10.55

PLANTA CURVAS DE NIVEL
 PLANTA DE CONJUNTO
 ESCALA 1 : 250

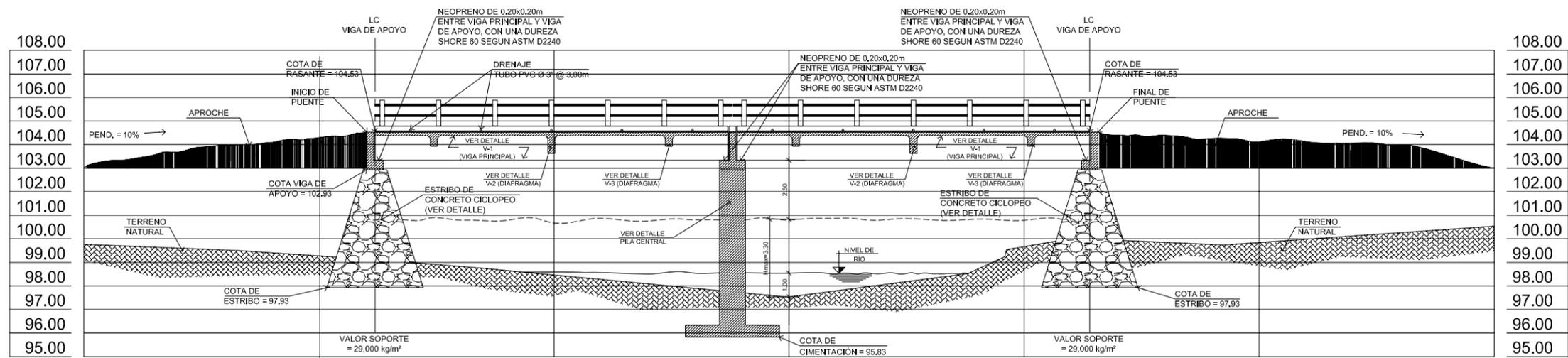
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
	PUENTE VEHICULAR PUEBLO NUEVO	
PROYECTO:		ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA.
UBICACION:		CURVAS DE NIVEL
DISEÑO: JANIE CALLEN DIBUJO: JANIE CALLEN REVISÓ: ING. JUAN MERCK	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	TICS. JUAN MERCK, COS. ASISTENTE SUPERVISOR E.P.S. V.B.
FECHA: MAYO 2011	ESCALA: INGENIERIA	HOJA NO. 01 DE 05



PLANTA
UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO
ESCALA 1 : 100

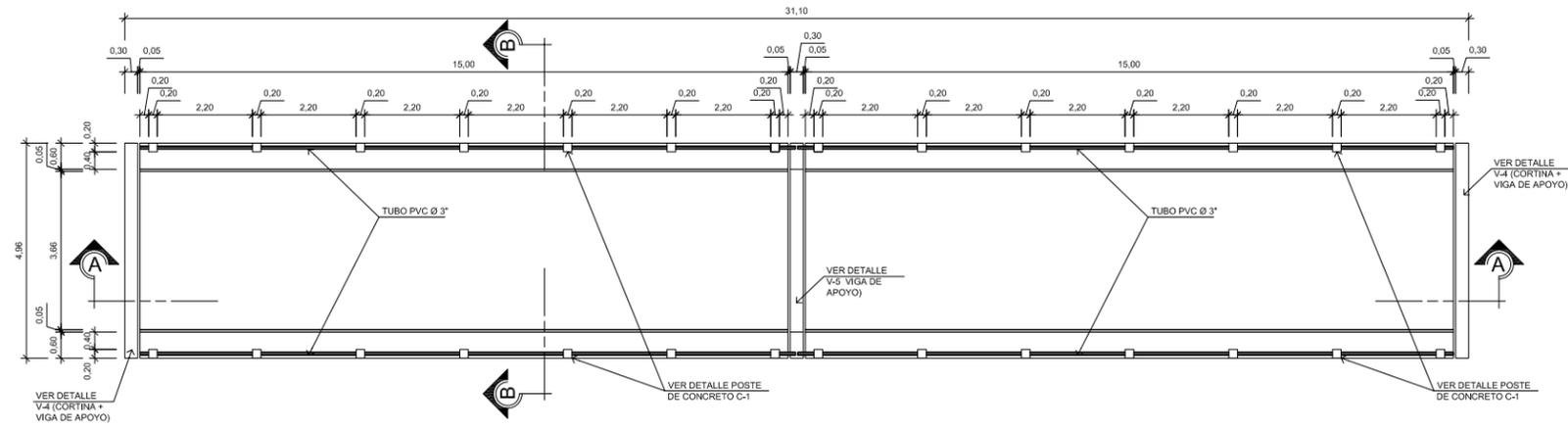
ESPECIFICACIONES:

- 1.- DISEÑO: "STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O.) SIXTEENTH EDITION 1996.-
- 2.- CARGA VIVA:
HS 15-44 (A.A.S.H.T.O.) SIXTEENTH EDITION 1996.- (12,000 LIBRAS EJE MAS PESADO)
- MATERIALES:
- 3.- CONCRETOS: (SECCION 504 Y 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.)-
3.1) CONCRETO CLASE 3,000; SE USARA CONCRETO CLASE 3,000 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 210 Kg/cm² (3000 lb/plg²) A LOS 28 DIAS.-
- 4.- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 Y GRADO 60 (SEGUN DETALLES) EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O., SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.
- 5.- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS ESTRIBOS SERA 33% PIEDRA BOLA, 67% CONCRETO $f_c = 210$ Kg/cm².
- VIARIAS:
- 6.- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LA LOSA 5cm EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 2.5cm EN LOS DEMAS CASOS; PARA LAS VIGAS 5cm, Y PARA LAS ZAPATAS 8cm. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.-
- 7.- LAS FORMALETAS Y EL ACABADO DE CONCRETO SE HARAN SEGUN LA SECCION 505 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.-
- 8.- LOS GANCHOS SE DOBLARAN SEGUN LAS ESPECIFICACIÓN 509 DE LA D.G.C.
- 9.- LOS TRASLAPES (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SERAN DE 24 DIAMETROS EN CASO DE VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERAN USARSE 35 DIAMETROS O LO QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.-
- 10.- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-
- 11.- VALOR DE SOPORTE 29,000 kg/m² OBTENIDO A TRAVÉS DE UN ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.-
- 12.- SE USARAN JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SOLO DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS.-
- 13.- NO SE PERMITIRA LA DESTRUCCIÓN DE LOS BANCOS NATURALES.-



PERFIL RESPECTO A LA LINEA CENTRAL
UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO
ESCALA 1 : 100

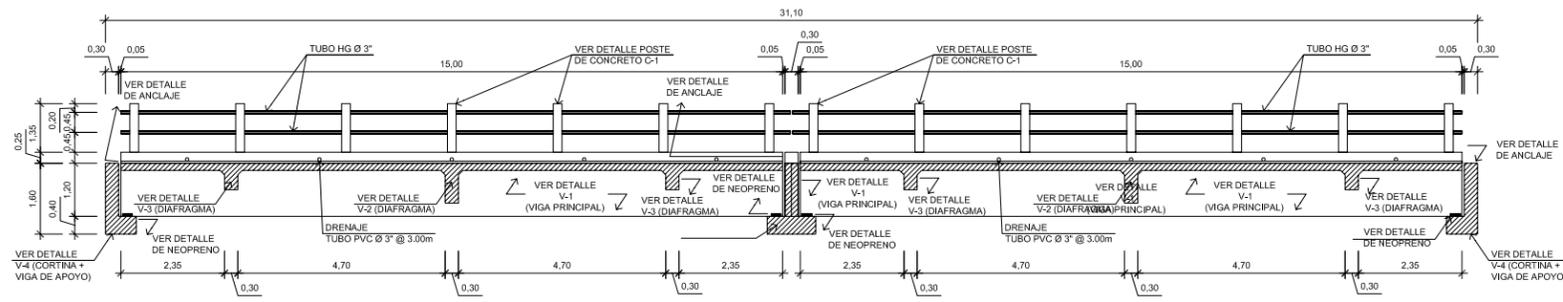
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
	PUENTE VEHICULAR PUEBLO NUEVO	
PROYECTO:	ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA.	
UBICACIÓN:	UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO	
FECHA:	MAYO 2011	
ESCALA:	INGENIERIA	
HOJA NO.:	02	05
PROYECTO:	ING. JUAN MERCK COS ASESORÍA SUPERVISOR E.P.S.	



