



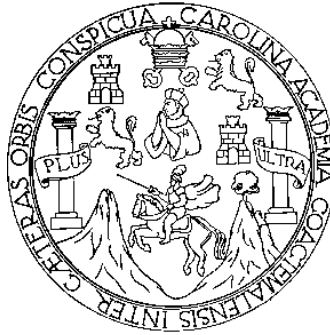
**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS CERRITOS
Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA LA ALDEA TRES PUENTES, DEL MUNICIPIO
DE SANSARE, EL PROGRESO**

ROSSNNHI DERECKH ADONNHAI GONZÁLEZ DÁVILA
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS CERRITOS Y
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA
TRES PUENTES, DEL MUNICIPIO DE SANSARE, EL PROGRESO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ROSSNNHI DERECKH ADONNHAI GONZÁLEZ DÁVILA
ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL II	Lic Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS CERRITOS Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA TRES PUENTES, DEL MUNICIPIO DE SANSARE, EL PROGRESO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 25 de julio de 2002.

Rosnnhi Dereckh Adonnhai González Dávila

ACTO QUE DEDICO A:

- A DIOS PADRE HIJO Y
ESPÍRITU SANTO** Por ser las Tres Divinas Personas
a las que les debo todo cuanto soy.
- A MI PATRIA GUATEMALA** Por ser un gran país prometedor.
- A MIS PROGENITORES** María Angela Dávila de González
José Antonio González Galdámez
Como tributo al gran sacrificio y apoyo
incondicional que siempre me han
manifestado.
- A MIS PADRINOS** María Angela González de Godínez
Victor Arnoldo Godínez Morales
Por poder contar con ellos todo el tiempo.
- A MIS HERMANAS
Y HERMANO** Angela Ingrid Nineth
Nodeida Bannia Ezthanitza
Ennio José Antonio
Por siempre estar a mi lado.
- A MI SOBRINA** Dannhia Génesis Ninoshka
Con especial cariño por ser
una luz para seguir adelante.
- A MIS TÍAS Y TÍOS**
- A MIS PRIMAS Y PRIMOS**
- A MIS AMIGAS Y AMIGOS**
- A MI ASESOR** Ingeniero civil Juan Merck Cos
- A MIS PADRINOS DE
GRADUACIÓN**
- A LA UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA**

AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

DIOS PADRE, HIJO Y ESPÍRITU SANTO, por brindarme la oportunidad de llevar a feliz termino mi carrera universitaria, porque a la Santísima Trinidad es a la que le debo no haber claudicado nunca y así mismo sé que por medio de ellos lograré alcanzar todas mis metas.

A LA MUNICIPALIDAD DE SANSARE, por dejarme realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.

INGENIERO CIVIL JUAN MERCK COS, por darme sus valiosos consejos, orientarme oportunamente y haber contribuido de esta manera a mi graduación.

SILVESTRE ESTUARDO DÁVILA ACEITUNO, por ser mi primo y amigo incondicional, por cada uno de sus sabios consejos, por compartir conmigo su amplia experiencia ; por haber creído en mí y por darme la primera oportunidad de trabajo.

INGENIERO CIVIL, COMPAÑERO Y AMIGO DIEGO CASTELLANOS GUTIÉRREZ, por enseñarme desinteresadamente todos aquellos aportes que me hicieron crecer como futuro profesional.

AL AMIGO LEONEL OSCAL ARÉVALO, quien compartió conmigo su valioso tiempo, consejos y experiencias haciendo mi estadía en Sansare más agradable.

JAIME ARNOLDO GODÍNEZ GONZÁLEZ, por ser mi primo, amigo, por confiar en mí y por haberme dado los elementos necesarios para poder concluir exitosamente mi carrera.

MARLA JOHANA TABARINI DE DÁVILA, por abrirme las puertas de su hogar y haberme hecho sentir como en mi casa.

MIS TÍOS INGENIERO AGRÓNOMO JOSÉ ANGEL DÁVILA ESTRADA Y SILVESTRE DÁVILA ESTRADA, por haberme inculcado el valor al trabajo honrado, el respeto y amor a la tierra.

TERESO DE JESÚS CARDONA CORTEZ, por brindarme su amistad sincera y apoyarme para que saliera adelante.

DON CARLOS BORRAYO Y ROBERTO CASTAÑEDA, por darme asesoría y ayuda técnica para realizar el Ejercicio Profesional Supervisado.

MIS AMIGOS JOSÉ RODOLFO LÓPEZ Y NÉSTOR GIOVANNI JIMÉNEZ VÁLDEZ, Por su cooperación continua y certera en el transcurso de mi carrera.

TODAS LAS PERSONAS QUE DE UNA U OTRA FORMA ME BRINDARON

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XI
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SANSARE	
1.1. Generalidades.....	1
1.1.1. Origen del nombre.....	1
1.1.2. Ubicación y localización.....	1
1.1.3. Extensión territorial.....	1
1.1.4. Clima.....	2
1.1.5. Población.....	2
1.1.6. Hidrografía.....	2
1.1.7. Orografía.....	2
1.1.8. Vías de acceso.....	3
1.2. Economía	3
1.2.1. Agrícola	3
1.2.2. Pecuaria	3
1.2.3. Forestal	4
1.2.4. Agroindustria	4

1.1.	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura	4
1.1.1.	Servicio de agua potable	5
1.1.2.	Construcción de puestos de Salud	5
1.1.3.	Mejoramiento de caminos vecinales y construcción de puentes.....	6

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS CERRITOS

2.1.	Descripción del proyecto.....	7
2.2.	Estudio hidrológico.....	7
2.2.1.	Crecientes.....	7
2.2.1.1.	Método de sección-pendiente.....	8
2.2.2.	Cálculo del cudal máximo.....	10
2.3.	Levantamiento topográfico.....	10
2.4.	Estudio del suelo.....	11
2.5.	Descripción de la alternativa propuesta.....	11
2.6.	Datos y bases de diseño.....	11
2.7.	Diseño de la superestructura.....	12
2.7.1.	Geometría.....	12
2.7.1.1.	Predimensionamiento de sección de viga	13
2.7.2.	Diseño de losa.....	13
2.7.2.1.	Cálculo del peralte.....	13
2.7.2.2.	Cálculo de momentos.....	14
2.7.2.2.1.	Momento debido a la carga muerta.....	14
2.7.2.2.2.	Momento debido a la sobrecarga.....	15
2.7.2.2.3.	Momento debido al impacto.....	16
2.7.2.2.4.	Momento total.....	16
2.7.2.3.	Chequeo de peralte	16
2.7.2.4.	Cálculo del refuerzo As para momentos de flexión	17

2.1.1.1.	Cálculo del As de repartición	19
2.1.1.2.	Cálculo de As por temperatura	20
2.1.2.	Diseño de la acera.....	21
2.1.2.1.	Cálculo del momento.....	21
2.1.2.2.	Cálculo del refuerzo transversal.....	22
2.1.2.3.	Cálculo del refuerzo longitudinal.....	23
2.1.2.4.	Cálculo del refuerzo por temperatura.....	23
2.1.3.	Diseño de vigas.....	23
2.1.3.1.	Cálculo del momento por sobrecarga.....	24
2.1.3.1.1.	Reacción de carga que absorbe la viga.....	24
2.1.3.2.	Cálculo del momento debido al impacto.....	26
2.1.3.3.	Cálculo del momento por carga muerta.....	27
2.1.3.4.	Cálculo del momento total.....	28
2.1.3.5.	Cálculo del refuerzo.....	29
2.1.3.6.	Diseño a corte.....	31
2.1.3.6.1.	Esfuerzo por carga muerta.....	31
2.1.3.6.2.	Esfuerzo por sobrecarga.....	32
2.1.3.6.3.	Esfuerzo debido al impacto.....	33
2.1.3.6.4.	Esfuerzos cortantes totales.....	33
2.1.3.7.	Cálculo del refuerzo.....	34
2.1.3.7.1.	Cálculo del espaciamiento.....	35
2.1.4.	Diseño de diafragmas.....	36
2.1.4.1.	Diseño a corte.....	37
2.2.	Diseño de la subestructura.....	38
2.2.1.	Diseño de la cortina.....	38
2.2.1.1.	Empuje de la tierra (E).....	39
2.2.1.2.	Fuerza longitudinal (FL).....	39
2.2.1.3.	Fuerza de sismo (EQ).....	40
2.2.1.4.	Grupos de cargas.....	40

2.1.1.1.	Cálculo del refuerzo.....	41
2.1.1.2.	Diseño a corte.....	42
2.1.2.	Diseño de la viga de apoyo.....	42
2.1.2.1.	Carga muerta (CM).....	43
2.1.2.2.	Carga viva (CV).....	43
2.1.2.3.	Carga total (PI).....	43
2.1.2.4.	Cálculo del refuerzo.....	44
2.1.3.	Diseño del estribo.....	45
2.1.3.1.	Cálculo del momento de volteo.....	46
2.1.3.2.	Cálculo del momento estabilizante.....	47
2.1.3.3.	Revisión del muro sin superestructura.....	47
2.1.3.4.	Revisión del muro con superestructura y carga viva.....	49
2.1.3.5.	Revisión del muro con sismo (sin carga viva).....	50
2.2.	Presupuesto.....	52

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA TRES PUENTES

3.1.	Descripción del proyecto.....	55
3.2.	Levantamiento topográfico.....	55
3.3.	Captación.....	56
3.4.	Caudal de aforo.....	56
3.5.	Caja unificadora de caudales.....	57
3.6.	Válvulas de aire.....	57
3.7.	Período de diseño.....	58
3.8.	Estimación de la población de diseño.....	58
3.9.	Dotación.....	59
3.10.	Determinación de caudales.....	59
3.10.1.	Caudal medio diario.....	60
3.10.2.	Caudal máximo diario.....	60

3.1.1. Caudal máximo horario.....	61
3.2. Parámetros de diseño.....	61
3.3. Diseño de la línea de conducción.....	62
3.4. Diseño del tanque de distribución.....	64
3.4.1. Método de bandas.....	65
3.4.1.1. Distribución del refuerzo.....	75
3.5. Diseño de la red de distribución.....	75
3.6. Diseño de la red.....	76
3.6.1. Cálculo de las presiones.....	78
3.7. Análisis de calidad del agua.....	78
3.7.1. Examen bacteriológico.....	79
3.7.2. Examen físico-químico sanitario.....	79
3.8. Desinfección.....	79
3.8.1. Dosificación.....	80
3.9. Presupuesto.....	81
CONCLUSIONES.....	83
RECOMENDACIONES.....	85
BIBLIOGRAFÍA.....	87
APÉNDICES	89
ANEXOS.....	103

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Área de la sección del río	8
2.	Geometría de la superestructura	12
3.	Geometría final de la superestructura	13
4.	Sobrecarga, camión Standard H-15-44	15
5.	Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos	24
6.	Diagrama de cargas para obtener momentos máximos	25
7.	Diagrama de cargas para obtener momentos a 2 m del apoyo	26
8.	Diagrama de carga muerta	28
9.	Detalle de armado al centro de la viga	30
10.	Detalle de armado a dos metros del apoyo de la viga	31
11.	Diagrama de posición de cargas que producen corte máximo	32
12.	Diagrama de posición de cargas para obtener corte a dos metros del apoyo	33
13.	Diagrama de corte real	34
14.	Diagrama de corte de diseño	34
15.	Refuerzo de diafragmas	37
16.	Geometría de la cortina y viga de apoyo	38
17.	Diagrama de presiones	39
18.	Diagrama de localización de cargas, de cargas, de corte y momento	44
19.	Geometría y diagrama de presiones del estribo	45
20.	Relación de triángulos para obtener la presión en la cota de cimentación	46

21. Diagrama de fuerzas en banda, caso típico	67
22. Distribución de momentos en banda, caso típico	70
23. Determinación de reacciones en bandas verticales	71
24. Red de distribución	76
25. Distribución de bandas	93
26. Examen bacteriológico	95
27. Examen físico químico sanitario	96
28. Plano de armado de losa y secciones del puente	97
29. Plano de estribos y planta perfil del puente	98
30. Plano de la planta general del sistema de abastecimiento de agua potable	99
31. Plano de la planta-perfil de conducción del abastecimiento de agua potable	100
32. Plano de la planta-perfil de ramales del abastecimiento de agua potable	101
33. Plano de detalles	102
34. Gráfica de los clorinadores	103
35. Localización del puente vehicular en la aldea Los Cerritos	104

TABLAS

I.	Cálculo de momento de volteo	47
II.	Cálculo del momento estabilizante	47
III.	Cálculo de momento de volteo sentido horizontal	51
IV.	Resumen del presupuesto del puente vehicular	54
V.	Aforo nacimiento 1	56
VI.	Aforo nacimiento 2	57
VII.	Análisis del marco de la banda	71
VIII.	Método de Hardy – Cross	77
IX.	Cálculo de presiones	78
X.	Resumen del presupuesto de abastecimiento de agua	81
XI.	Libreta topográfica del abastecimiento de agua potable	91
XII.	Cuadro de resumen método de bandas	95

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo Significado

@	A cada cierta distancia
AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y transportes
ACI	Instituto Americano del Concreto
As	Área de acero
b	Base
CP	Cota piezométrica
d	Peralte
dc	Demanda de cloro
E	Empuje de la tierra
e	Excentricidad
E.P.S.	Ejercicio Profesional Supervisado
Ec	Ecuación
EQ	Fuerza de sismo
f c	Resistencia del concreto
Fc	Flujo de cloro
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
Fy	Resistencia del acero
h	Altura de viga
H-15-44	Sobrecarga, camión Standard
Hf	Pérdida de carga
I	Impacto

L Luz libre entre vigas
m.c.a. Metros columna de agua
Mcm Momento por carga muerta
Mcv Momento por carga viva
msnm Metros sobre el nivel del mar
Mt Momento total
Mu Momento último
P Presión
P.P.M. Partes por millón
Q Caudal
Qm Caudal medio
Qmd Caudal máximo diario
Qmh Caudal máximo horario
QT Caudal total
R Radio hidráulico
Ra Reacción en el apoyo a
Rb Reacción en el apoyo b
S Luz eficaz entre vigas
T Espesor de losa
P Cuantía de acero
V Velocidad
Vmax Corte máximo
Vrc Corte nominal del concreto
Vs Valor soporte del suelo
Wc Peso del concreto armado
Wcc Peso del concreto ciclópeo

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Aforo	Medición del volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua que es sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Caudal	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
Conducción	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto dado.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.