PLANTA

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

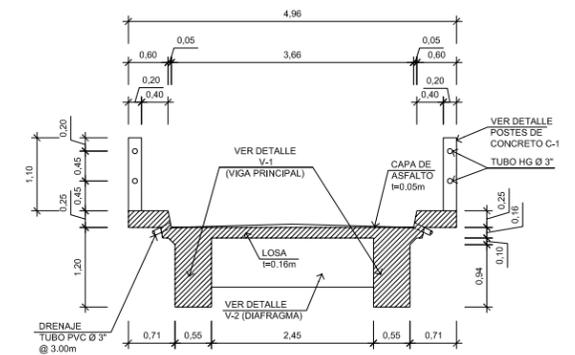
ESCALA 1 : 75



SECCIÓN A - A

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75

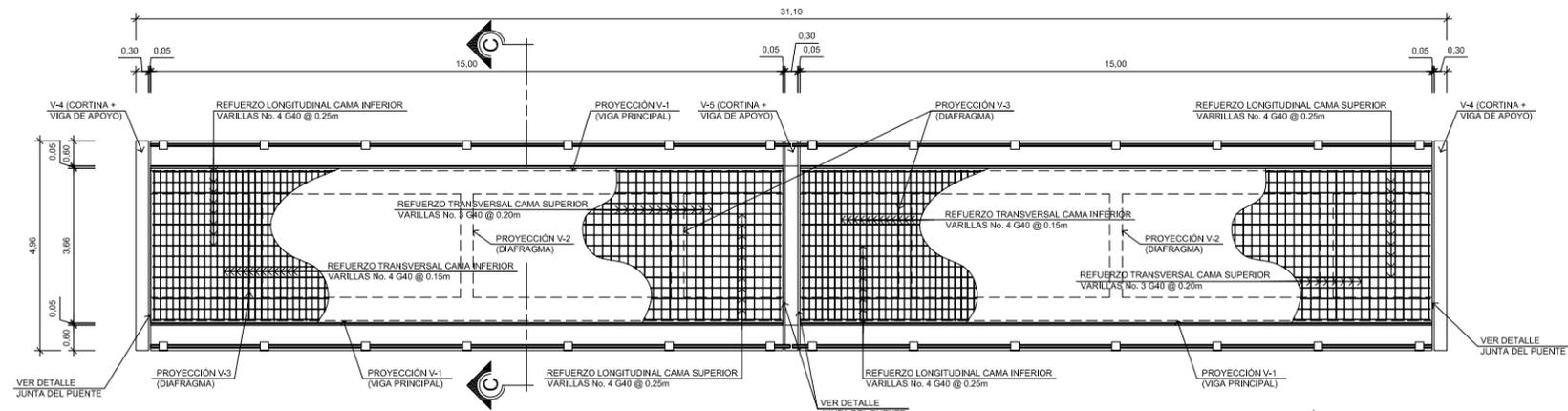


SECCIÓN B - B

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

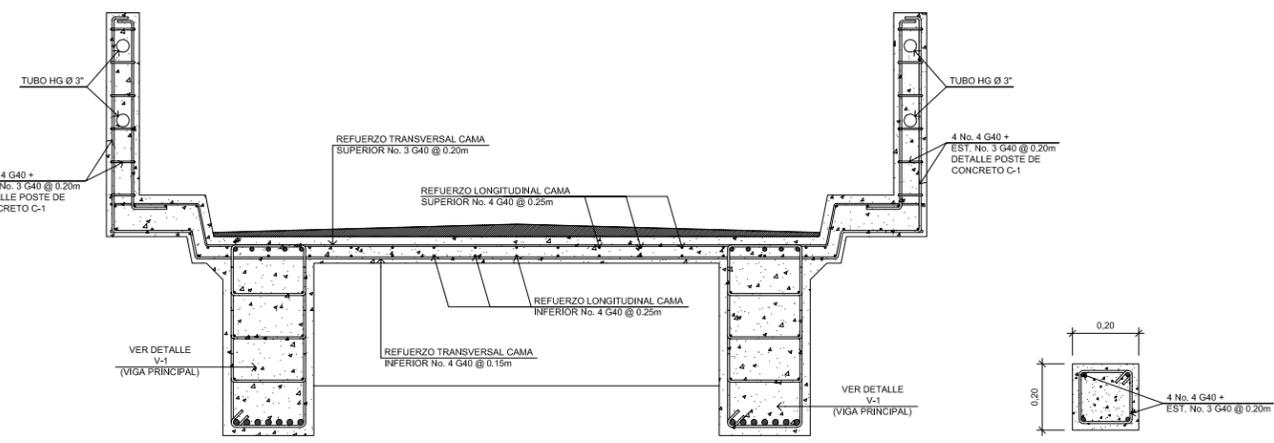
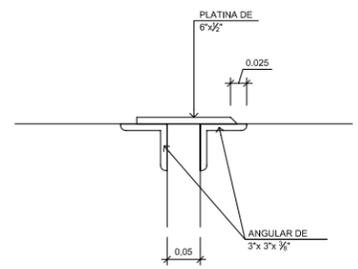
ESCALA 1 : 50

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
PUENTE VEHICULAR PUEBLO NUEVO		PROYECTO :	
ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA.		UBICACIÓN :	
GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA		PLANO DE :	
DIBEN: JARME CALLEN	FECHA: MAYO 2011	HOJA NO. 03	05
DIBIÓ: JARME CALLEN	ESCALA: INDEFINIDA		
REVISÓ: ING. JUAN MERCK	TNS. JUAN MERCK COS. ASesoría SUPERVISOR E.P.S.		



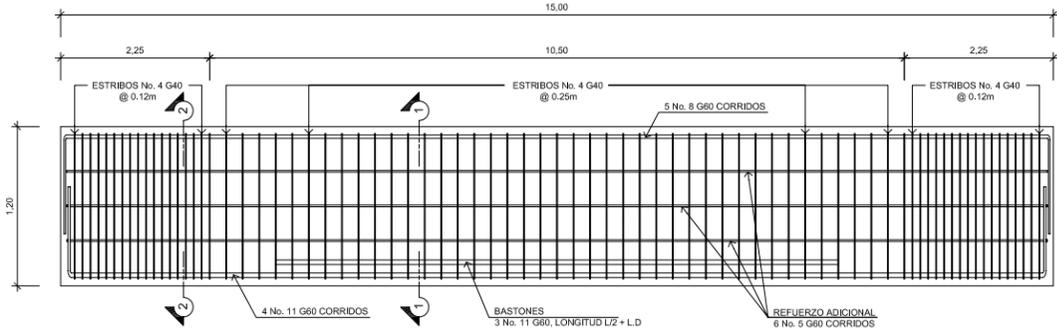
PLANTA ARMADO DE LOSA
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 75

DETALLE JUNTA DEL PUENTE
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 5

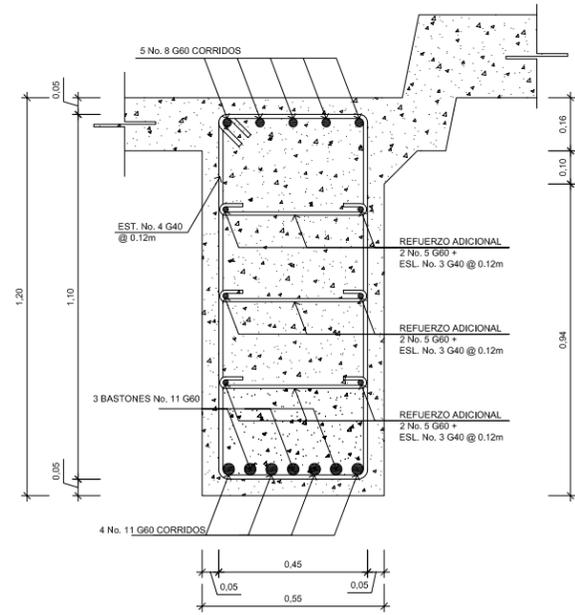


SECCIÓN C - C
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 20

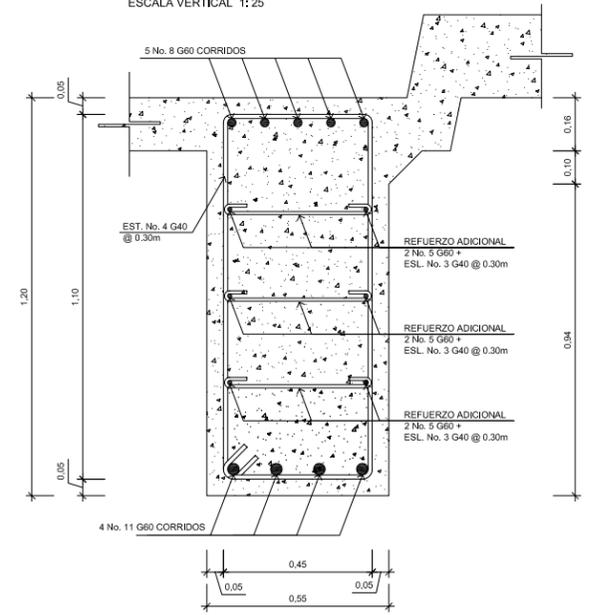
DETALLE POSTE DE CONCRETO C-1
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 10



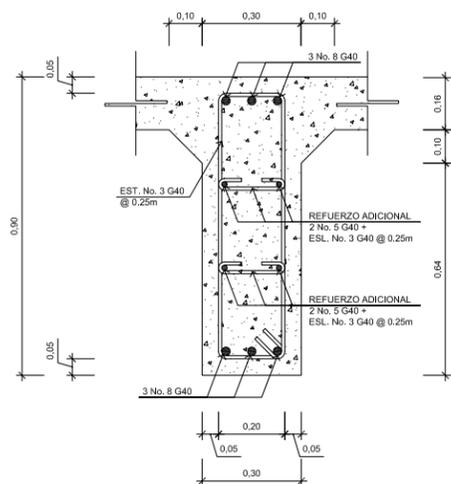
DETALLE DE VIGA V-1 (VIGA PRINCIPAL)
SUPERESTRUCTURA
ESCALA HORIZONTAL 1 : 50
ESCALA VERTICAL 1 : 25



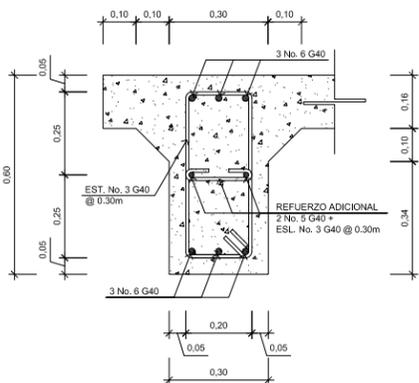
SECCIÓN 1 - 1
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 10



SECCIÓN 2 - 2
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 10



DETALLE V-2 (DIAFRAGMA INTERNO)
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 10

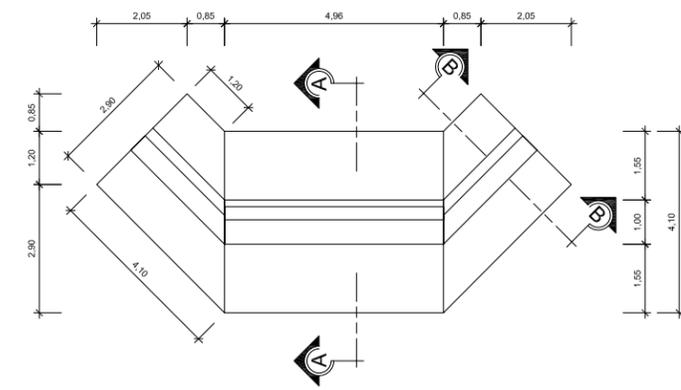


DETALLE V-3 (DIAFRAGMA EXTERNO)
SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1 : 10

- ESPECIFICACIONES DE DISEÑO:**
- $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$ (GRADO 40)
 - $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ (GRADO 60) SEGUN DETALLE REFUERZO LONGITUDINAL VIGAS PRINCIPALES

	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.
	PUENTE VEHICULAR PUEBLO NUEVO
UBICACIÓN: ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA.	PROYECTO: ARMADO DE SUPERESTRUCTURA
DISEÑO: JARME CALLEN	FECHA: MAYO 2011
DIBUJO: JARME CALLEN	REVISADO: INERKADA
REVISÓ: ING. JUAN MERCK	TNS. JUAN MERCK COS ASISTENTE SUPERVISOR E.P.S.

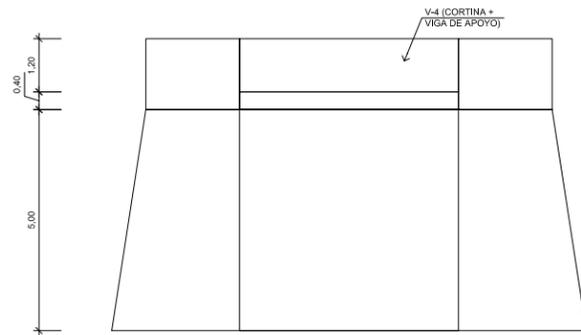
No. PROYECTO: 04
 No. HOJA: 05



PLANTA ESTRIBO

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

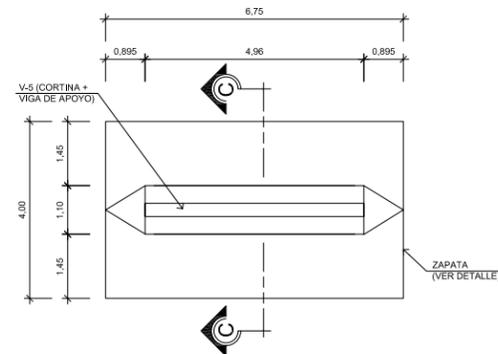
ESCALA 1 : 75



ELEVACIÓN ESTRIBO

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

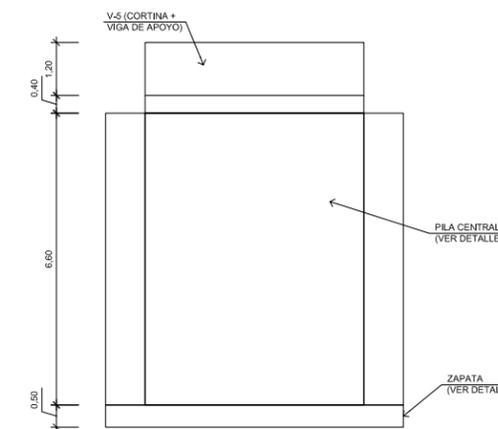
ESCALA 1 : 75



PLANTA PILA CENTRAL

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

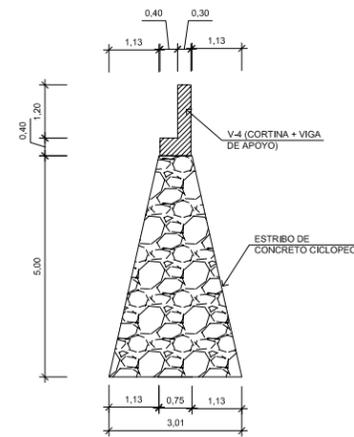
ESCALA 1 : 75



ELEVACIÓN PILA CENTRAL

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

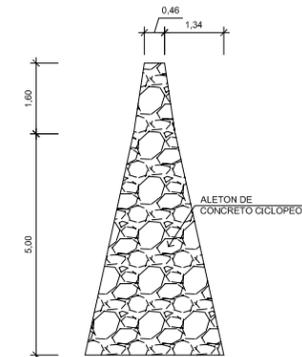
ESCALA 1 : 75



SECCIÓN A - A

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

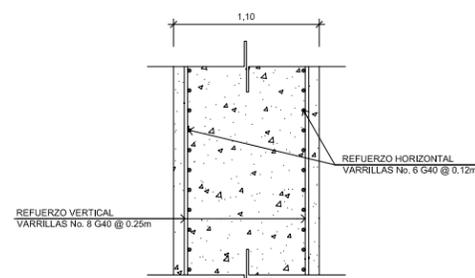
ESCALA 1 : 75



SECCIÓN B - B

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

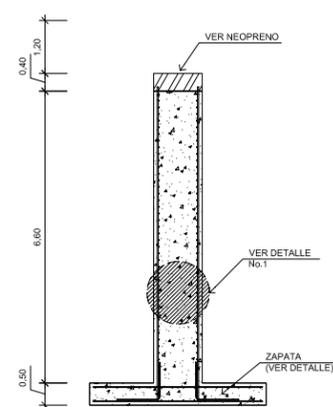
ESCALA 1 : 75



DETALLE No. 1

SUBESTRUCTURA

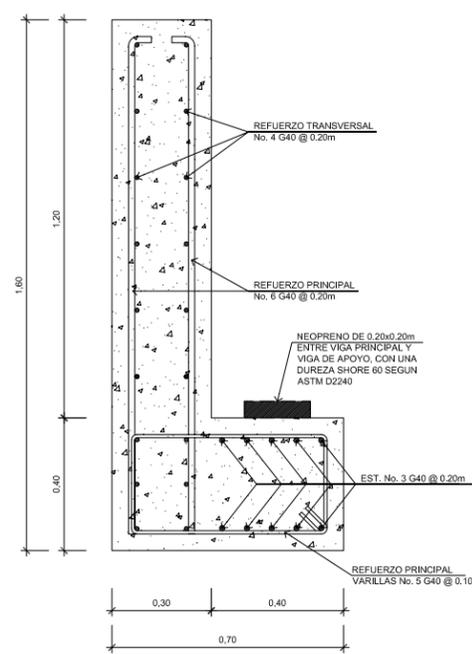
ESCALA 1 : 25



SECCIÓN C - C

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

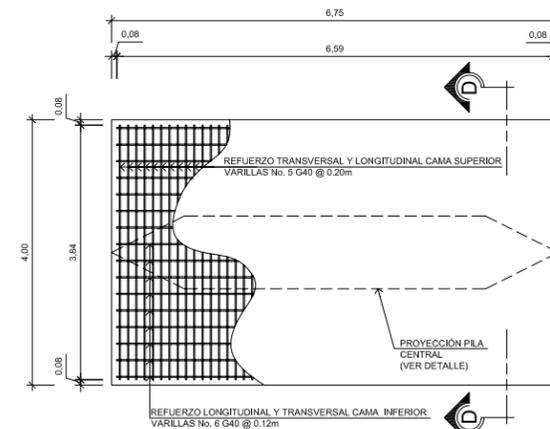
ESCALA 1 : 75



DETALLE V-4
CORTINA + VIGA DE APOYO)