Diafragmas	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas en la superestructura.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Fuente	Manantial de agua que brota de la tierra.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Pérdida de carga	Disminución de presión dinámica debido a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Presión	Fuerza o carga por unidad de área.
Puente	Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

Subestructura

Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

Superestructura

Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

Volteo

Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

El informe que a continuación se presenta contiene el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), realizado en el municipio de Sansare, El Progreso, específicamente en las aldeas Los Cerritos y Tres Puentes.

Para el efecto se desarrollarán dos proyectos siendo estos:

1. Diseño del puente vehicular, en la aldea Los Cerritos:

Se diseñó un puente vehicular, de una vía, de 8 m de largo por 3.5 m de ancho, para soportar la carga de un H-15-44; la superestructura será de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el análisis se utilizó la teoría de esfuerzo último, las normas AASHTO y del ACI. También se incluyó el presupuesto y planos.

2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, en la aldea Tres Puentes:

El sistema está constituido por 732 ml. de tubería pvc. El diseño hidráulico del sistema es por gravedad; el tanque de distribución será de concreto armado y para su análisis se utilizó el método de bandas, la red de distribución se analizó por el método de Cross. Se incluye también el presupuesto y planos.

OBJETIVOS

- 1) Realizar el diseño del puente vehicular para la aldea Los Cerritos y el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Tres Puentes del municipio de Sansare, El Progreso.
- 2) Desarrollar una investigación monográfica del lugar y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura.
- 3) Capacitar a los miembros del comité de la comunidad de la aldea Tres Puentes, sobre mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable.

INTRODUCCIÓN

Guatemala está clasificada internacionalmente dentro del rango “país en vías de desarrollo”. En su área rural tiene una carencia total o parcial de infraestructura y de servicios básicos, independientemente de las causas, la realidad latente es que las comunidades rurales no han podido mejorar sus condiciones de vida. No siendo la excepción el municipio de Sansare, el cual se encuentra a setenta kilómetros de la ciudad capital ubicado en el oriente del país; es aquí donde se desarrolló el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) y del cual se origina el presente trabajo de graduación.

El mismo está orientado principalmente a plantear soluciones a dos situaciones como son, el diseño de un puente vehicular para la aldea Los Cerritos y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Tres Puentes, del municipio de Sansare, El Progreso.

Está conformado por tres capítulos, siendo estos:

Capítulo 1: Monografía del municipio de Sansare e investigación diagnóstica.

Capítulo 2 : Diseño del puente vehicular para la aldea Los Cerritos.

Capítulo 3: Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea
Tres Puentes.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SANSARE

1.1. Generalidades

1.1.1. Origen del nombre

Etimológicamente Sansare, deviene desde el punto de vista religioso, ya que se encontró un lienzo con la imagen de la Virgen de las Mercedes o Natividad, al pie de un árbol de “SARE” (acaica angustissima).

1.1.2. Ubicación y localización

El municipio de Sansare del Departamento de El Progreso, está situado en la parte Centro-Oriente de la república de Guatemala, colinda con los siguientes municipios: al norte con el municipio de Guastatoya; al sur y este con el Departamento de Jalapa y al oeste con el municipio de Sanarate.

La cabecera municipal está ubicada a 14°44'52” latitud norte y 90°06'57” longitud oeste del meridiano de GREENWICH, a una altura de 790 msnm.

1.1.3. Extensión territorial

Posee una extensión territorial de 118 kilómetros cuadrados.

1.1.4. Clima

El clima es caluroso en las partes bajas y en las partes altas donde las lluvias son más constantes, su clima tiende a ser frío.

1.1.5. Población

El Instituto Nacional de Estadística proyectado que el municipio de Sansare posee una población al 31 de Diciembre del 2002 de 11,127 habitantes, de los cuales el 48.33%, son de sexo femenino y el 51.67% son de sexo masculino.

1.1.6. Hidrografía

Posee varios ríos de importancia, siendo estos: Grande, Santa Rita, Sanarate y Seco. También cuenta con los riachuelos: de los Cerritos, El Javillal, El Tempisque y San Nicolás.

Debido a la topografía y ubicación, este municipio cuenta con varios nacimientos de agua siendo los más atractivos: La Pilona y San Rafael.

1.1.7. Orografía

El municipio se encuentra situado en el valle donde se asienta la cabecera municipal y a su entorno las aldeas Los Cerritos y Buena Vista.

Este valle está rodeado al oeste por una baja cadena de montañas y al este por profundos barrancos, caracterizados por abundantes y frecuentes hondonadas.

1.1.8. Vías de acceso

Cuenta con una carretera asfaltada desde la ciudad capital hacia la cabecera municipal con una distancia de 70 kilómetros exactos. También cuenta con caminos de herradura y terracería, hacia las aldeas.

1.2. Economía

1.2.1. Agrícola

Sansare es un municipio donde la producción agrícola absorbe el mayor porcentaje de la población. También es de mencionarse que los suelos del municipio se prestan para desarrollar tal actividad.

Entre los principales cultivos se pueden mencionar: maíz, frijol, yuca, café, tomate, chile y árboles frutales.

1.2.2. Pecuaria

Con respecto a la producción de gallinas, patos y aves de corral, se ha desarrollado con énfasis en el consumo familiar y en algunos casos para la venta local. Es importante notar que las mujeres participan en el desempeño de estas actividades así como los infantes.

1.2.3. Forestal

Esta actividad, por las condiciones que presenta el municipio se ha desarrollado en la extracción de maderas del tipo de coníferas, en especial el pino; es por ello que el paisaje del municipio con el transcurrir de los años se ha visto afectado.

1.2.4. Agroindustria

Esta actividad únicamente se ha desarrollado en dos cultivos, siendo estos el café del cual existe en Sansare un beneficio y el derivado de la yuca, produciéndose con este último harinas, atoles y refrescos.

1.2.5. Artesanías

Esta actividad es desarrollada tanto en el área urbana como en la rural, en la cual se dedican los pobladores a la producción de: panela, melcocha, muebles de madera, tejidos de algodón, productos de palma (escobas, sombreros, petates), productos derivados del maguey (lazos, morrales, redes) y coheteria.

1.3. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura

De acuerdo a la investigación realizada y a encuestas efectuadas por la municipalidad, la prioridad de las comunidades es:

1.3.1. Servicio de agua potable

Se estimó que el 70.02 % de los hogares de Sansare tienen acceso al agua potable conectada directamente a la vivienda. Aunque la cobertura del servicio es alta, el servicio tiene dificultades, ya que en las partes bajas se escasea el líquido; en otros lugares no existe dicho servicio, teniendo que hacer uso de fuentes inapropiadas.

El déficit resultante tiene repercusiones en la salud y las condiciones de saneamiento ambiental que rodean a las comunidades, afectando principalmente a la población infantil con enfermedades parasitarias que son la principal causa de mortalidad.

1.3.2. Construcción de puestos de Salud

Actualmente la cobertura en Salud para el municipio está por debajo de los estándares normales de atención. Únicamente se cuenta con un centro de salud tipo “B” ubicado en la cabecera municipal, así mismo con dos puestos de Salud ubicados en las comunidades de: Poza Verde y Los Cerritos, actualmente se encuentra cerrado por falta de personal el que está ubicado en Los Cerritos.

Es notorio observar que la mayoría de los casos, que por mortalidad o morbilidad se presentan para el municipio, son ocasionadas por enfermedades previsibles como lo son de tipo gastrointestinales y respiratorio.

1.3.3. Mejoramiento de caminos vecinales y construcción de puentes

Se sabe que el 85% de las carreteras de terracería y caminos de herradura se encuentran en un estado de regular a malo. Es de hacer notar que la mayoría de aldeas y caseríos no cuentan con caminos de acceso, por ende existe la necesidad de construir puentes. Estas condiciones perjudican en gran medida a los pobladores, limitándolos en el uso de los servicios públicos que se tienen en el casco urbano.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS CERRITOS

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto tiene como fin primordial cruzar el río Javillal, el cual está ubicado en la calle central de la aldea Los Cerritos; logrando una vía de comunicación económica, social y geográfica de los habitantes del lugar (ver figura 35).

Se diseñará un puente vehicular de una vía, de 8 m de largo por 3.5 m de ancho y banquetas laterales de 0.75 m.

2.2. Estudio hidrológico

2.2.1. Crecientes

Las crecientes en un río pueden dividirse en tres tipos:

2. Crecida normal: la que mantiene el río y varía muy poco.
3. Crecida máxima: es la que ocurre casi anualmente en el invierno.
4. Crecida máxima extraordinaria: es la que ocurre cuando se da un fenómeno natural (lluvias muy intensas).

En el diseño de un puente se debe considerar la creciente máxima. Generalmente se coloca la superestructura a dos metros de la creciente máxima.

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos, existen varios métodos entre los cuales tenemos: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección – pendiente, etc.

El método que se utilizó en el presente proyecto fue el de sección – pendiente el cual se explica a continuación.

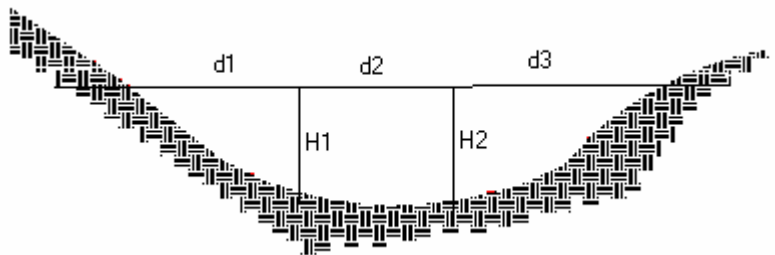
2.2.1.1. Método de sección - pendiente

Es uno de los métodos más utilizados en lugares donde no es posible recabar información suficiente para un cálculo confiable.

Para obtener la crecida máxima se procede a consultar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado las crecidas anteriores y a la búsqueda en archivos o crónicas locales.

Al definir una altura de crecida, se obtiene el valor del área de la sección, para ello se calcula el área de influencia de cada sección parcial.

Figura 1. Área de la sección del río



$$A1 = (d1 / 2 + d2 / 2) * H1$$

$$A2 = (d2 / 2 + d3 / 2) * H2$$

$$AT = A1 + A2$$

Luego se obtiene el valor de la velocidad “v” por medio de la fórmula de MANNIG:

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

Donde:

V = velocidad (m / s)

R = radio hidráulico

S = Pendiente

N = coeficiente de rugosidad

Para obtener la pendiente se recorrió a los datos del levantamiento topográfico.

Los datos obtenidos en campo dieron como resultado:

Pendiente para el caudal máximo	1.25%
Altura crecida	0.5 m
Área de desalojo	4.5 m ²

2.2.2. Cálculo del caudal máximo

Datos:

$$\text{Área} = 4.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Pendiente} = 1.25\%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.04$$

$$\text{Perímetro mojado} = 10.35 \text{ m}$$

Cálculos:

$$R = A / P.M. = 4.5 / 10.35 = 0.435$$

$$V = 1 / 0.04 * 0.435^{(2/3)} * 0.0125^{(1/2)} = 1.60 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A = 1.60 * 4.5 = 7.2 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El caudal obtenido servirá para determinar la altura mínima del puente y el área de descarga.

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 la información obtenida se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales (ver figura 29).

2.4. Estudio del suelo

Debido a la falta de recursos de la municipalidad, no fue posible realizar los ensayos correspondientes para determinar la calidad del suelo; por lo que se recurrió a una observación de campo, acompañada de una pequeña perforación; de lo cual se dedujo que el suelo es de tipo arenoso y con base en esto se asumió un valor soporte de $15,000 \text{ kg / m}^2$.

2.5. Descripción de la alternativa propuesta

El puente estará conformado por una superestructura de concreto armado; consistente en una losa plana, banquetas, 2 vigas principales y 2 diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo; además cuenta con una cortina y una viga de apoyo de concreto armado.

Para el diseño de los diferentes elementos se utilizan las normas AASHTO y del ACI, utilizando la teoría de esfuerzo último.

2.6. Datos y bases de diseño

Teniendo en cuenta que el ancho de la calle es de 4 m y que la accesibilidad al sitio no es buena, el tipo de carga esperada será de un camión de dos ejes.

La obra a diseñarse será económica y funcional; los datos y bases de diseño son las siguientes:

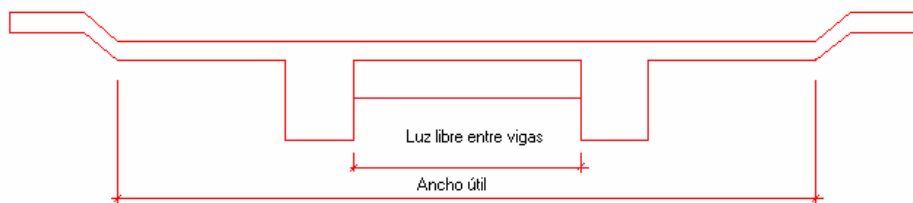
Sobrecarga	H-15-44
Ancho útil	3.50 m
Luz útil	8 m
Resistencia del concreto	$F_c = 210 \text{ kg / cm}^2$
Resistencia del acero	$F_y = 2,810 \text{ kg / cm}^2$
Peso del concreto ciclópeo	$W_{cc} = 2,500 \text{ kg / m}^3$
Peso del concreto armado	$W_c = 2,400 \text{ kg / m}^3$
Capacidad soporte del suelo	$15,000 \text{ kg / m}^2$
Luz total	8.70 m
Ancho total	5 m

2.7. Diseño de la superestructura

La superestructura estará compuesta por: losa de rodadura, 2 vigas principales, 2 diafragmas y banquetas laterales.

2.7.1. Geometría

Figura 2. Geometría de la superestructura



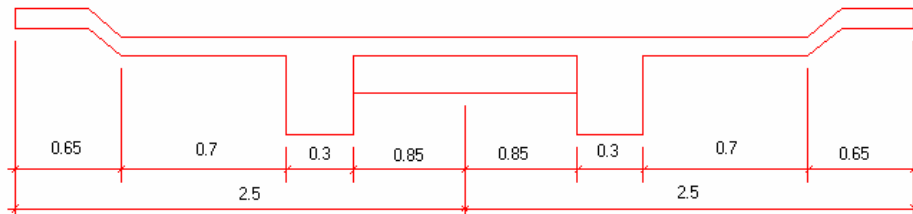
2.7.1.1. Predimensionamiento de sección de viga

La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; se recomienda un peralte no menor que $L / 16$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

Por criterio personal se propone: Peralte = 0.70 m
Base = 0.30 m

La luz eficaz entre vigas es de 1.7 m = S.

Figura 3. Geometría final de la superestructura



2.7.2. Diseño de losa

2.7.2.1. Cálculo del peralte

Según especificación AASHTO 8.9.2. para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico se recomienda:

$$T = 1.2 (L + 3.05) / 30 \geq 0.17 \text{ m}$$

Donde: T = espesor
 L = luz libre entre vigas

$$T = 1.2 (1.7 + 3.05) / 30 = 0.19 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 20 cm.

2.7.2.2. Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto; obteniendo con ellos el momento total con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo. A continuación se describirán cada uno de ellos:

2.7.2.2.1. Momento debido a la carga muerta

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{cm} = W_{cmu} * L^2 / 10$$

Donde:

W_{cmu} = carga muerta última

L = luz libre entre vigas

$$W_{cm} = W_c * T * 1 = 2,400 * 0.20 * 1 = 480 \text{ kg / m de ancho}$$

$$W_{cmu} = 1.4 * W_{cm} = 1.4 * 480 = 672 \text{ kg / m de ancho}$$

$$M_{cm} = 672 * 1.7^2 / 10 = 194.21 \text{ kg - m}$$

2.7.2.2.2. Momento debido a la sobrecarga

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

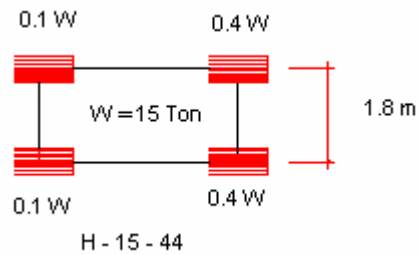
$$M_{cv} = (S + 0.6) / 975 * P15$$

Siendo: S = luz libre entre vigas.

$P15$ = peso total de sobrecarga de camión.

De acuerdo a la sobrecarga utilizada se tiene:

Figura 4. Sobrecarga, camión Standard H-15-44



Corte máximo $W = \text{brazo} * W$

$$W = 0.4 * 15 = 6 \text{ Ton.} = 6,000 \text{ kg}$$

Carga actuante $P15 = W * 1.7$

$$P15 = 6,000 * 1.7 = 10,200 \text{ kg}$$

$$M_{cv} = (1.7 + 0.6) / 9.75 * 10,200 = 2,406.15 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.2.3. Momento debido al impacto

El momento debido al impacto está especificado como una fracción de la carga viva y puede determinarse por la fórmula AASHTO 1.2.12. grupo C :

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

Donde:

I = fracción de impacto, siendo $I_{max} = 30\%$.

L = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo.

$$I = 15 / (8 + 38) = 0.33 \text{ mayor que el máximo, por lo tanto usar } 0.3$$

$$MI = I * M_{cv}$$

$$MI = 0.3 * 2,406.15 = 721.84 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.2.4. Momento total

El momento total es la suma de los momentos calculados anteriormente.

$$M_t = M_{cm} + M_{cv} + MI$$

$$M_t = 194.21 + 2,406.15 + 721.84 = 3,322.2 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.3. Chequeo de peralte

De acuerdo a la especificación ACI, se procede a calcular el peralte mínimo con la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \cdot \rho \cdot F_y \cdot b \cdot (1 - 0.59 \cdot \rho \cdot F_y / F'_c)}}$$

Donde:

$$M_u = 3,322.2 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi = 0.9$$

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

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

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

$$\rho = 0.0277$$

Da como resultado: $d = 7.79 \text{ cm}$

Determinando el peralte mínimo, éste debe ser menor que el canto eficaz, siendo éste:

Canto eficaz = espesor total – recubrimiento

$d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm}$. Lo que quiere decir que el peralte asumido está correcto.

2.7.2.4. Cálculo del refuerzo A_s para momento de flexión

Se utilizará la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[b \cdot d \cdot \sqrt{\frac{(b \cdot d)^2 \cdot (M_u \cdot b)}{0.003825 \cdot F'_c}} \right] \cdot \frac{0.85 \cdot F'_c}{F_y}$$

Donde:

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

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 3,322.2 \text{ kg} - \text{m}$$

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

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

Lo que da como resultado un $A_s = 7.78 \text{ cm}^2$.

Determinando el A_{smin} y A_{smas} se verificará si el A_s está en el rango. Según norma ACI se tiene:

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

$$\rho_{min} = 14.1 / F_y$$

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

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_b = \beta_1 * (0.85 * F'_c / F_y) * (6,120 / (6,120 + F_y))$$

Donde:

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

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

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

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

$$\beta_1 = 0.9$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$P_{\min} = 0.005$$

$$A_{s\min} = 8.78 \text{ cm}^2$$

$$P_b = 0.037$$

$$P_{\max} = 0.0185$$

$$A_{s\max} = 32.37 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor que el área de acero mínima , utilizar:

$$A_{s\min} = 8.78 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No 4, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No 4 @ 14 cm perpendicular al tráfico.

2.7.2.5. Cálculo del As de repartición

Según especificación AASHTO 3.24.10.1, se coloca área de acero para suministrar distribución lateral de las cargas vivas concentradas, ubicándolo transversalmente a la dirección del refuerzo principal en todas las losas.

Se utilizará la siguiente fórmula:

$$\% = 121 / \sqrt{L}$$

donde el % deberá ser $< 67 \%$

$$\% = 121 / \sqrt{1.7} = 92.8 \%$$

Como no cumple la condición, utilizar 67% .

El acero por repartición se determina multiplicando el porcentaje calculado por la cantidad de acero por flexión, con una distribución proporcional en el área equivalente a $L / 2$ al centro de la sección, en los extremos con una longitud igual a $L / 4$, se coloca como refuerzo el 50% del área de acero de $L / 2$.

$$As_{rep} = \% * As$$

$$As_{rep} = 0.67 * 8.78 = 5.88 \text{ cm}^2 \text{ en } L / 2$$

$$2.94 \text{ cm}^2 \text{ en } L / 4$$

Utilizando refuerzo No 3, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No 3 @ 10 cm en $L / 2$

No 3 @ 10 cm en $L / 4$

2.7.2.6. Cálculo de As por temperatura

Según especificación AASHTO 8.20.1, el área total de refuerzo suministrado será al menos de $2.64 \text{ cm}^2 / \text{m}$, en cada dirección.

El refuerzo por temperatura se calcula con la siguiente fórmula:

$$A_{temp} = 0.002 * b * T$$

$$A_{temp} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2 > 2.64 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

Utilizando refuerzo No 3, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No 3 @ 17 cm, en ambos sentidos, este deberá colocarse en la cama superior.

2.7.3. Diseño de la acera

2.7.3.1. Cálculo del momento

Para el cálculo del momento se debe de determinar la carga producida por el peso propio de la acera; con lo cual se tiene:

- Carga muerta:

$$W_{acera} = T * L * W_c = 0.15 * 0.75 * 2,400 = 270 \text{ kg / m}$$

$$W_{poste} = 0.15 * 0.15 * 2,400 = 54 \text{ kg / m}$$

$$W_{cm} = W_{acera} + W_{poste} = 270 + 54 = 324 \text{ kg / m}$$

$$W_{cmu} = 1.4 * W_{cm} = 1.4 * 324 = 453.6 \text{ kg / m}$$

- Carga viva:

$$W_{baranda (v)} = 149 \text{ kg / m}$$

$$W_{baranda (h)} = 447.27 \text{ kg / m}$$

$$W_{viva} = 300 \text{ kg / m}$$

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ W_{cv} = 896.27 \text{ kg / m} \end{array}$$

$$W_{cvu} = W_{cv} * 1.7 = 896.27 * 1.7 = 1,523.2 \text{ kg / m}$$

- Carga total:

$$W_t = W_{cmu} + W_{cvu}$$

$$W_t = 453.6 + 1,523.2 = 1,976.8 \text{ kg / m}$$

Para calcular el momento se aplica la siguiente fórmula:

$$M = Wt * L^2 / 2$$

Donde: Wt = carga total

L = longitud de la acera

$$M = 1,976.8 * 0.75^2 / 2 = 555.97 \text{ kg / m}$$

2.7.3.2. Cálculo del refuerzo transversal

Utilizando las fórmulas para el cálculo del A_s se tiene:

Datos:

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

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

$$M_u = 555.97 \text{ kg / m}$$

El resultado es:

$$A_s = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 23.13 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero es menor al área de acero mínima, utilizar:

$$A_{s\text{mín}} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No 4, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No 4 @ 20 cm.

2.7.3.3. Cálculo del refuerzo longitudinal

Para el cálculo del refuerzo longitudinal se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_s = 67 \% * A_s \text{ transversal}$$

$$A_s = 0.67 * 6.28 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No 4, el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No 4 @ 30 cm.

2.7.3.4. Cálculo del refuerzo por temperatura

Para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_{\text{temp}} = 0.002 * b * T$$

$$A_{\text{temp}} = 0.002 * 100 * 15 = 3 \text{ cm}^2 > 2.64 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

Utilizando refuerzo No 3 , el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No 3 @ 20 cm, en ambos sentidos.

2.7.4. Diseño de vigas

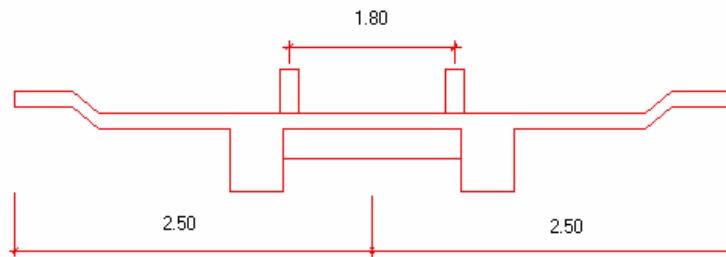
Debido al predimensionamiento de la sección de viga, se establecieron las dimensiones siguientes:

Base 0.30 m y peralte 0.70 m.

2.7.4.1. Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas, $S = 2 \text{ m} > 1.80$, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

Figura 5. Diagrama de posición de cargas para obtener momentos máximos



2.7.4.1.1. Reacción de carga que absorbe la viga

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$S / 1.75$; en donde S es la separación máxima entre vigas.

$$\text{Fracción de carga} = 1.7 / 1.75 = 0.97$$

La carga por rueda se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Carga rueda trasera} = 0.4 * W * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$$

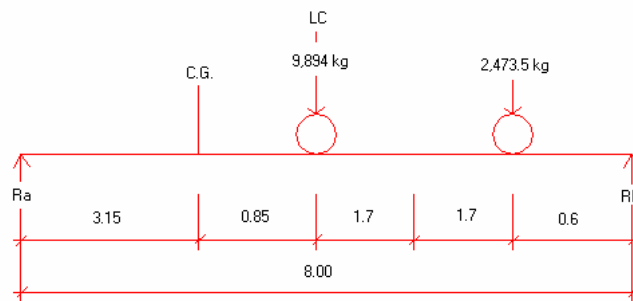
$$\text{Carga rueda trasera} = 0.4 * 15,000 * 0.97 * 1.7 = 9,894 \text{ kg}$$

Carga rueda delantera = $0.1 * W * \text{fracción de carga} * \text{factor de carga última}$

Carga rueda delantera = $0.1 * 15,000 * 0.97 * 1.7 = 2,473.5 \text{ kg}$

Los momentos máximos debidos a la sobrecarga se calculan respecto al siguiente diagrama de cargas:

Figura 6. Diagrama de cargas para obtener momentos máximos



Analizando por estática el diagrama de cargas anterior, se obtiene la reacción que existe en el apoyo a (Ra).

$$-(0.6 * 2473.5) - (4 * 9,894) + (8 * Ra) = 0$$

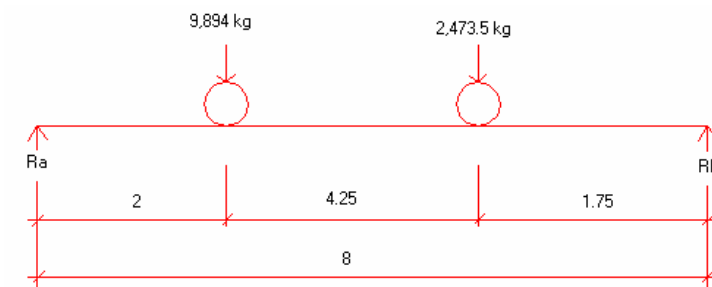
$$Ra = 5,132.51 \text{ kg}$$

El momento debido a la sobrecarga se obtiene al multiplicar el valor de Ra por su brazo.

$$M_{\text{max}} = 5,132.51 * 4.85 = 24,892.67 \text{ kg} - \text{m}$$

De la misma forma se analiza la viga a 2 m del apoyo; variando únicamente la posición de la sobrecarga.