SUBESTRUCTURA

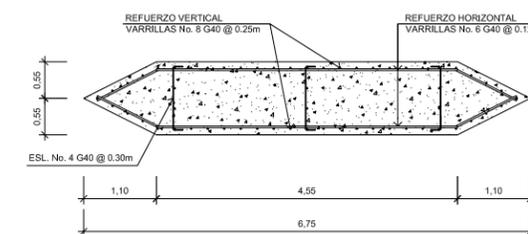
ESCALA 1 : 10



PLANTA

SUBESTRUCTURA

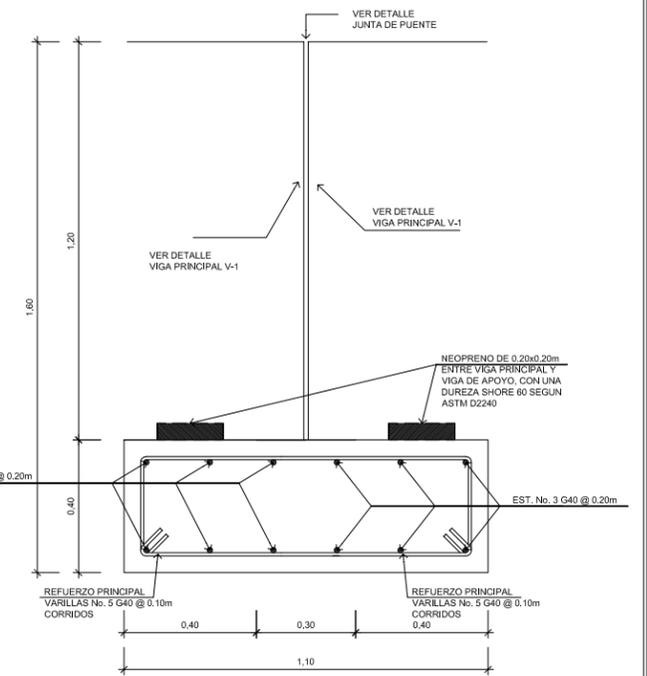
ESCALA 1 : 50



DETALLE ARMADO DE PILA CENTRAL

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 50



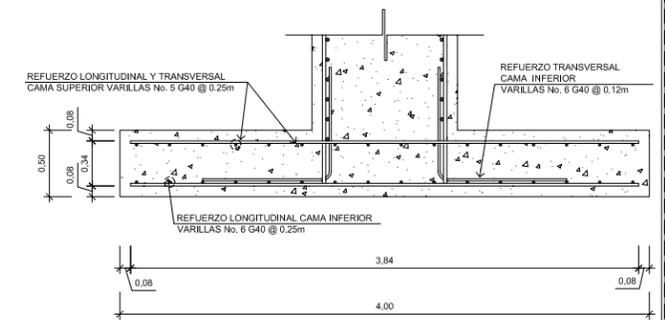
DETALLE V-5
CORTINA + VIGA DE APOYO)

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10

PARAMETROS DE DISEÑO:

- f_c = 210 Kg/cm²
- F_y = 2,810 Kg/cm² (GRADO 40)



SECCIÓN D - D

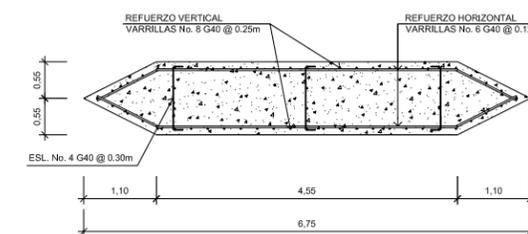
SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 25

DETALLE ARMADO DE ZAPATA DE PILA CENTRAL

SUBESTRUCTURA

ESCALA INDICADA

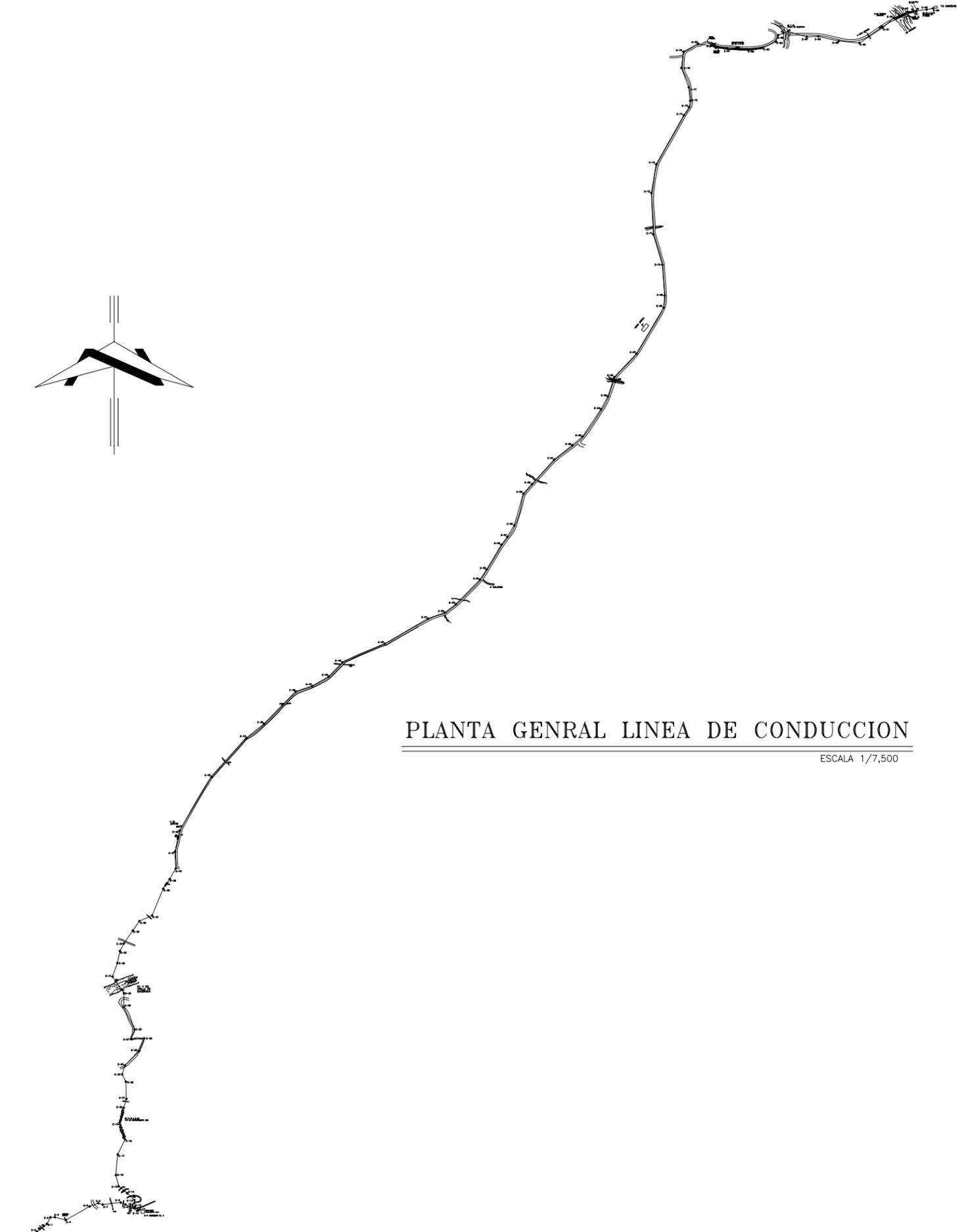
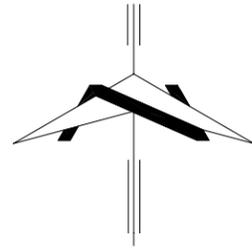


DETALLE ARMADO DE PILA CENTRAL

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 50

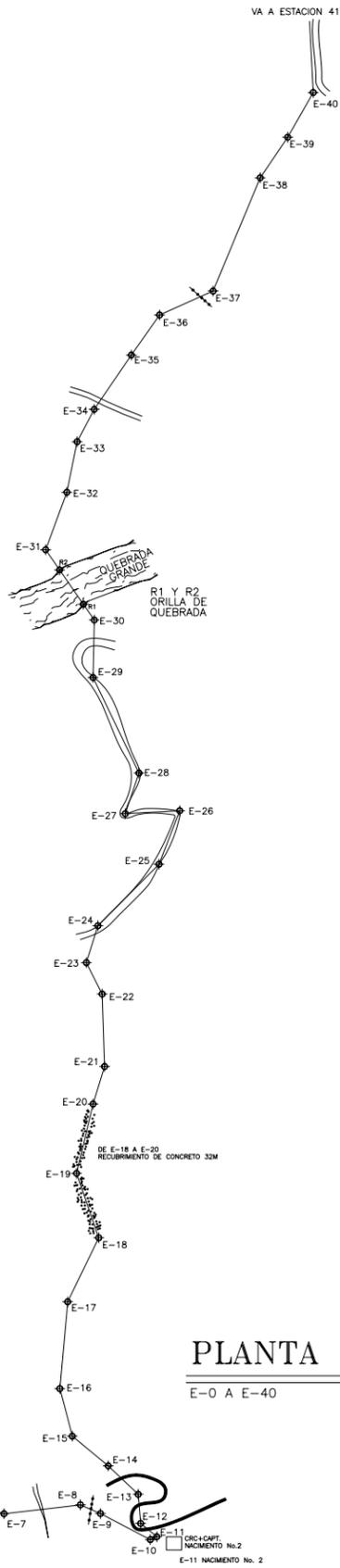
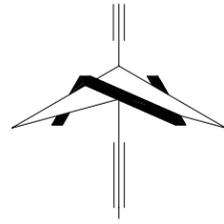
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
PUENTE VEHICULAR PUEBLO NUEVO	
ALDEA PUEBLO NUEVO, SAN JACINTO, CHIQUIMULA.	
ARMADO DE SUBESTRUCTURA	
05	05
DISEÑO: JARME CALLEN DIBUJO: JARME CALLEN REVISÓ: ING. JUAN MERCK	FECHA: MAYO 2011 ESCALA: INDEFINIDA No. PROYECTO:
TNS. JUAN MERCK COS. ASesoría SUPERVISOR E.P.S.	