Figura 7. Diagrama de cargas para obtener momentos a 2 m del apoyo



Analizando por estática el diagrama de cargas, se obtiene la reacción que existe en el apoyo a (Ra).

$$-(1.75 * 2,473.5) - (6 * 9,894) + (8 * Ra) = 0$$

$$Ra = 7,961.57 \text{ kg}$$

El momento a 2 m del apoyo es:

$$M_{2 \text{ m}} = 7,961.57 * 2 = 15,923.16 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.4.2. Cálculo del momento debido al impacto

Del concepto de impacto mencionado anteriormente se tiene:

$$I = 15 / (L + 38) = 15 / (8 + 38) = 0.33 \quad I_{\text{max}} = 30 \%$$

Siendo el momento máximo:

$$MI_{\text{máx}} = 0.3 * M_{\text{máx}} \text{ s.c.}$$

$$MI_{\text{máx}} = 0.3 * 24,892.67 = 7,467.8 \text{ kg} - \text{m}$$

De la misma forma se obtiene el momento a 2 m del apoyo:

$$M_{I \text{ máx a } 2m} = 0.3 * M_{2 \text{ m}}$$

$$M_{I \text{ máx a } 2m} = 0.3 * 15,923.16 = 4,776.95 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.4.3. Cálculo del momento por carga muerta

El momento debido a la carga muerta es la sumatoria de los momentos que actúan en la viga.

$$W_{\text{losa}} = 1.7 * 0.2 * 2,400 = 816 \text{ kg / m}$$

$$W_{\text{acera}} = 0.15 * 0.75 * 2,400 = 270 \text{ kg / m}$$

$$W_{\text{nervio}} = 0.7 * 0.3 * 2,400 = 504 \text{ kg / m}$$

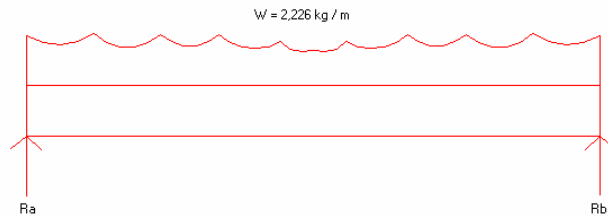
$$\text{-----}$$
$$C_{cm} = 1,590 \text{ kg / m}$$

$$C_{cmu} = 1.4 * C_{cm}$$

$$C_{cmu} = 1.4 * 1,590 = 2,226 \text{ kg / m}$$

El $M_{\text{máx cm}}$ y el $M_{\text{máx cm a } 2 \text{ m}}$, se calculan respecto al siguiente diagrama de cargas:

Figura 8. Diagrama de carga muerta



Analizando la viga por estática se obtiene la reacción Ra:

$$R_a = 2,226 * 8 * 4 / 8 = 8,904 \text{ kg}$$

Una vez determinada la reacción se obtiene la ecuación de momentos:

$$E_c = 8,904 * X - 2,226 * X * X / 2$$

Sustituyendo valores en la ecuación de momentos se encuentra el momento máximo y el momento a 2m del apoyo:

$$M \text{ máx cm} = E_c \text{ 4 m} = 17,808 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M \text{ máx cm 2 m} = E_c \text{ 2 m} = 13,356 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.4.4. Cálculo del momento total

El momento total máximo se obtiene sumando los momentos actuantes en la viga.

$$M_t \text{ máx} = 24,892.67 + 7,467.8 + 17,808 = 50,168.47 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_t \text{ 2 m} = 15,923.16 + 4,776.95 + 13,356 = 34,056.11 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.4.5. Cálculo del refuerzo

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M = 50,168.47 \text{ kg} - \text{m}$$

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

$$d = 65 \text{ cm}$$

Según especificación ACI:

1. Revisando si es simplemente armada.

Se calcula el área de acero máximo con la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ máx} = \rho_{\text{máx}} * b * d = 0.0185 * 30 * 65 = 36.075 \text{ cm}^2$$

2. Calculando el area de acero con la fórmula antes citada (ver página 15) :

$$A_s = 35.64 \text{ cm}^2$$

Cómo el área de acero es menor que el área de acero máxima, se concluye que la viga no necesita refuerzo a compresión.

3. Revisando área de acero mínimo

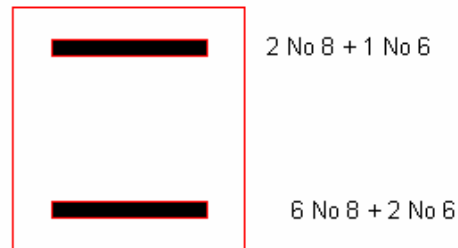
$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = 0.005 * 30 * 65 = 9.78 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_s \text{ mín}$ OK.

Proponiendo armado:

Figura 9. Detalle de armado al centro de la viga



Para el refuerzo a 2 m del apoyo se tiene:

$$M = 34,056.11 \text{ kg} - \text{m}$$

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

$$d = 65 \text{ cm}$$

Según especificación ACI:

1. Revisando si es simplemente armada.

$$A_s \text{ máx} = 0.0185 * 30 * 65 = 36.075 \text{ cm}^2$$

2. Calculando el A_s se tiene:

$$A_s = 22.81 \text{ cm}^2$$

Como el $A_s < A_s \text{ máx}$, se concluye que la viga no necesita refuerzo a compresión.

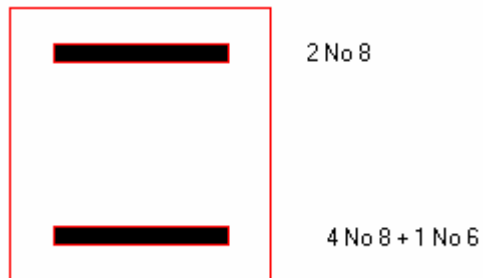
3. Chequeo de área de acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = 9.78 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_s \text{ mín}$ OK.

Proponiendo armado:

Figura 10. Detalle de armado a 2 m del apoyo de la viga



2.7.4.6. Diseño a corte

2.7.4.6.1. Esfuerzo por carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$V_{\text{máx}} = W * L / 2 = 2,226 * 8 / 2 = 8,904 \text{ kg}$$

Para obtener el diagrama de corte real se analiza la viga a 2m y 4m del apoyo y se calcula de la siguiente manera:

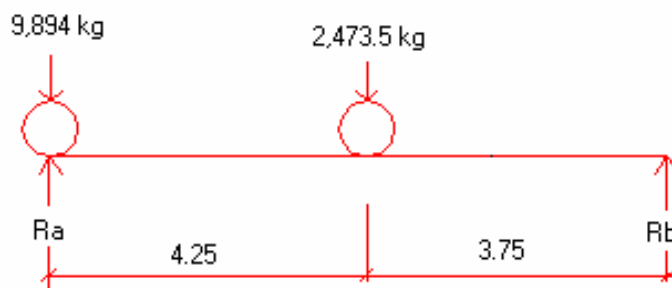
$$V_{2\text{m}} = 2,226 * 2 = 4,452 \text{ kg}$$

$$V_{4\text{m}} = 2,226 * 0 = 0 \text{ kg}$$

2.7.4.6.2. Esfuerzo por sobrecarga

El esfuerzo por sobrecarga se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente.

Figura 11. Diagrama de posición de cargas que producen corte máximo

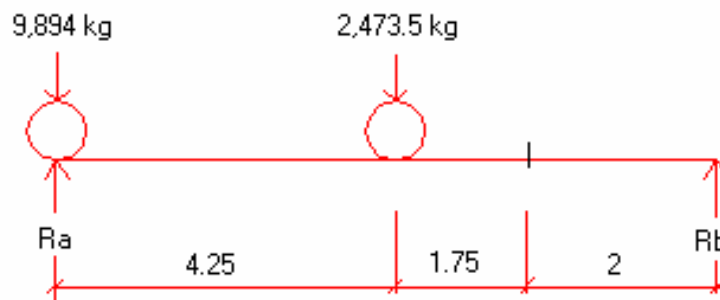


Realizando sumatoria de momentos en b igual a cero; se obtiene la reacción Ra, que a su vez es Vmáx.

$$-(3.75 * 2,473.5) - (8 * 9,894) + (8 * Ra) = 0$$

$$Ra = Vmáx = 11,053.45 \text{ kg}$$

Figura 12. Diagrama de posición de cargas para obtener corte a 2 m del apoyo



$$V_{2m} = 1.75 * 2,473.5 + 6 * 9,894 * 1 / 8 = 7,961.57 \text{ kg}$$

$$V_{4m} = 9,894 * 4 / 8 = 4,947 \text{ kg}$$

2.7.4.6.3. Esfuerzo debido al impacto

Se tomará como coeficiente de impacto $I = 30\%$ y se le aplicará a los esfuerzos obtenidos por sobrecarga.

$$VI_{\text{máx}} = 0.3 * 11,053.45 = 3,316.0354 \text{ kg}$$

$$VI_{2m} = 0.3 * 7,961.57 = 2,388.47 \text{ kg}$$

$$VI_{4m} = 0.3 * 4,947 = 1,484.1 \text{ kg}$$

2.7.4.6.4. Esfuerzos cortantes totales

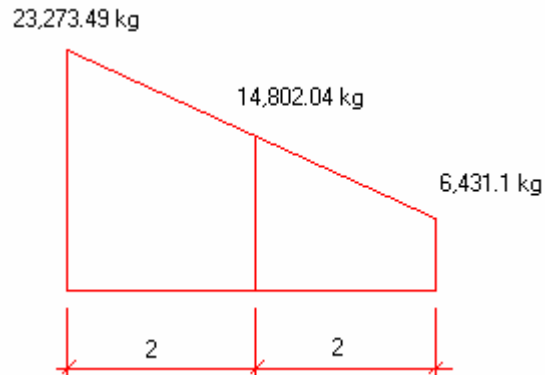
$$Vt_{\text{máx}} = 8,904 + 11,053.45 + 3,316.035 = 23,273.49 \text{ kg}$$

$$Vt_{2m} = 4,452 + 7,961.57 + 2,388.47 = 14,802.04 \text{ kg}$$

$$Vt_{4m} = 0 + 4,947 + 1,484.1 = 6,431.1 \text{ kg}$$

2.7.4.7. Cálculo del refuerzo

Figura 13. Diagrama de corte real

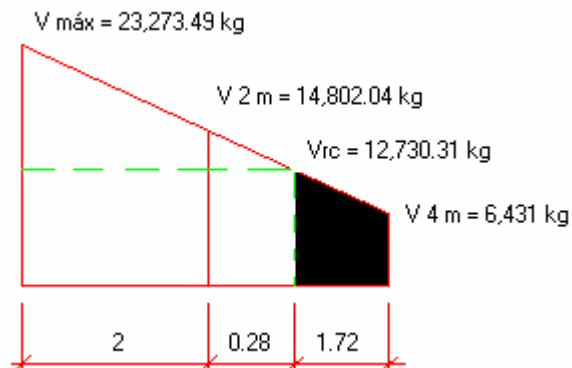


Con base al diagrama de corte real y con la siguiente fórmula, se calcula la fuerza última de resistencia del concreto a corte:

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{F_c} * b * d$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 12,730.31 \text{ kg}$$

Figura 14. Diagrama de corte de diseño



Por medio del diagrama de corte de diseño se obtiene el corte máximo ($V_{\text{máx}}$). Una vez determinados estos esfuerzos V_{rc} y $V_{\text{máx}}$; se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el acero; el cual se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$V_s = V_{\text{máx}} - V_{rc}$$

$$V_s = 23,273.49 - 12,730.31 = 10,543.18 \text{ kg}$$

Comprobando límites de espaciamiento:

$$\text{Si } \quad \emptyset * 1.1 * \sqrt{F_c} * b * d < V_s < 2.1 * \sqrt{F_c} * b * d$$

$$S_{\text{máx}} = S / 4$$

$$\text{Pero si } \quad V_s < \emptyset * 1.1 * \sqrt{F_c} * b * d$$

$$S_{\text{máx}} = d / 2$$

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 65 = 26,421.40 \text{ kg} > V_s$$

$$S_{\text{máx}} = d / 2 = 65 / 2 = 32.5 \text{ cm}$$

2.7.4.7.1. Cálculo del espaciamiento

Para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$S = A_v * F_y * d / V_s$$

Utilizando refuerzo No 3:

$$S = 2 * 0.71 * 2,810 * 65 / 10,543.18 = 24.60 \text{ cm}$$

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

Según especificación ACI, el primer estribo debe colocarse a $S / 2$ y por criterio con este espaciamiento utilizarlo para 5 estribos (ver figura 28).

2.7.5. Diseño de diafragmas

La especificación de AASHTO 8.12.1. indica, serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.

La especificación AASHTO 8.12.2. dice, que en construcción un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19 m).

Debido a que la luz del puente es de 8 m no se utilizará diafragma intermedio.

Por especificación AASHTO el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará con la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \text{Diafragma exterior} \quad h &= 0.5 * h \text{ viga} \\ h &= 0.5 * 0.7 = 0.35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 0.5 * b \text{ viga} \\ b &= 0.5 * 0.3 = 0.15 \text{ m} \end{aligned}$$

Se propone: peralte 50 cm y base 20 cm.

Según especificación AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección.

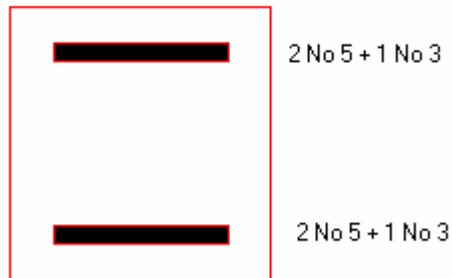
Según especificación ACI:

$$A_s \text{ mín} = 14.1 / F_y * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = 14.1 / 2,810 * 20 * 45 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado:

Figura 15. Refuerzo de diafragmas



2.7.5.1. Diseño a corte

Los valores de diseño se encontrarán al afectar los valores de las vigas principales en un 10%.

$$V_t \text{ máx} = 23,273.49 \text{ kg}$$

$$V = 23,273.49 * 0.10 = 2,327.35 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 45 = 5,875.52 \text{ kg}$$

Como $V_{rc} > V$

$$S = d / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$$

$$S = 22 \text{ cm}$$

Ver armado final en planos (ver figura 28).