PLANTA GENERAL LINEA DE CONDUCCION

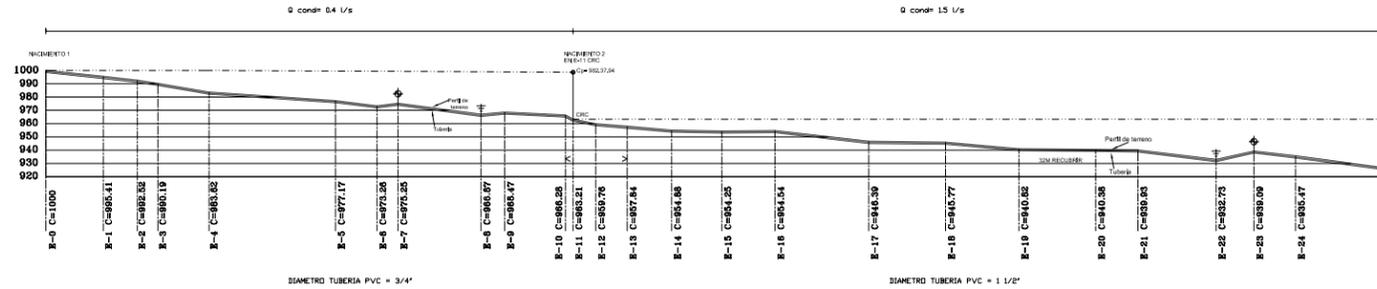
ESCALA 1/7,500

	PROYECTO:	ESQUEMA PROFESIONAL SUPERVISADO
	URBACACION:	E.P.S. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
FECHA:	URBACACION:	CASCO URBANO SAN JACINTO, CHIRIQUINIA
FECHA:	PROYECTO:	PLANTA - LINEA DE CONDUCCION
FECHA:	ESCALA:	1/7,500
FECHA:	HOJA:	6



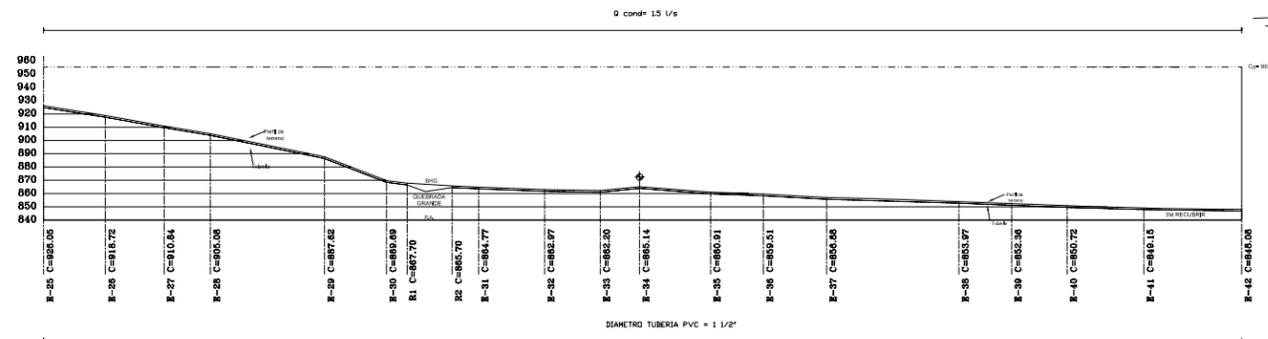
PLANTA LINEA DE CONDUCCION

E-0 A E-40 ESCALA 1/2,500



PERFIL LINEA DE CONDUCCION

E-0 A E-25 ESCALA H. 1/1000 ESCALA V. 1/200



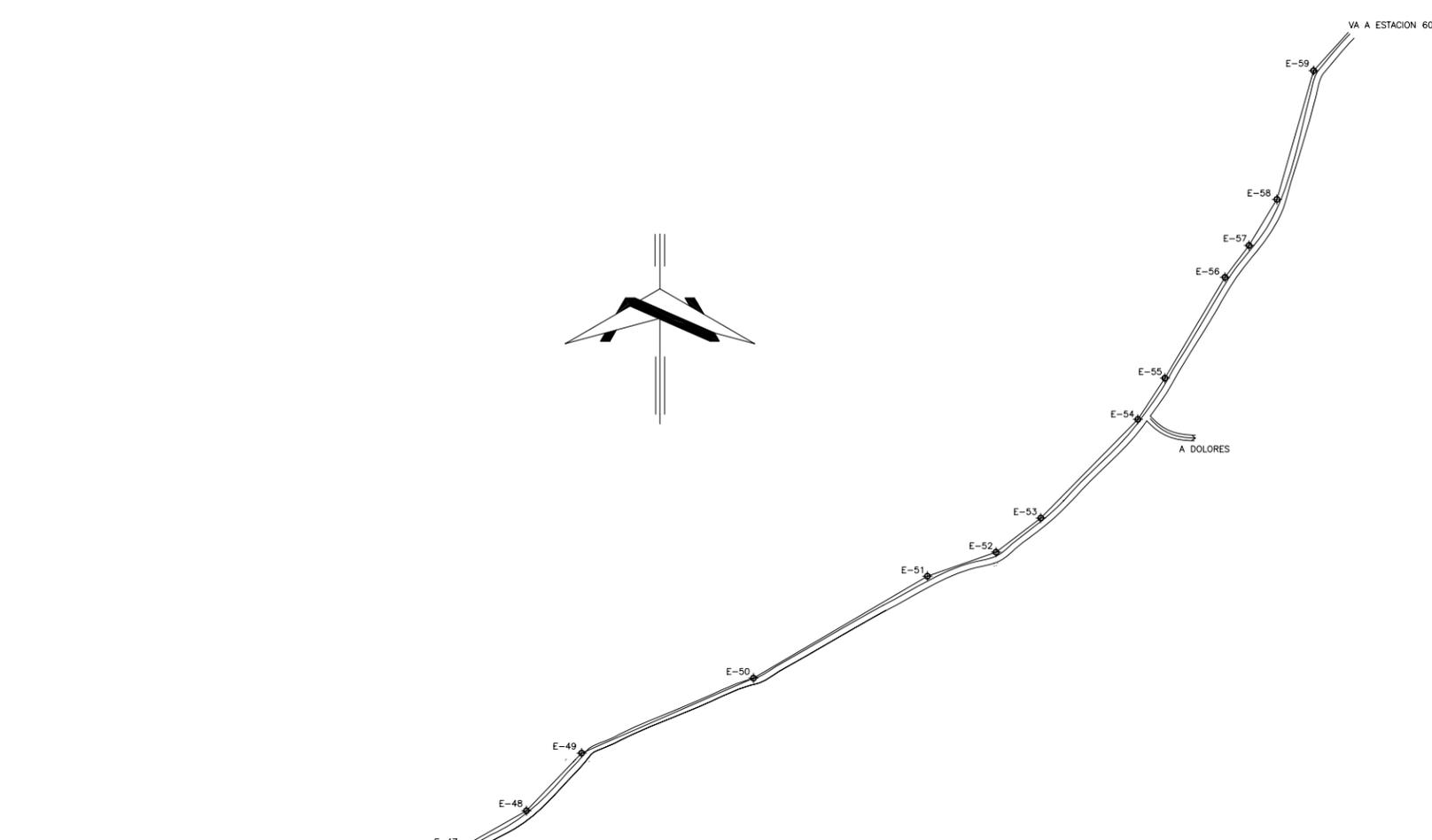
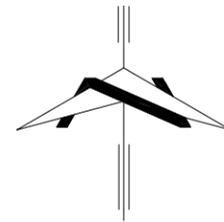
PERFIL LINEA DE CONDUCCION

E-25 A E-42 ESCALA H. 1/1000 ESCALA V. 1/200

SIMBOLOGÍA

- Q. cond. Caudal de conducción
- P.a. Paso aereo
- Cp= Cota piezométrica
- C= Cota de terreno
- ⊕ Válvula de aire
- ∇ Válvula de limpieza
- Línea piezométrica
- E1 Línea de conducción

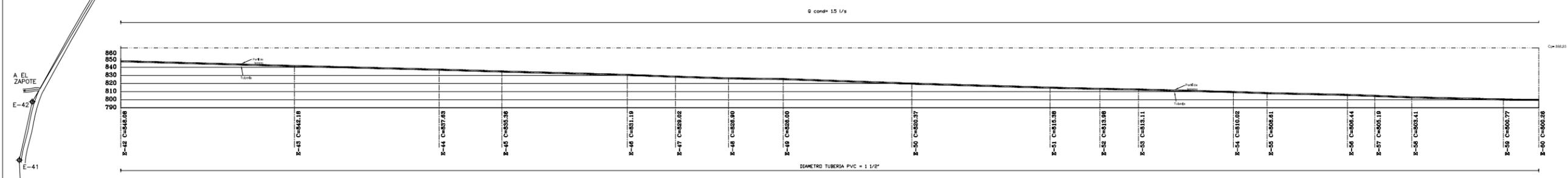
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		CASCO URBANO SAN JACINTO, CHICUMILULA	
PLANTA - PERFIL DE LINEA DE CONDUCCION		PROYECTO:	
NOMBRE:		FECHA:	