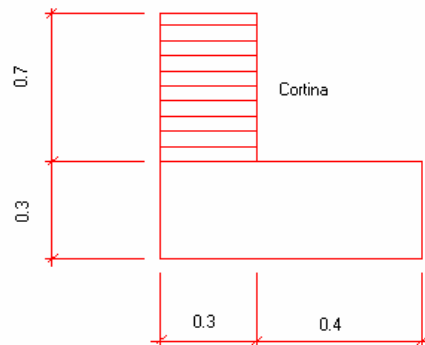
2.8. Diseño de la subestructura

La subestructura está compuesta por: cortina, viga de apoyo y estribos.

2.8.1. Diseño de la cortina

Para determinar la geometría de la cortina se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente y el espesor del apoyo de la superestructura, lo cual dio como resultado:

Figura 16. Geometría de la cortina y viga de apoyo



Según AASHTO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y la fuerza de sismo (EQ).

Para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de cargas.

Según AASHTO 1.2.22:

Grupo I: esfuerzo 100% $M = E * b$

Grupo III: esfuerzo 125% $M = E * b + FL * b$

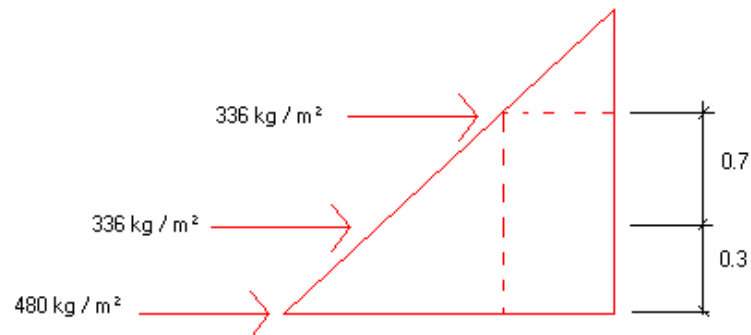
Grupo VII: esfuerzo 133% $M = E * b + EQ * b$

El momento máximo se determina comparando los tres grupos de cargas.

2.8.1.1. Empuje de la tierra (E)

De acuerdo a la especificación AASHTO 1.2.19, la cortina no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido igual a 480 kg / m^3 e incrementando la altura de relleno en 0.6 m.

Figura 17. Diagrama de presiones



$$E = 336 * 0.7 + 336 * 0.7 * 0.7 / 2 = 317.52 \text{ kg / m de ancho.}$$

2.8.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, FL será el 5% de la carga viva y su centro de gravedad se supone a 1.8 m sobre la rodadura.

El punto de aplicación se localiza en una distancia igual a la altura de la cortina.

$$CV = 0.05 * P15$$

$$CV = 0.05 * 15,000 = 750 \text{ kg}$$

$$FL = 750 / 1.8 = 417 \text{ kg / m de ancho}$$

$$\text{Punto de aplicación} = 0.7 \text{ m}$$

2.8.1.3. Fuerza de sismo (EQ)

Se utilizará un 8%, según criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala.

El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

$$\text{Peso Propio} = 2,400 * 0.3 * 0.7 = 504 \text{ kg / m}$$

$$EQ = 0.08 * 504 = 40.32 \text{ kg / m de ancho}$$

$$\text{Punto de aplicación} = 0.35 \text{ m}$$

2.8.1.4. Grupos de cargas

- Grupo I: esfuerzo 100%

$$M = E * b = E1 * b1 + E2 * b2$$

$$M100 = (336 * 0.7 * 0.7 / 2 + 336 * 0.7 * 0.7 / 2 * 0.7 / 3) = 101.53 \text{ kg-m}$$

- Grupo III: esfuerzo 125%

Es necesario reducirlo para poderlo expresar al 100%.

$$M = E * b + FL * b$$

$$M_{125} = 101.53 + 417 * 0.7 = 393.43 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{100} = 393.43 / 1.25 = 314.74 \text{ kg} - \text{m}$$

- Grupo VII: esfuerzo 133%

$$M = E * b + EQ * b$$

$$M_{133} = 101.53 * 1.08 + 40.32 * 0.35 = 123.76 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{100} = 123.76 / 1.33 = 93.05 \text{ kg} - \text{m}$$

El máximo momento le corresponde al grupo III, cuyo valor es:

$$M_{\text{max}} = 314.74 \text{ kg} - \text{m}$$

2.8.1.5. Cálculo del refuerzo

Se utiliza la fórmula citada anteriormente:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * F_c}} \right] * \frac{0.85 * F_c}{F_y}$$

Donde:

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

$$d = 67.5 \text{ cm}$$

$$Mu = 314.74 \text{ kg} - \text{m}$$

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

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

Se obtiene:

$$A_s = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 10.53 \text{ cm}^2$$

Como el A_s es menor que el $A_{s\text{mín}}$, utilizar:

$$A_{s\text{mín}} = 10.53 \text{ cm}^2$$

Proponiendo armado:

Utilizar 4 varillas No 6

2.8.1.6. Diseño a corte

$$V_{\text{máx}} = 317.52 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 67.5 = 13,219.93 \text{ kg}$$

Como $V_{rc} > V_{\text{máx}}$, el concreto resiste.

$$S_{\text{máx}} = d / 2 = 67.5 / 2 = 33.75$$

Utilizar No 3 @ 30 cm

2.8.2. Diseño de la viga de apoyo

Se diseñará por aplastamiento ya que no soporta flexión.

2.8.2.1. Carga muerta (CM)

$$W \text{ losa} = 2,400 * 1.7 * 0.20 * 4 = 3,264 \text{ kg}$$

$$W \text{ nervio} = 2,400 * 0.3 * 0.7 * 4 = 2,016 \text{ kg}$$

$$W \text{ diafragma} = 2,400 * 0.2 * 0.5 * 1.7 = 408 \text{ kg}$$

$$W \text{ acera} = 2,400 * 0.15 * 0.75 * 4 = 1,080 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ \text{CM} = 6,768 \text{ kg} \end{array}$$

2.8.2.2. Carga viva (CV)

$$\text{Sobrecarga} = 4,285.71 \text{ kg}$$

$$\text{Impacto} = 1,285.71 \text{ kg}$$

$$\text{Banqueta (AASHTO 1.2.11 - A)} = 416.15 \text{ kg}$$

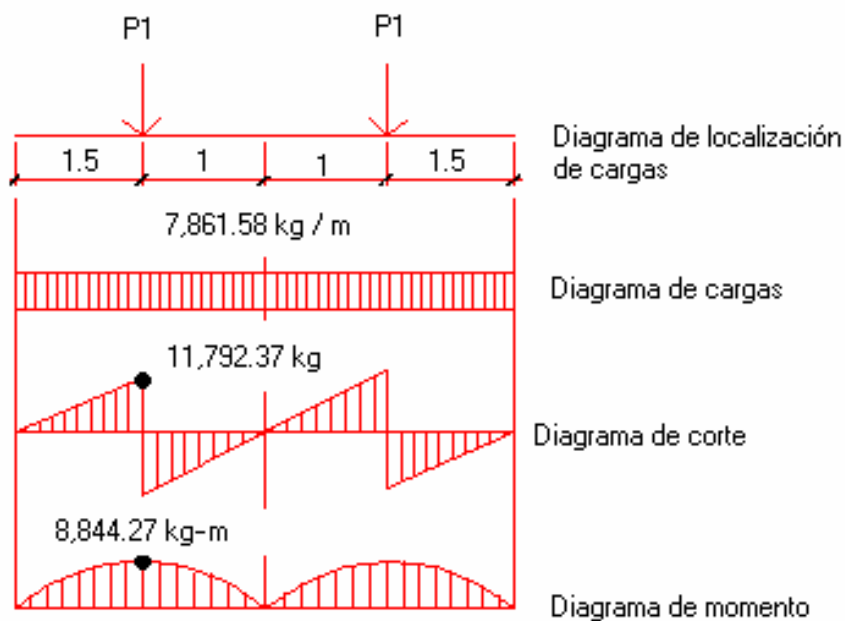
$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ \text{CV} = 5,987.5 \text{ kg} \end{array}$$

2.8.2.3. Carga total (P1)

$$P1 = CV + CM$$

$$P1 = 5,987.5 * 1.7 + 6,768 * 1.4 = 19,653.95 \text{ kg}$$

Figura 18. Diagrama de localización de cargas, de cargas, de corte y momento



2.8.2.4. Cálculo del refuerzo

Del diagrama de momentos se obtiene:

$$M_{\text{diseño}} = 8,844.27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Datos:

$$d = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

Utilizando las fórmulas antes citadas para las áreas de acero se tiene:

$$A_s = 13.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 9.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 35.61 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s \text{ mín} = 9.65 \text{ cm}^2 < A_s = 13.45 \text{ cm}^2 < A_s \text{ máx} = 35.61 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

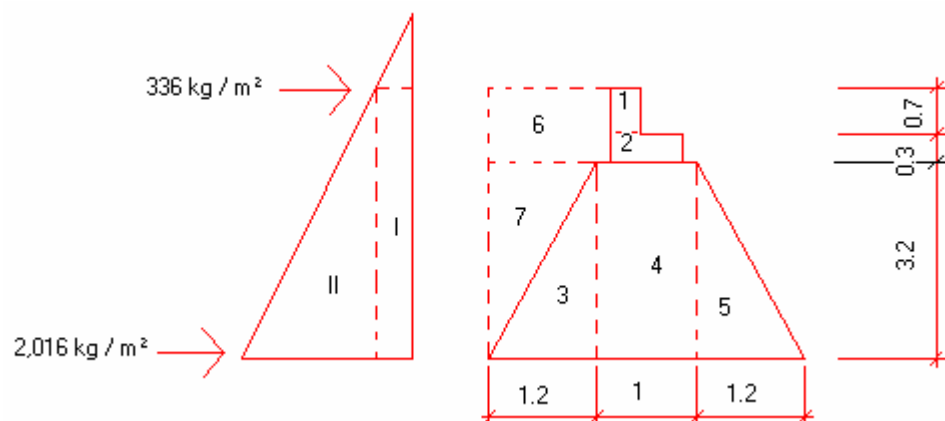
Utilizar 4 No 6 + 2 No 4

2.8.3. Diseño del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

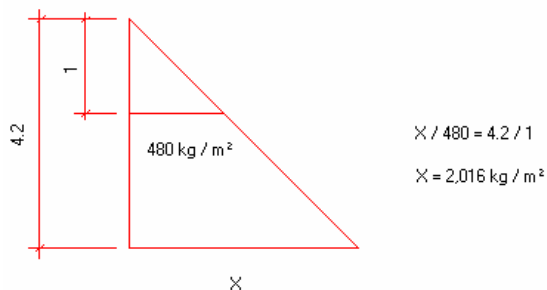
La geometría del estribo será la siguiente:

Figura 19. Geometría y diagrama de presiones del estribo



Para el cálculo de la presión en al cota de cimentación se utiliza una relación de triángulos:

Figura 20. Relación de triángulos para obtener la presión en la cota de cimentación



2.8.3.1. Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo es producto del empuje de la tierra sobre el estribo y se determina de la siguiente manera:

Seccion I:

Empuje = presión * altura

Empuje = $336 * 4.20 = 1,411.2 \text{ kg}$

B.P. = $4.2 / 2 = 2.10 \text{ m}$

Momento = E * B:P:

$M = 1,411.2 * 2.10 = 2,963.52 \text{ kg - m}$

Para la sección II se tiene:

Tabla I. Cálculo del momento de volteo

Sección	Altura	Presión	Empuje	B.P	Momento
I	4.2	336	1,411.2	2.10	2,963.52
II	2.10	2,016	4,233.6	1.4	5,927.04

$$E = 5,644.8 \text{ kg} \quad MV = 8,890.56 \text{ kg} - \text{m}$$

2.8.3.2. Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno; para la sección I se tiene:

$$\text{Área} = 0.3 * 0.7 = 0.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 0.3 * 0.7 * 2,400 * 1 = 504 \text{ kg}$$

$$\text{B:P:} = 2.2 - 0.15 - 0.15 = 1.9 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 504 * 1.9 = 957.6 \text{ kg} - \text{m}$$

Para las demás secciones se tiene:

Tabla II. Cálculo del momento estabilizante

Sección	Área	Peso	B.P	Momento
1	0.21	504	1.9	957.6
2	0.21	504	1.7	856.8
3	1.92	4,800	2.6	12,480
4	3.2	8,000	1.7	13,600
5	1.92	4,800	0.8	3,840
6	1.35	2,565	2.73	7,002.45
7	1.92	3,648	3	10,944

$$W = 24,821 \text{ kg} \quad ME = 49,680.85 \text{ kg} - \text{m}$$

2.8.3.3. Revisión del muro sin superestructura

Se harán las verificaciones para un muro de contención por gravedad:

$$\text{Volteo} = ME / MV > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = W / E > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = W / A * [1 \pm (6 * e / b)] < 15,000 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

En donde:

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área

e = excentricidad = $b / 2 - a$

$a = (ME - MV) / W$

b = base

- **Revisión de volteo**

$$ME / MV = 49,680.85 / 8,890.56 = 5.58 > 1.5 \text{ OK.}$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = 0.5 * W / E = 0.5 * 24,821 / 5,644.8 = 2.19 > 1.5 \text{ OK.}$$

Como la diferencia en ambos chequeos es mayor que 1.5, se asume que la estructura por si sola resistirá el volteo y el deslizamiento.

- **Revisión de presiones**

$$a = (ME - MV) / W = (49,680.85 - 8,890.56) / 24,821 = 1.645 \text{ m}$$

$$3 * a = 4.93 \text{ m}$$

$$e = b / 2 - a = 3.4 / 2 - 1.64 = 0.06$$

$$P \text{ máxima} = 24,821 / (3.4 * 1) * [1 + (6 * 0.06) / 3.4]$$

$$P \text{ máxima} = 8,073.26 \text{ kg / m}^2 < 15,000 \text{ kg / m}^2 \text{ OK.}$$

$$P \text{ mínima} = 24,821 / (3.4 * 1) * [1 - (6 * 0.06) / 3.4]$$

$$P \text{ mínima} = 6,527.32 \text{ kg / m}^2 > 0 \text{ OK.}$$

Como la presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero; el muro resiste las presiones.