PLANTA LINEA DE CONDUCCION

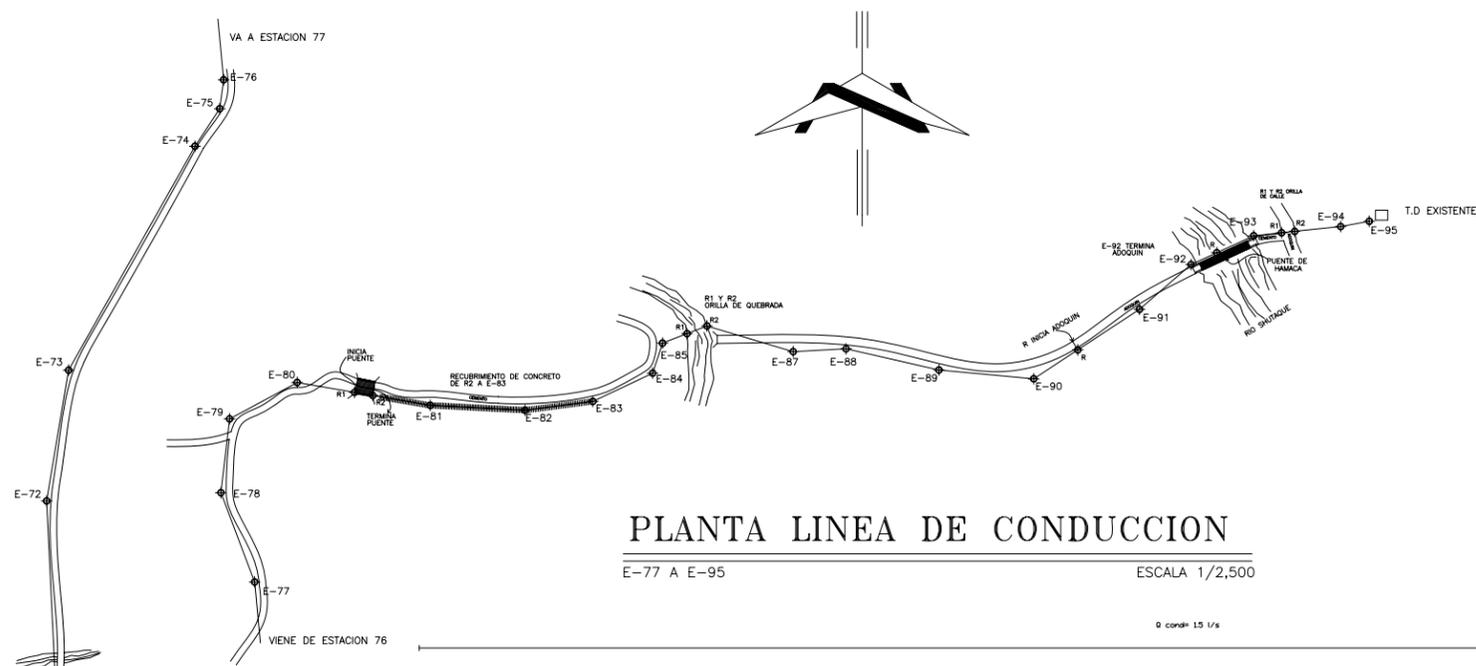
E-41 A E-59 ESCALA 1/2,500

SIMBOLOGÍA	
Q. cond.	Caudal de conduccion
P.a.	Paso aereo
Cp=	Cota piezométrica
C=	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊘	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
E1	Línea de conducción



PERFIL LINEA DE CONDUCCION

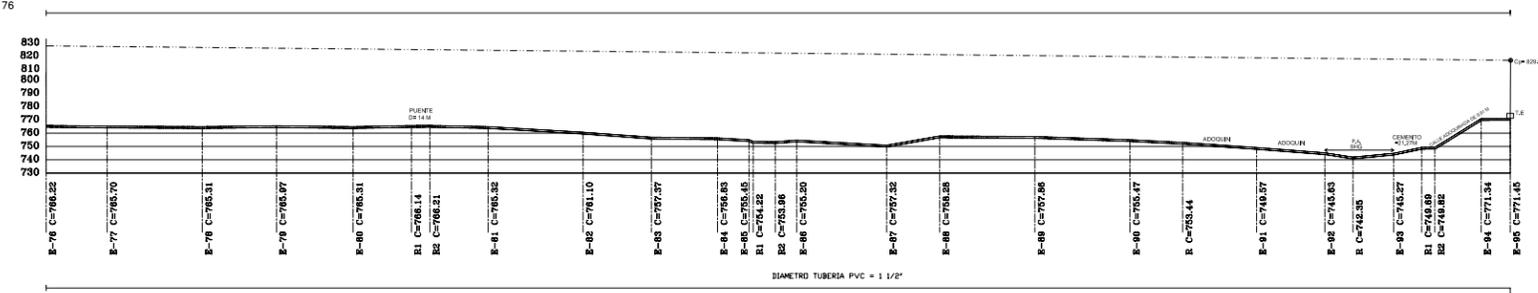
E-42 A E-60 ESCALA H. 1/1000 ESCALA V. 1/200



PLANTA LINEA DE CONDUCCION

E-77 A E-95 ESCALA 1/2,500

Q cond= 15 l/s

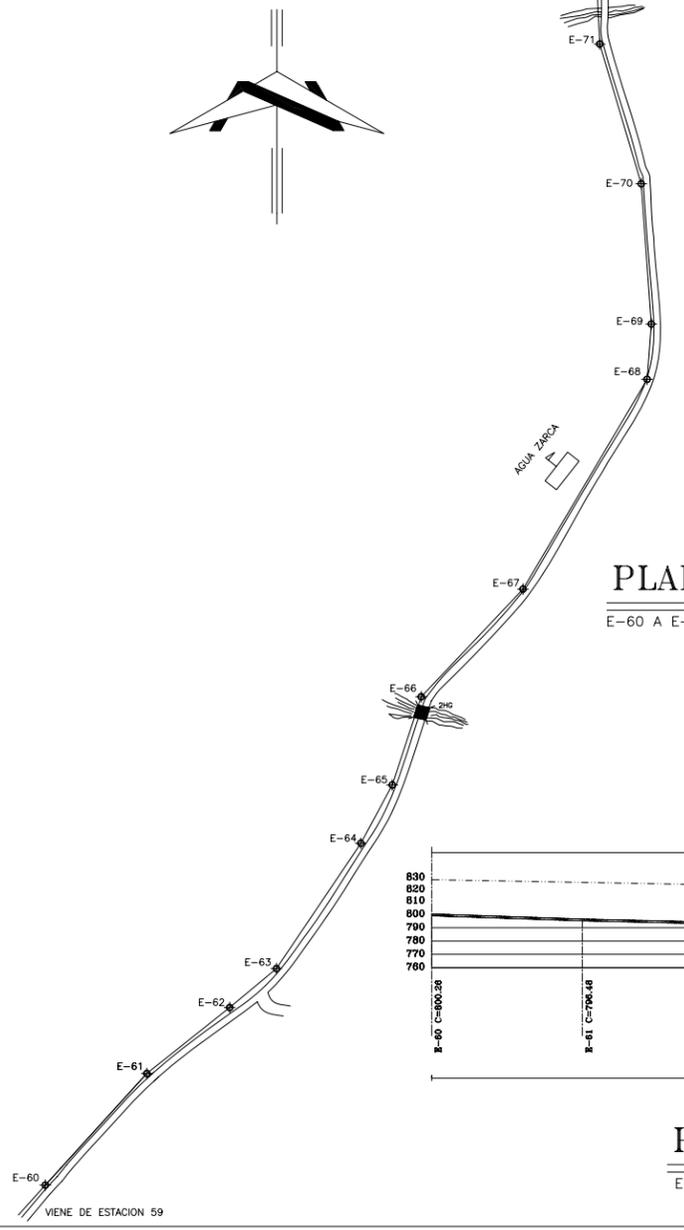


DIAMETRO TUBERIA PVC = 1 1/2"

PERFIL LINEA DE CONDUCCION

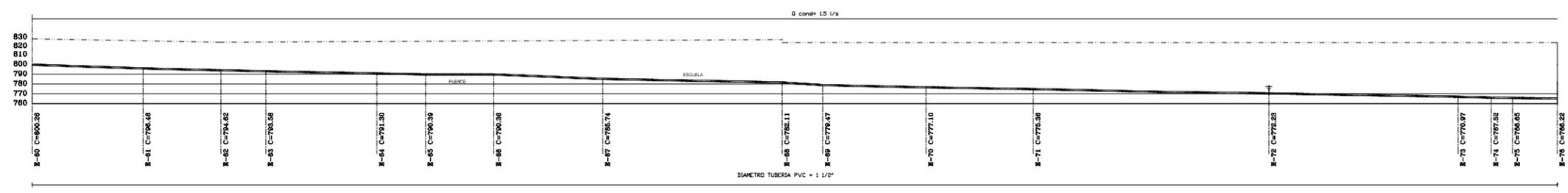
E-76 A E-95 ESCALA H. 1/1000 ESCALA V. 1/200

SIMBOLOGÍA	
Q. cond.	Caudal de conducción
P.a.	Paso aereo
Cp=	Cota piezométrica
C=	Cota de terreno
⊕	Válvula de aire
⊕	Válvula de limpieza
---	Línea piezométrica
○	Línea de conducción



PLANTA LINEA DE CONDUCCION

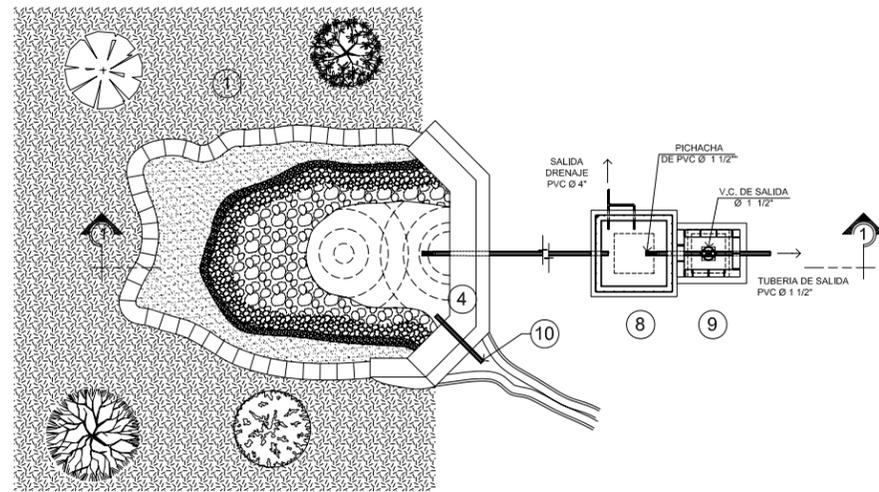
E-60 A E-76 ESCALA 1/2,500



DIAMETRO TUBERIA PVC = 1 1/2"