2.8.3.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

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

- **Carga muerta y viva**

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

$$CM = 6,768 * 1.4 = 9,475.2 \text{ kg}$$

$$CV = 5,987.5 * 1.7 = 10,178.75 \text{ kg}$$

$$CM + CV = 19,654.08 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.7 \text{ m (punto medio de la base)}$$

$$ME2 = (CM + CV) * \text{brazo}$$

$$ME2 = 19,654.08 * 1.7 = 33,411.94 \text{ kg - m}$$

$$\text{MET} = \text{ME}_2 + \text{ME}$$

$$\text{MET} = 33,411.94 + 49,680.85 = 83,092.79 \text{ kg} - \text{m}$$

Revisión de presiones:

$$a = (\text{MET} - \text{MV}) / [(\text{CM} + \text{CV}) + \text{W}]$$

$$a = (83,092.79 - 8,890.56) / (19,654.08 + 24,821) = 1.67 \text{ m}$$

$$3 * a = 5$$

$$e = 3.4 / 2 - 1.67 = 0.03$$

$$P \text{ máxima} = [(\text{W} + \text{CM} + \text{CV}) / \text{A}] * [1 + (6 * e) / b]$$

$$P \text{ máxima} = [(24,821 + 19,654.08) / 3.4] * [1 + (6 * 0.03) / 3.4]$$

$$P_{\text{máxima}} = 13,773.42 \text{ kg} / \text{m}^2 < 15,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$P \text{ mínima} = 12,388.39 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \quad \text{OK.}$$

La estructura si resiste las presiones.

2.8.3.5. Revisión del muro con sismo (sin carga viva)

Para esta revisión se toman los momentos de volteo en el sentido horizontal.

$$W_2 = \text{W} + \text{Cm}$$

$$W_2 = 24,821 + 9,475.2 = 34,296.2 \text{ kg}$$

$$\text{ME}_3 = \text{ME} + (\text{CM} * \text{brazo})$$

$$\text{ME}_3 = 49,680.85 + (9,475.2 * 1.7) = 65,788.69 \text{ kg} - \text{m}$$

Fuerza horizontal:

$$FH = 1.08 * E + 0.08 * W2$$

$$FH = 1.08 * 5,644.8 + 0.08 * 34,296.2 = 8,840.08 \text{ kg}$$

Momento de volteo:

Tabla III. Cálculo de momento de volteo sentido horizontal

Sección	Peso	B.P	Momento
1	504	3.85	1,940.4
2	504	3.35	1,688.4
3	4,800	1.07	5,136
4	8,000	1.6	12,800
5	4,800	1.07	5,136
6	2,565	3.7	9,490.5
7	3,648	2.13	7,770.24

$$MV2 = 43,961.54 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MEQ = 0.08 * MV2$$

$$MEQ = 0.08 * 43,961.54 = 3,516.92 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MV3 = (1.08 * MV) + (CM * 0.08 * h) + MEQ$$

$$MV3 = (1.08 * 8,890.56) + (9,475.2 * 0.08 * 3.5) + 3,516.92 = 15,771.78 \text{ kg-m}$$

Chequeo de volteo:

$$V = ME3 / MV3 = 65,788.69 / 15,771.78 = 4.17 > 1.5 \text{ OK.}$$

Chequeo de deslizamiento:

$$D = (0.5 * W2) / FH = 0.5 * 34,296.2 / 8,840.08 = 1.93 > 1.5 \text{ OK.}$$

Como ambos resultados son mayores que 1.5, la estructura si resiste.

Revisión de presiones:

$$a = (ME3 - MV3) / W2$$

$$a = (65,788.69 - 15,771.78) / 34,296.2 = 1.45 \text{ m}$$

$$e = 3.4 / 2 - 1.45 = 0.25 \text{ m}$$

$$P \text{ máxima} = (W2 / A) * [1 + (6 * e) / b]$$

$$P \text{ máxima} = (34,296.2 / 3.4) * [1 + (6 * 0.25) / 3.4]$$

$$P \text{ máxima} = 14,537.32 \text{ kg} / \text{m}^2 < 15,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \text{ OK.}$$

$$P \text{ mínima} = 5,636.91 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \text{ OK.}$$

Como ambas presiones están dentro de los parámetros de diseño; la estructura sí resiste las presiones.

2.9. Presupuesto

En la integración del presupuesto se consideró como costos directos: la mano de obra calificada, no calificada, los materiales de construcción y el transporte de los mismos. Como costos indirectos se consideraron: la supervisión técnica, costos de administración y la utilidad; para estos costos se asumió un 10% del costo total de la obra.

Los salarios de mano de obra se tomaron con base a los que se pagan en la región.

Los precios de los materiales se establecieron de acuerdo a los que se manejan en la región.

Proyecto: **Puente vehicular para la aldea Los Cerritos, Sansare, El Progreso**

Tabla IV. Resumen del presupuesto del puente vehicular

No	Elemento	Cantidad	Unidad	P.U	Total
1	Losa de rodadura	28	m ²	1,121.87	31,412.39
2	Vigas principales	16	ML	1,080.83	17,293.41
3	Diafragmas	4.6	ML	889.01	4,089.45
4	Postes + barandas	10	U	444.93	4,449.38
5	Cortina y viga de apoyo	5	ML	1,235.02	6,175.11
6	Estribos	156.28	m ³	568.93	88,911.88
7	Fletes	Global	1	5,000	5,000
Sub total =					157,331.62
8	Supervisión técnica	Global	10%	15,733.16	15,733.16
9	Costos de administración	Global	10%	15,733.16	15,733.16
10	Utilidad	Global	10%	15,733.16	15,733.16

Total = Q 204,531.10

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA TRES PUENTES

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la introducción de agua potable a la aldea Tres Puentes, Sansare, El Progreso; beneficiando con esto a 34 familias.

El sistema propuesto está constituido por 732 ml de tubería PVC, 2 captaciones, 1 caja unificadora de caudales, un tanque de distribución y conexiones de tipo predial; el sistema será por gravedad.

3.2. Levantamiento topográfico

El tipo de levantamiento topográfico realizado fue taquimétrico; el cual proporciona ángulos verticales, horizontales y lectura de hilos.

El equipo utilizado fue el siguiente:

1 Teodolito marca SOKKISHA TM20 HS serie D 10132

1 Estadal de 4 m

1 Cinta métrica de 50 m

2 Plomadas

Estacas

La libreta topográfica se encuentra en el apéndice (tabla XI).

3.3. Captación

Es la obra que se construye con fines de recolectar el agua de la fuente. La fuente del sistema es un brote definido en ladera y se captan dos nacimientos, denominados: nacimiento 1 y nacimiento 2. La estructura será de concreto reforzado, con un volumen de almacenamiento de 0.6 m^3 (ver figura 33).

3.4. Caudal de aforo

El aforo se realizó en época de estiaje. El método utilizado para aforar los nacimientos fue el volumétrico; los resultados obtenidos fueron:

Tabla V. Aforo nacimiento 1

AFORO	TIEMPO (s)	VOLUMEN (gal)
1	104	5
2	110	5
3	110	5
4	106	5
Total	430 segundos	20 galones

$$\text{Caudal} = Q = \text{Volumen} / \text{tiempo}$$

$$Q = 20 \text{ gal} / 430 \text{ s} = 0.046 \text{ gal} / \text{s}$$

$$Q = 0.18 \text{ L} / \text{s}$$

Tabla VI. Aforo nacimiento 2

AFORO	TIEMPO (s)	VOLUMEN (gal)
1	150	5
2	158	5
3	159	5
4	159	5
Total	626 segundos	20 galones

$$Q = 75.71 \text{ l} / 626 \text{ s} = 0.12 \text{ L} / \text{s}$$

$$\text{Caudal total} = Q \text{ nacimiento 1} + Q \text{ nacimiento 2}$$

$$QT = 0.18 + 0.12 = 0.3 \text{ L} / \text{s}$$

3.5. Caja unificadora de caudales

Es una caja a la cual llegan las aguas de dos o más captaciones.

La caja unificadora de caudales será de concreto reforzado; con un volumen de almacenamiento de 1 m^3 , está ubicada en la estación E-1.

3.6. Válvulas de aire

Son mecanismos que permiten expulsar el aire acumulado en la tubería, en los puntos altos de la misma. La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación de agua.

Se propuso colocar dos válvulas de aire; la primera en la estación E-14 y la segunda en la estación E-16.

3.7. Período de diseño

Es el tiempo durante el cual la capacidad de la estructura o sistema puede atender la demanda con eficiencia.

El período utilizado en el presente proyecto es de 22 años, considerando 2 años de trámites respectivos.

3.8. Estimación de la población de diseño

Por ser una población pequeña se recurrió al conteo de las viviendas y al número promedio de habitantes por vivienda.

Los resultados fueron los siguientes:

34 viviendas

5 habitantes / vivienda

Para determinar la población actual bastaría multiplicar el número total de viviendas por el número adoptado de habitantes.

$$34 \text{ viviendas} * 5 \text{ habitantes / vivienda} = 170 \text{ habitantes}$$

Utilizando un crecimiento poblacional promedio del 3%, (según la jefatura departamental de salud) y utilizando la siguiente ecuación se tiene:

$$Pf = Po * (1 + R) ^ n$$

Donde:

Pf = Población futura.

Po = Población actual.

R = Tasa de crecimiento

n = período de diseño

$$Pf = 170 * (1 + 0.03) ^ 22 = 326 \text{ habitantes para el año 2024}$$

3.9. Dotación

Se define como la cantidad de agua que se le proporciona a cada habitante en un día. Se expresa en litros por habitante por día (L / hab. / d).

La dotación para una comunidad rural depende de las costumbres, clima, del tipo de magnitud de la fuente, de la calidad del agua, de la actividad productiva, etc. Sin embargo la magnitud de la fuente puede llegar a ser determinante para fijar el valor (como en este caso). Por tal razón se determinó la siguiente dotación:

$$\text{Dotación} = 80 \text{ L / hab. / d}$$

3.10. Determinación de caudales

Se pueden considerar los siguientes caudales:

- Caudal medio diario (cmd).
- Caudal máximo diario (cmd).
- Caudal máximo horario (cmh).

3.10.1. Caudal medio diario

Es el resultado de multiplicar la dotación adoptada por el número de habitantes para el final del período de diseño.

$$Q_m = (\text{dotación} * \text{población futura}) / 86,400 \text{ s / d}$$

$$Q_m = (80 \text{ L / hab / d} * 236 \text{ hab}) / 86,400 \text{ s / d}$$

$$Q_m = 0.30 \text{ L / s}$$

3.10.2. Caudal máximo diario

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante un año.

- **Factor de día máximo**

Sirve para compensar la variación en el consumo de agua por parte de la comunidad en un período de tiempo determinado.

El factor de día máximo varía de 1.2 – 1.8; se utilizó 1.5 tomando en cuenta el tamaño de la población.

$$Q_{md} = \text{factor día máximo} * Q_m$$

$$Q_{md} = 1.5 * 0.3 = 0.45 \text{ L / s}$$

3.10.3. Caudal máximo horario

Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máxima.

- **Factor hora máxima:**

Es el factor relacionado con el número de habitantes y sus costumbres. Este factor varía entre 1.8 – 2.5; se utilizó 2.1 tomando en cuenta las costumbres de la población.

$$Q_{mh} = \text{factor hora máxima} * Q_m$$

$$Q_{mh} = 2.1 * 0.30 = 0.63 \text{ L / s}$$

3.11. Parámetros de diseño

Sistema	por gravedad
Período de diseño	22 años
Población actual	170 habitantes
Población de diseño	326 habitantes
Conexiones	34 conexiones
Dotación	80 L / hab / d
Caudal de aforo	0.3 L / s
Presión mínima	10 m.c.a.
Presión máxima	40 m.c.a.
Velocidad mínima	0.6 m / s
Velocidad máxima	4 m / s
Tubería	PVC
% incremento longitud	3%

3.12. Diseño de la línea de conducción

Es la tubería que transporta el caudal máximo diario desde la captación hasta el tanque de distribución.

Las conducciones pueden ser por gravedad o por bombeo, en este caso se utilizó por gravedad.

Para el diseño se usa la siguiente fórmula:

$$\text{Hazen – Williams} \quad H_f = (1743.81141 * L * Q^{1.85}) / (C^{1.85} * D^{4.87})$$

Donde:

H_f = pérdida de carga (m)

L = longitud de tubería (m)

Q = caudal (L / s)

C = rugosidad en la tubería (PVC = 150)

D = diámetro de la tubería (pulg)

Despejando la incógnita “D” de fórmula de Hazen – Williams; se obtiene el diámetro de la tubería a utilizar:

$$D = [(1743.81141 * L * Q^{1.85}) / (C^{1.85} * H_f)]^{(1 / 4.87)}$$

Sustituyendo valores:

$$L = 493.08 * 1.03 = 507.87 \text{ m}$$

$$Q = 0.45 \text{ L / s}$$

$$C = 150$$

$$H_f = 100 - 31.266 = 68.734 \text{ m}$$

$$\text{Resultado: } D = 0.768 \text{ ''}$$

De lo cual se toma como valor de diámetro:

$$D = 1''$$

Para calcular la pérdida de carga (H_f), utilizamos la ecuación de Hazen – Williams:

Con:

$$Q = 0.45 \text{ L / s}$$

$$C = 150$$

$$D = 1'' - \text{diámetro interior } 1.195''$$

$$L = 507.87 \text{ m}$$

Se obtiene una pérdida de carga de:

$$H_f = 8\text{m}$$

Para revisar las velocidades se utiliza la fórmula siguiente:

$$V = Q / (\pi / 4 * D^2) \text{ en donde}$$

$$Q = \text{caudal (m}^3 / \text{s)}$$

$$D = \text{diámetro (m)}$$

$$V = 0.00045 / (\pi / 4 * 0.030^2)$$

$$V = 0.62 \text{ m / s} \quad 0.60 \text{ m / s} < 0.62 \text{ m / s} < 4 \text{ m / s} \quad \text{OK.}$$

Cota piezométrica (CP)

$$CP = \text{cota del terreno inicial} - H_f$$

$$CP = 100 - 8 = 92 \text{ m}$$

Cálculo de presiones (P)

$$P = \text{Cota piezométrica} - \text{cota del terreno final}$$

$$P = 92 \text{ m} - 31.266 \text{ m} = 60.734 \text{ m.c.a.}$$

Con base en los resultados obtenidos se determinó que el diámetro a utilizar en la línea de conducción es de 1 pulgada.

3.13. Diseño del tanque de distribución

El objetivo principal del tanque de distribución es cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día. Por otro lado también proporciona agua durante algunas horas en caso de emergencia, como una rotura o suspensión del servicio en la línea de conducción.

El tanque utilizado en el presente proyecto será semienterrado, de concreto reforzado, con un volumen de almacenamiento de 15 m^3 ; para su análisis se utilizó el método de bandas.

3.13.1. Método de bandas

Consiste en suponer líneas de discontinuidad (líneas imaginarias) en la estructura a analizar, donde cambia la dirección en que se transmite la carga sobre dicha estructura, al realizar esto se obtienen bandas que se analizan como vigas simplemente soportadas o empotradas.

A continuación se presenta a manera de ejemplo un caso típico del método aplicado al diseño del tanque; presentando los restantes en cuadro resumen (ver tabla XII).

Caso típico: banda 6L en pared, con banda 9L en losa de fondo, (ver figura 25).

Datos:

Largo = 3m

Ancho = 3m

Altura = 2m

Espesor de losa = 0.10m

Peso específico del concreto RC = 2.4 Ton / m³

Peso específico del suelo Rs = 1.6 Ton / m³

Constante de Ranking Ka = 0.33

Coefficiente de empuje lateral del suelo Cm = 1.4

F^c = 210 kg / cm²

Fy = 2,810 kg / cm²

Vs = 15 Ton / m²

Análisis

A. Presión sobre el fondo

$$P = (P \text{ muros} + P \text{ losa de fondo} + P \text{ tapadera} + P \text{ agua}) / A$$

Siendo:

P = peso propio de la estructura

A = área de contacto de la estructura con el suelo

$$\begin{array}{rcl} P \text{ muros} & = 4 * 3 * 2 * 0.10 + 4 * 0.10 * 0.10 * 2 & = 2.48 \\ P \text{ losa de fondo} & = 3.2 * 3.2 * 0.10 & = 1.024 \\ P \text{ tapadera} & = 3.2 * 3.2 * 0.10 & = 1.024 \\ P \text{ agua} & = 3 * 3 * 1 * 2 & = 18 \\ & & \text{-----} \\ & P & = 22.528 \text{ m}^3 \end{array}$$

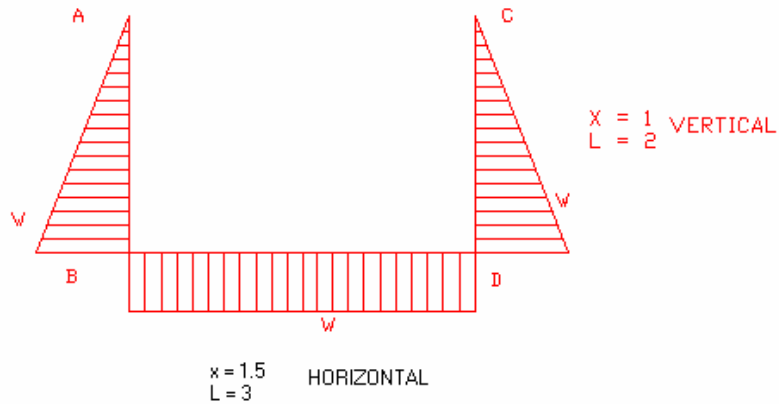
$$P = 22.528 * 2.4 / (3.2 * 3.2)$$

$$P = 5.28 \text{ Ton} / \text{m}^2 < 15 \text{ Ton} / \text{m}^2 \text{ OK.}$$

Como la presión en el fondo es menor que el valor soporte del suelo, se continúa con el análisis, caso contrario se deberá aumentar el área de contacto de la estructura con el suelo.

Diagrama de fuerzas a analizar:

Figura 21. Diagrama de fuerzas en banda, caso típico



B. Determinación de cargas

Bandas verticales

La carga para las bandas verticales estará dada por la siguiente ecuación:

$W = CM * Ka * Rs * H * A$, donde A = ancho de banda;

$$W = 1.4 * 0.33 * 1.6 * 2 * 0.33 = 0.4878 \text{ Ton / m}$$

$$W = 487.87 \text{ kg / m}$$

Bandas horizontals

La carga para la banda horizontal estará dada por la siguiente ecuación:

$W = CM * Rc * e * A$ donde e = espesor de losa de piso

$$W = 1.4 * 2.4 * 0.10 * 0.33 = 0.1108 \text{ Ton / m} = 110.88 \text{ kg / m}$$

C. Determinación de momentos fijos

Para calcular los momentos fijos habrá necesidad de determinar exactamente la banda a analizar, su longitud sometida a carga y su sentido. Para este caso:

Longitud vertical = 2 m

Longitud horizontal = 3 m

Bandas verticales: los momentos fijos para las bandas verticales se obtienen con la siguiente ecuación.

$$M_{fa} = (W * X^3) / L * [(2 * X^2) / (5 * L^2) - X / L + 2 / 3] =$$

$$M_{fa} = (W * L^2) / 30$$

$$M_{fa} = (487.87 * 2^2) / 30 = 65.05 \text{ kg-m}$$

$$R_a = (12 * M_{fa} * L^2 - 2 * W * X^3 * L + 3 * W * X^2 * L^2) / (6 * L^3)$$

$$R_a = (12 * 65.05 * 2^2 - 2 * 487.87 * 1^3 * 2 + 3 * 487.87 * 1^2 * 2^2) / (6 * 2^3)$$

$$R_a = 146.36 \text{ kg}$$

$$R_b = W * X - R_a$$

$$R_b = 487.87 * 1 - 146.36 = 341.51 \text{ kg}$$

Las reacciones R_a y R_b sólo sirven para determinar los M_f ; debiendo determinarse posteriormente las reacciones producidas por los verdaderos efectos.

$$M_{fb} = (M_{fa} - R_a * L + W * X^2 - 2 * W * X^3) / (3 * L)$$

$$M_{fb} = (65.05 - 146.36 * 2 + 487.87 * 1^2 - 2 * 487.87 * 1^3) / (3 * 2)$$

$$M_{fb} = -119.26 \text{ kg}$$

Bandas horizontales: el momento fijo se obtiene de la siguiente manera.

$$M_f = W * X^2 * (3 * L - 2 * X) / (6 * L)$$

$$M_f = 110.88 * 1.5^2 * (3 * 3 - 2 * 1.5) / (6 * 3)$$

$$M_f = 83.16 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento al centro (sin corregir)

$$M = (W * X^3) / (3 * L)$$

$$M = (110.88 * 1.5^3) / (3 * 3) = 41.58 \text{ kg} - \text{m}$$

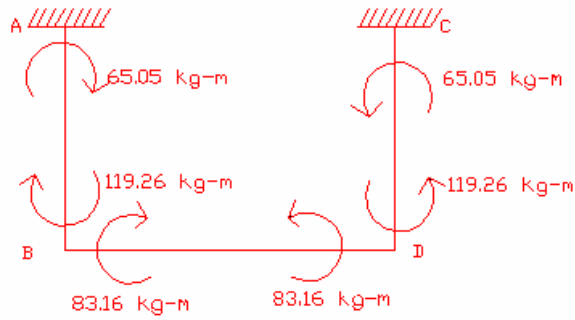
$$R = W * X$$

$$R = 110.88 * 1.5 = 166.32 \text{ kg}$$

D. Distribución de momentos

Los momentos se obtienen al aplicar el método de Cross al marco:

Figura 22. Distribución de momentos en banda, caso típico



Nota: Se analizará sólo un lado por ser simétrico.

Para el cálculo se utilizarán las siguientes rigideces:

$$K_{a-b} = K_{b-a} = 0.5 \quad K_{b-d} = 0.33$$

Los factores de distribución quedan de la siguiente manera:

$$F_{d \ a-b} = 1 \quad F_{d \ b-d} = 0.4 \quad F_{d \ b-a} = 0.6$$

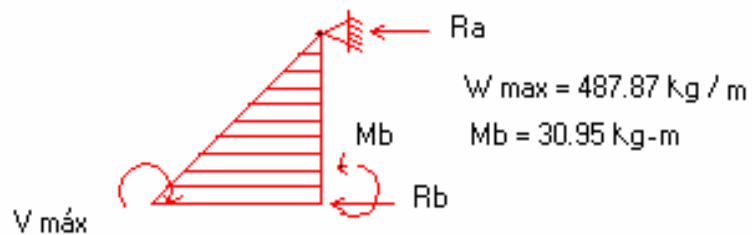
Tabla VII. Análisis del marco de la banda

Elemento	A – B	B – A	B – D
Fd	1	0.6	0.4
Mf	-65.05	-119.26	-83.16
	65.05	121.45	80.97
	60.73	32.53	-40.48
	-60.73	4.77	3.18
	2.385	-30.37	-1.59
	-2.385	19.18	12.78
	9.59	-1.19	-6.392
	-9.59	4.54	3.03
	2.27	-4.79	-1.52
	-2.27	3.786	2.524
	1.893	-1.135	-1.26
	-1.893	1.44	0.96
M real	0	30.951	-30.951

E. Determinación de reacciones reales

Bandas verticales: las reacciones se determinan por estática.

Figura 23. Determinación de reacciones en la bandas verticales



Realizando sumatoria de momentos en b igual a cero, nos da el valor de la reacción en a Ra.

$$30.95 + 2 * Ra - 0.5 * 487.87 * 2 * 2 / 3 = 0$$

$$Ra = 147.15 \text{ kg}$$

Sumatoria de fuerzas en X = 0

$$Rb + 147.15 = 0.5 * 487.87 * 2 * 2 / 3$$

$$Rb = 178.09 \text{ kg}$$

F. Puntos de inflexión

Los puntos de inflexión nos permitirán la mejor dirección de la longitud del refuerzo.

Bandas verticales

$$Y = (6 * Ra * H / W) ^ 2$$

$$Y = (6 * 147.15 * 2 / 487.87) ^ 2 = 1.90 \text{ m}$$

Bandas horizontales

$$W * Y ^ 2 / 2 - Ry + M (-) = 0$$

$$55.44 * Y ^ 2 - 166.32 * Y + 30.95 = 0$$

$$Y1 = 0.3127\text{m}$$

$$Y2 = 1.7854\text{m}$$

G. Momento positivo máximo

Bandas verticales:

$$Z = \sqrt{(2 * Ra * H / W)}$$

$$Z = \sqrt{(2 * 147.15 * 2 / 487.87)} = 1.09 \text{ m}$$

De donde:

$$M = (W * Z^3) / (6 * H) - Ra * Z$$

$$M = (487.87 * 1.09^3) / (6 * 2) - (147.15 * 1.09) = -107.74 \text{ kg -m}$$

Bandas horizontales:

$$M = (Mf - M(-)) + M \text{ centro}$$

$$M = (83.16 - 30.95) + 41.58 = 93.79 \text{ kg - m}$$

H. Esfuerzos de corte

El esfuerzo de corte dado en los apoyos será:

$$V_u = V / (\emptyset * b * d) \quad \text{en donde } \emptyset = 0.85$$

Debiendo establecer si se cumple que:

$$V_u < 0.5 * \sqrt{F_c} / 2$$

$$V_u = 0.5 * \sqrt{210} / 2 = 3.62 \text{ kg / cm}^2$$

Banda vertical:

$$V_u = 178.1 / (0.85 * 33 * 7.5) = 0.85 \text{ kg/cm}^2 < V_c \quad \text{OK.}$$

Banda horizontal:

$$V_u = 166.32 / (0.85 * 33 * 7.5) = 0.79 \text{ kg/cm}^2 < V_c \quad \text{OK.}$$

I. Áreas de acero

Se hará por medio de los métodos tradicionales para el diseño de vigas.

$$A_s \text{ mín} = 0.002 * b * t$$

Donde:

b = ancho de banda

t = espesor de losa

$$A_s \text{ mín} = 0.002 * 33 * 10 = 0.66 \text{ cm}^2$$

Para:

$$M = 30.95 \text{ kg-m, } b = 33 \text{ cm, } d = 7.5 \text{ cm} \text{ ----- } A_s = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$M = 107.74 \text{ kg-m, } b = 33 \text{ cm, } d = 7.5 \text{ cm} \text{ ----- } A_s = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$M = 93.79 \text{ kg-m, } b = 33 \text{ cm, } d = 7.5 \text{ cm} \text{ ----- } A_s = 0.5 \text{ cm}^2$$

3.13.1.1. Distribución del refuerzo

Para el refuerzo del tanque se utilizó varilla No 3. La distribución es la siguiente:

Banda 2:

$$A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ancho de banda} = 50 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$1.17 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 50 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$S = 30.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } S_{\min} = 3 * t = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$$

Utilizar No 3 @ 30 cm.

Los cálculos para el refuerzo de las demás bandas se harán de la misma manera (ver tabla XII).