PERFIL LINEA DE CONDUCCION

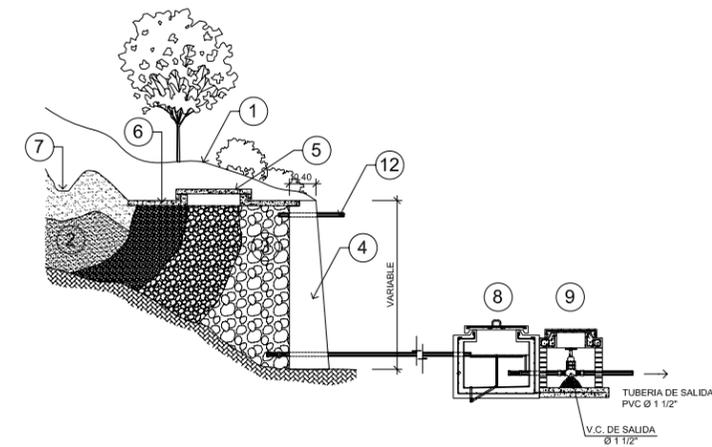
E-60 A E-76 ESCALA H. 1/1000 ESCALA V. 1/200



CAPTACIÓN TÍPICA GALERIA DE INFILTRACIÓN

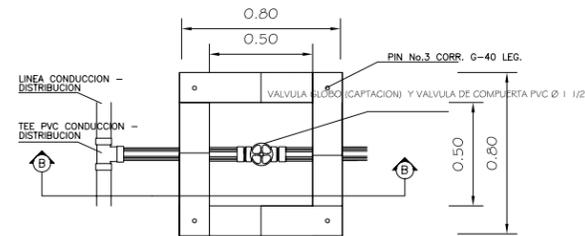
SIN ESCALA

- ① TERRENO NATURAL
- ② ACUIFERO
- ③ PIEDRA BOLA DE 6"
- ④ MURO DE GRAVEDAD DE CONCRETO CICLOPEO
- ⑤ TAPADERA PARA INSPECCIÓN
- ⑥ SELLO SANITARIO DE CONCRETO $t=0.08m$
- ⑦ CONTRACUNETA
- ⑧ CAJA DE CAPTACION
- ⑨ CAJA VÁLVULA DE COMPUERTA
- ⑩ REBALSE $\varnothing 4"$ MÍNIMO



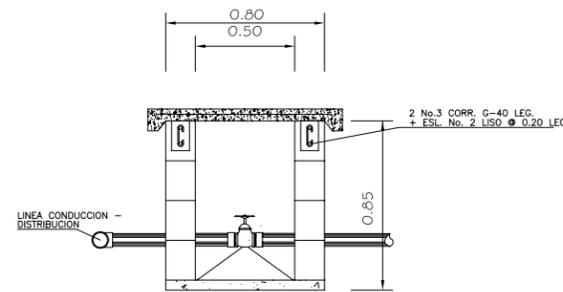
SECCION 1 - 1 (CAPTACIÓN TÍPICA GALERIA DE INFILTRACIÓN)

SIN ESCALA



VALVULA DE LIMPIEZA Y DE COMPUERTA

ESCALA: 1:20



VALVULA DE LIMPIEZA Y DE COMPUERTA CORTE B-B

ESCALA: 1:20

MATERIALES

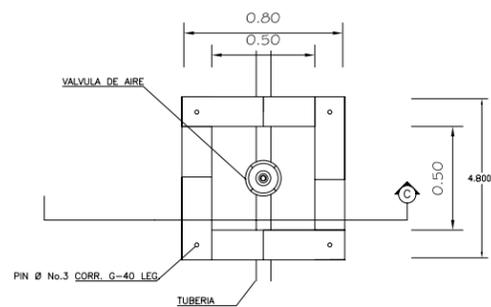
- EL CONCRETO CICLOPEO SERA 33% PIEDRA BOLA, 67% CONCRETO $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- LOS MUROS DEBERAN IMPERMEABILIZARSE INTERNAMENTE: PROPORCION DE SABIETA PARA ALISADO 1:2 (CEMENTO: ARENA DE RIO). ESPESOR 0.5cm
- LAS CAJAS PARA VÁLVULAS SE CONSTRUIRÁN CONFORME DETALLES ESPECÍFICOS INDICADOS EN PLANOS.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

PARAMETROS DE DISEÑO:

- $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $F_y = 2310 \text{ Kg/cm}^2$
- BLOCK $= 25 \text{ Kg/cm}^3$

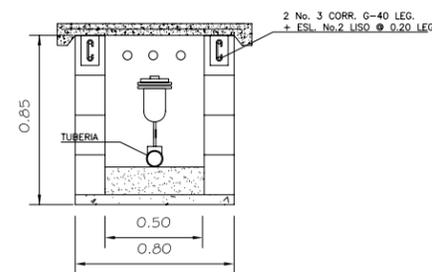
ESPECIFICACIONES:

- MORTERO PARA LEVANTADO = 1:3
- MORTERO PARA ALISADO $\varnothing = 1:2$



VALVULA DE AIRE

ESCALA: 1:20

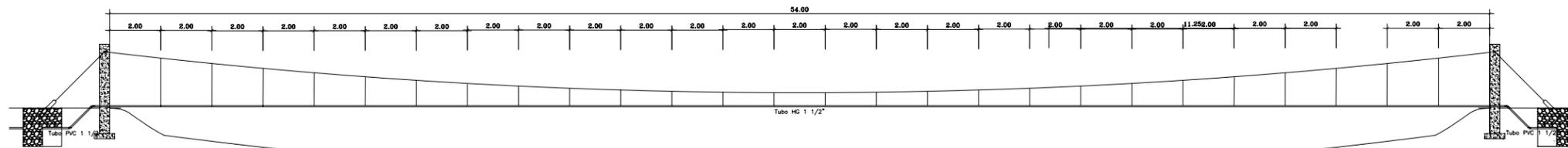


ELEVACION DE VALVULA DE AIRE

ESCALA: 1:20

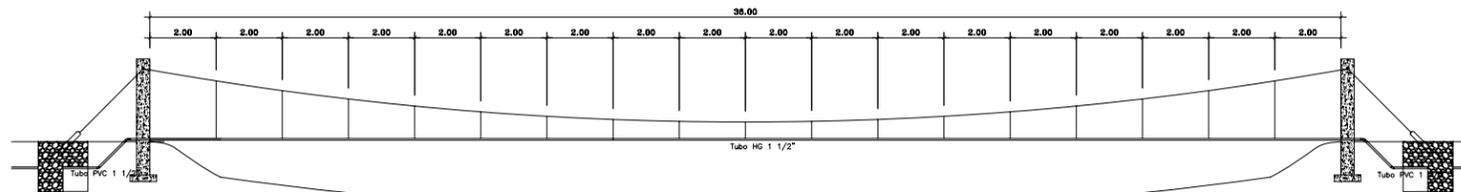
SÍMBOLO	NOMENCLATURA
	VALVULA DE COMPUERTA
	VALVULA DE AIRE
	TEE P.V.C.
	PICHACHA

	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
PROYECTO: UBICACIÓN: CASCO URBANO SAN JACINTO, CHIQUIMULA		FECHA: MAYO 2010
PLANO DE: CAPTACIÓN TÍPICA GALERIA DE INFILTRACIÓN & CAPTACION BROTE DEFINIDO		ESCALA: INERGIADA
DIBEN: JUAN J. CALLEN V. DIBIÓ: JUAN J. CALLEN V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK	TNS. JUAN MERCK COS. ASesoría SUPERVISOR E.P.S.	HOJA NO. 5 6



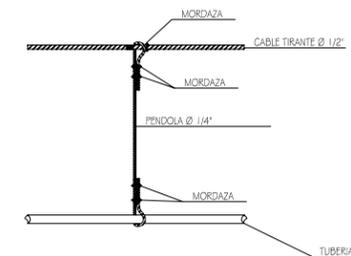
ELEVACION DE PASO AEREO L=54 mts.

ESCALA 1:50



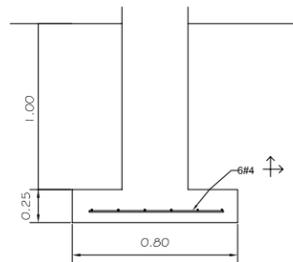
ELEVACION DE PASO AEREO L=36 mts.

ESCALA 1:50



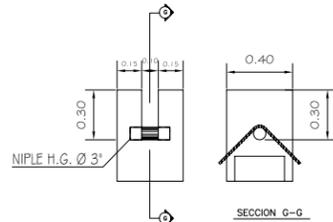
DETALLE DE SUSPENSION DE TUBERIA

ESCALA 1:10



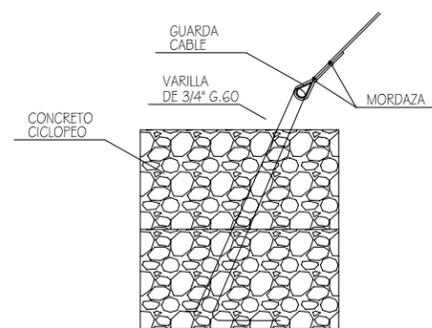
DETALLE DE ZAPATA

ESCALA 1:20



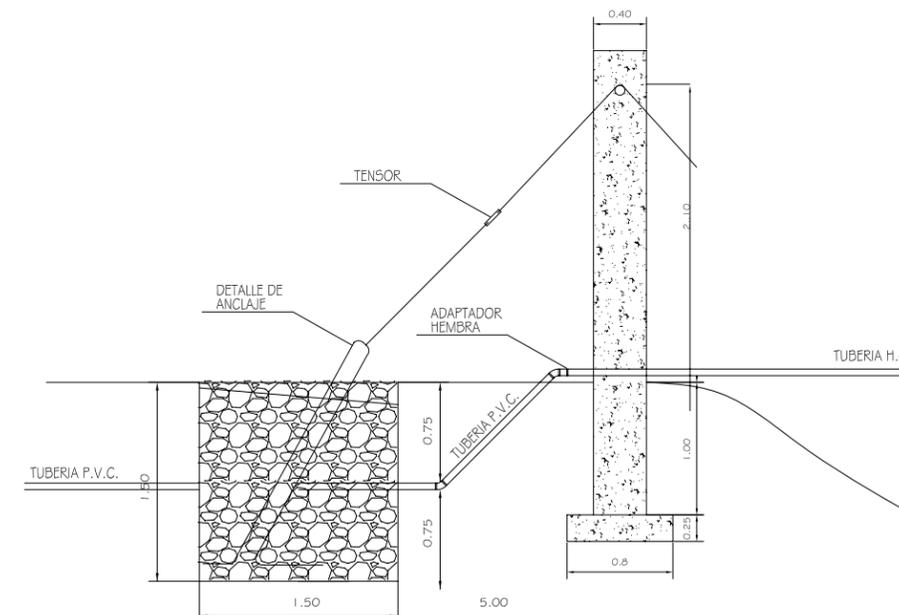
DETALLE DE TOPE DE TORRE

ESCALA 1:20



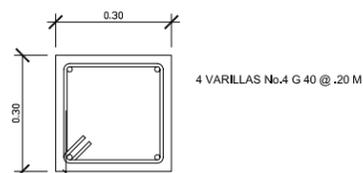
DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA 1:25



ELEVACION ANCLAJE DE PASO AEREO

ESCALA 1:25



DETALLE DE COLUMNA

ESCALA 1:10

NOTA
 • LOS PASOS AEREOS SE DISEÑARON IGUAL LO UNICO QUE VARIARA ES LA LUZ (36M Y 54M)

	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
	CASCO URBANO SAN JACINTO, CHIQUIMULA	
	DETALLE DE PASOS AEREOS TIPO A Y B	
DISEÑO: JUAN J. CALLEN V. DIBUJO: JUAN J. CALLEN V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	TING. JUAN MERCK COS ASesor SUPERVISOR E.P.S.
PROYECTO: UBICACION: PLAN DE:		FECHA: MAYO 2011 ESCALA: INERGIADA No. PROYECTO:
HOJA NO. 6		No. PROYECTO: 6

ANEXOS

Anexo 1

Determinación del valor soporte del suelo



Fuente: fotografías tomadas en el terreno a utilizar, San Jacinto.

Anexo 2

Exámen bacteriológico



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



Nº 19532

EXAMEN BACTERIOLOGICO

D.T. No. 27 518 INF. No.A-309 444

INTERESADO: <u>ASME JOSÉ CALLES VALDEA</u> <small>Calle No. 2007A343</small>	PROYECTO: <u>EPS "DISEÑO DE LA AMPLIACION DE AGUA ESTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN JACINTO"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA: <u>SANTA CRUZ</u>	FECHA DE RECOLECCIÓN: <u>2010-11-01, 14 h05</u> <small>min.</small>
FUENTE: <u>nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2010-11-02, 10 h 30</u> <small>Mm</small>
MUNICIPIO: <u>San Jacinto</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Chiquimula</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>
SABOR: <u>----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN: <u>No hay</u>
ASPECTO: <u>Claro</u>	CLORO RESIDUAL: <u>----</u>
OLORES: <u>Inodora</u>	

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
		TOTAL	FECAL 44.5 °C
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C		
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
00,10 cm ³	+++	+++	+++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm³		900	900

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21^{ra} NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se encuentra clasificada en la clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

Guatemala, 2010 -11-11

Va.Bo.



Inga Teina Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zenir Much Cantos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-0115, Fianza: 2418-8000 Ext. 80208 y 80221 Fax: 2418-0121
 Página web: <http://oi.usac.edu.gt>

Fuente: análisis, Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 4

Exámen físico-químico sanitario



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



N° 19531

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO

O.T. No. 27 818 INF. No. 24 148

INTERESADO: <u>JAIME JOSÉ CALLEN VÁLDEZ</u> (C.R.M. No. 286714349)	PROYECTO: <u>EPS "DISEÑO DE LA AMPLIACIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN JACINTO"</u>
RECOLECTADA POR: <u>Intervale</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERIA-USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>SANTA CRUZ</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2010-11-01, 14 h 05 min.</u>
FUENTE: <u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2010-11-02, 10 h 20 min.</u>
MUNICIPIO: <u>San Jacinto</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO: <u>Chiquitula</u>	

RESULTADOS

1. ASPECTO: <u>Claro</u>	4. OLORES: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>23.50° C</u>
2. COLOR: <u>81.00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA: <u>295.00 microhm/cm</u>
3. TURBIDEZ: <u>00.45 UNT</u>	6 potencial de Hidrogeno (pH): <u>07.79 unidades</u>	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00.00	6. CLORURO (Cl)	27.00	11. SÓLIDOS TOTALES	312.00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00.000	7. FLUORURO (F)	00.24	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	02.00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	13.42	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	22.00	13. SÓLIDOS FIJOS	310.00
4. CLORO RESIDUAL	---	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00.07	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	01.00
5. MANGANESO (Mn)	00.070	10. DUREZA TOTAL	200.00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	314.00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

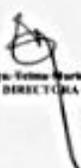
HIDROXIDOS	CARBINATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
00.00	14.00	270.00	290.00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Escudo de Agua.

TÉCNICA: "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. W.E.F. 21TH EDITION 2005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADOS), GUATEMALA.

Guatemala, 2010-11-11

Va. Sr. 

Inga Trino Barrios Caso Morales
DIRECTORA CIBENAC



Zorini Muchi Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-0115, Planta: 2418-8000 Ext. 86209 y 86221 Fax: 2418-0121
 Página web: <http://ci.usac.edu.gt>

Fuente: análisis, Centro de Investigaciones de Ingeniería.

ANEXO 5

Socavación

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel del agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc. Debe diferenciarse de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico y se puede recuperar el fondo del cauce.

Está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen. La socavación se le relaciona con las fallas de las cimentaciones de puentes en todo el mundo.

Al evaluar la socavación en el sitio de un puente se debe tener en cuenta seis componentes

- Erosión no recuperable o degradación a largo plazo
- Socavación general por aumento del caudal
- Socavación por contracción del cauce debida a una estructura
- Socavación local en el estribo del puente o estructura lateral
- Socavación local en las pilas de un puente dentro del cauce
- Socavación por inestabilidad geomorfológica de la corriente

Para el cálculo de la socavación en general se utilizará la siguiente ecuación según Líschtvan-Levediev, para suelos granulares:

$$y_s = \left[\frac{\alpha y_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta w} \right]^{1/1+Z} \quad \text{donde} \quad \alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} B_e \mu}$$

Donde

y_s = desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fonde erosionado.

H_m =desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida).

y_s, y_0 = se mide en cada sección vertical donde se deséa hacer el cálculo.

B_e = ancho libre de la superficie de presentarse la avenida.

Q_d =gasto del diseño.

D_m = diámetro medio; si el material del fondo es friccionante.

x, z = exponentes en función de D_m según el tipo de material del fondo.

w = coeficiente que depende de la concentración del material transportado en suspensión.

β = coeficiente depende del periodo de retorno del gasto del diseño.

μ = coeficiente, que depende de la contracción del cauce.

De lo anterior se tiene que

$$\alpha = \frac{203,24}{(3,5)^{5/3} (70)(0,91)} = 0,00395$$

$$y_s = \left[\frac{(0,00395)(5,5)^{5/3}}{(0,68)(0,0015)^{0,28}(1)(1,6)} \right]^{0.72} = 0,5m$$

Se concluye que las cotas de desplante asumidas para la colocación de las zapatas cubre la socavación en condiciones máximas de caudal.

Página escaneada del libro *diseño de estructuras de concreto*, por Nilson, Arthur H.

TABLA 4.1 Valores del coeficiente de contracción del cauce μ (Maza, 1967).

Velocidad media en mts/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
	Coeficiente μ													
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99

TABLA 4.2 Valores de x y z (Maza, 1967).

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γ_d	x	1	γ_d	x	1	d (mm)	z	1	d (mm)	z	1
		1+x			1+x			1+z			1+z
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

TABLA 4.3 Valores de β (Maza, 1967).

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA 4.4 Valores de ψ (Maza, 1967).

γ mezcla agua - sedimento	Coeficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60