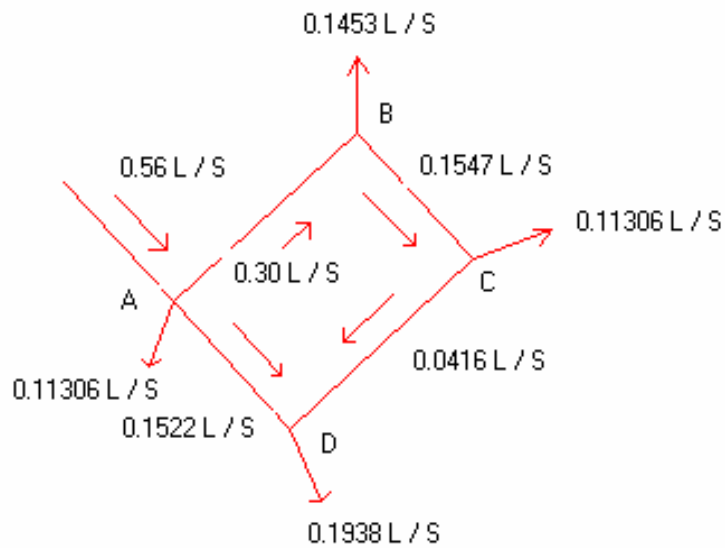
3.14. Diseño de la red de distribución

Es la que transporta el caudal máximo horario desde el tanque de distribución hasta las conexiones domiciliarias; el sistema que se utilizó en el proyecto es del tipo predial (un chorro por vivienda).

3.15. Diseño de la red

Debido a las condiciones presentadas se analizó como un circuito cerrado, para su análisis se utilizó el método de Hardy-Cross, el cual es un método de tanteos controlados. Primero se suponen ciertos gastos y luego se calculan ajustes consecutivos para corregir estos valores supuestos. En la mayoría de los casos, puede obtenerse suficiente exactitud con tres ajustes.

Figura 24. Red de distribución



Cálculo de diámetros teóricos:

$$D = \sqrt{(1.974 * Q / V)}$$

Donde:

D = diámetro máximo (pulgadas)

Q = caudal (L / s)

V = velocidad (m / s), velocidad máxima 2 m / s

Ingresando los datos siguientes a la fórmula antes citada, dará como resultado los valores de los diámetros máximos a utilizar.

Q = 0.5633 L / s , V = 2 m / s ----- D = 0.74 " = 3/4"

Q = 0.1938 L / s, V = 2 m / s ----- D = 0.43 " = 1/2"

Q = 0.1453 L / s, V = 2 m / s ----- D = 0.37 " = 1/2"

Q = 0.63 L / s, V = 2 m / s ----- D = 0.79 " = 1"

A continuación se muestra la última iteración del método de Hardy-Cross:

Tabla VIII. Método de Hardy-Cross

Tramo	Longitud M	Diámetro Pulg	C	Caudal L/s	Hf m	Corrección	Qi L/s
A-B	38.5	$\frac{3}{4}$	150	0.1954	1.2529	-1.083 E-09	0.19541
B-C	29	$\frac{3}{4}$	150	0.0501	0.0761	-1.083 E-09	0.05011
C-D	39.9	$\frac{3}{4}$	150	-0.0110	-0.0064	-1.083 E-09	-0.01107
D-A	24.5	$\frac{3}{4}$	150	-0.2568	-1.3225	-1.083 E-09	-0.25678

3.15.1. Cálculo de las presiones

Tabla IX. Cálculo de presiones

Tramo	C.P.I	C.P.F	C.T.I	C.T.F	P.I	P.F
18-19	28.76	26.03	13.17	9.96	15.59	16.07
19-20	26.03	24.71	9.96	8.576	16.07	16.13
20-21	24.71	24.7	8.576	7	16.13	17.7
20-25	24.71	23.96	8.576	8.07	16.13	15.89
25-26	23.96	22.44	8.07	7.25	15.89	15.19
26-27	22.44	19.3	7.25	0.99	15.19	18.31
29-22	26.03	24.78	9.96	6.84	16.07	17.94
22-21	24.78	24.7	6.84	7	17.94	17.7
22-23	24.78	19.39	6.84	3.83	17.94	15.56
23-24	19.39	11.5	3.83	1.8	15.56	9.7

C.P.I. = cota piezometrica inicial

C.T.I. = cota del terreno inicial

P.I. = presión inicial

Como las presiones en todos los tramos cumplen con los parámetros de diseño; el diámetro a utilizar en la red es de 3/4" (ver figura 32).

3.16. Análisis de calidad del agua

Se hace con el objeto de obtener agua sanitariamente segura y agradable a nuestros sentidos (color, sabor y olor).

Para cumplir con este objetivo se realizaron dos exámenes de laboratorio (ver figuras 26 y 27):

3.16.1. Examen bacteriológico

Nos proporciona el grado de contaminación por medio de la cantidad de coliformes que se encuentran en el agua.

El resultado del examen bacteriológico indica que el agua no es potable, según la norma COGUANOR NGO 29001.

3.16.2. Examen físico – químico sanitario

Nos da a conocer la composición física del agua (color, sabor, turbidez, potencial de hidrógeno y dureza) y su composición química (aniones y cationes) para saber si se encuentran dentro de los límites de las normas.

El resultado de este examen fue: el agua está dentro de los límites aceptables de normalidad.

3.17. Desinfección

Debido a que el examen bacteriológico indica que el agua no es potable, es necesario incorporar un sistema de desinfección; en nuestro medio se aplica el cloro, ya sea como gas o como compuestos clorados.

Tomando en cuenta que el caudal a conducir es pequeño, se optó por un hipoclorador a base de pastillas de tricloro, modelo PPG 3015, que es recomendable para pequeñas comunidades, con sistema por gravedad o bombeo.

3.17.1. Dosificación

De acuerdo a los exámenes de laboratorio se utilizará una demanda de cloro de 2 P.P.M. de cloro.

El flujo de cloro (F_c) se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q * d_c * 0.06$$

Donde:

F_c = flujo de cloro gr / hora

Q = caudal de agua L / min

d_c = demanda de cloro P.P.M.

$$F_c = 27 \text{ L / min} * 2 \text{ P.P.M.} * 0.06 = 3.24 \text{ gr / hora}$$

Al plotear el F_c en la gráfica del clorinador 3015 (ver figura 34) resulta un flujo $S_c = 2 \text{ L / min}$.

Debido a que el flujo es muy pequeño éste debe de obtenerse mediante la calibración de la válvula de compuerta que se coloca al ingreso del clorinador, por lo tanto, se debe calcular el tiempo necesario para llenar un recipiente de un litro, mediante la siguiente fórmula:

$$T = 60 / s_c$$

$$T = 60 / 2 = 30 \text{ segundos}$$

Lo que significa que el caudal que debe de pasar por la válvula de compuerta es de $Q = 0.03 \text{ L / s}$.

3.18. Presupuesto

La integración del presupuesto se compone únicamente de costos directos (mano de obra calificada, mano de obra no calificada y materiales), debido a que el proyecto se realizará por administración municipal.

Los salarios de mano de obra calificada se tomaron con base a los que se pagan en la municipalidad.

La mano de obra no calificada no se tomó en cuenta ya que será un aporte de la comunidad.

Los precios de los materiales se establecieron de acuerdo a los que se manejan en la región.

Proyecto **Abastecimiento de agua, aldea Tres Puentes, Sansare El Progreso**

Tabla X. Resumen del presupuesto de abastecimiento de agua

No	Descripción	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
1	Captación	2	"U"	1,138.80	2,277.60
2	Caja de válvulas	9	"U"	202.84	1,825.56
3	Línea de conducción	493.07	ML	16.38	8,076.49
4	Válvula de aire	2	"U"	400	800.00
5	Caja unificadora de caudales	1	"U"	2,155	2,155.00
6	Sistema de cloración	1	"U"	7,813	7,813.00
7	Tanque de distribución	1	"U"	10,946.50	10,946.50
8	Línea de distribución	414	ML	15.5	6,417.00
9	Conexiones domiciliarias	34	"U"	231.56	7,873.04
				Sub total	48,184.19
				Transporte	7,800.00
				Costo total	55,984.20

CONCLUSIONES

1. La aldea Los Cerritos se beneficiará con la realización del puente vehicular, ya que éste les proporcionará facilidad de locomoción y generará nuevas fuentes de empleo.
2. La realización del abastecimiento de agua potable para la aldea Tres Puentes traerá mejoras en cuanto a la salud de los habitantes, por ende a su calidad de vida.
3. El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), permite que el estudiante ponga en práctica los conocimientos adquiridos durante la formación académica, proponiendo para el efecto soluciones factibles a problemas que se le presentan, adquiriendo simultáneamente experiencia y criterio.
4. De acuerdo a los costos de cada proyecto: puente vehicular $Q = 205,000.00$ y sistema de abastecimiento de agua potable $Q = 56,000.00$, se consideran que estos son accesibles para ser financiados tanto por la municipalidad de Sansare como por instituciones de carácter gubernamental, por lo que la municipalidad deberá hacer las gestiones respectivas a efecto de que estos puedan ser llevados a la realidad en el menor tiempo posible.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Sansare

1. Durante la construcción de los proyectos garantizar la supervisión técnica.
2. Se sugiere buscar apoyo gubernamental y no gubernamental para el financiamiento de los proyectos.
3. Es aconsejable gestionar la continuidad del programa de E.P.S. , para que se le de seguimiento a los proyectos presentados.

A las comunidades beneficiadas, una vez construidos y en funcionamiento los proyectos

1. Mantener en buen estado las obras.
2. Velar por el uso racional del agua potable.
3. Monitorear el funcionamiento de los proyectos, para darles el mantenimiento correspondiente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguirre Roldan, Hector David. Diseño y construcción del puente San Diego y diseño del puente de la 2ª Av. Y 3ª calle de Malacatán. Tesis Ing. Civ. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 1990. 93 pp.
3. Canales Portillo, Marvin Enrique. Diseño de tres puentes vehiculares y de un camino vecinal, para el municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos. Tesis Ing. Civ. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 2002. 130 pp.
4. **“Especificaciones técnicas para el diseño de puentes de concreto reforzado”**, AASHTO, Estados Unidos. 1996. 677 pp.
5. Giles, Roldan. **Mecánica de los fluidos e hidráulica**. Editorial Mcgraw Hill. Colombia. 1980.
6. Gómez López, Juan Antonio. Diseño de: Sistema de abastecimiento de agua potable para el cantón Chupoj II y ampliación del camino de acceso Tululche II, del municipio de Santo Tomás Chiché, departamento de El Quiché. Tesis Ing. Civ. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 2002. 92 pp.
7. Sandoval, Juan José. “Estudio sobre el análisis y diseño de tanques rectangulares enterrados y superficiales de concreto reforzado”. Tesis Ing. Civ. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 1981. 84 pp.
8. **"Caracterización municipal, Sansare, El Progreso"**, SEGEPLAN, Guatemala. 2002.

APÉNDICES

Tabal XI. Libreta topográfica del abastecimiento de agua potable

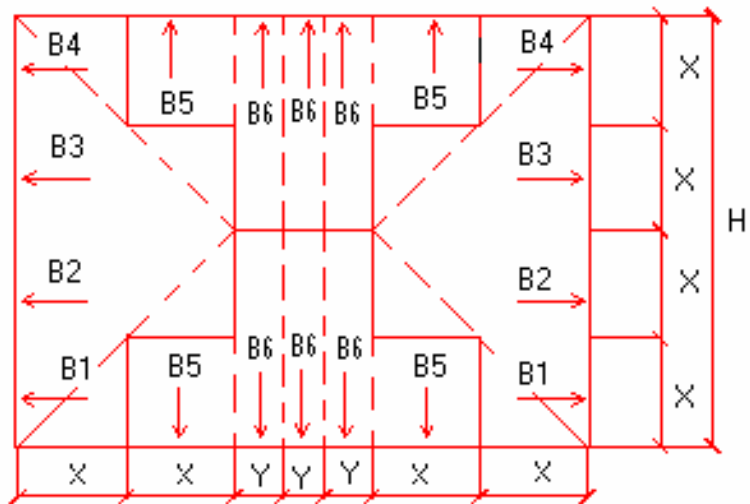
Continuación

Tabla XII. Cuadro de resumen método de bandas

Continuación

Figura 25. Distribución de bandas

Bandas en pared



$$X = H / 4$$

$$Y = (L - H) / 3$$

Bandas en losa de fondo

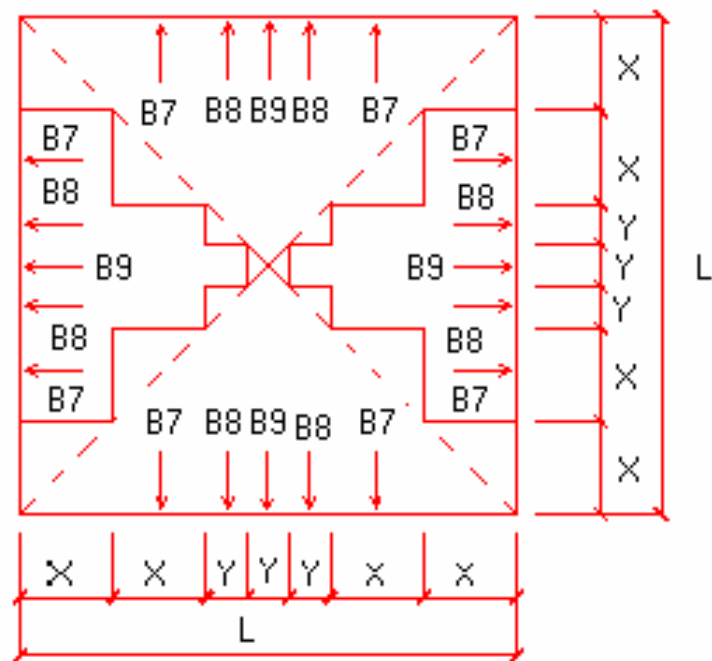


Figura 26. Examen bacteriológico

Figura 27. Examen físico – químico sanitario

Figura 28. Plano de armado de losa y secciones del puente

Figura 29. Plano de estribos y planta perfil del puente

Figura 30. Plano de la planta general del sistema de abastecimiento de agua potable

Figura 31. Plano de la planta perfil de conducción del abastecimiento de agua potable

Figura 32. Plano de la planta perfil de ramales del abastecimiento de agua potable

Figura 33. Plano de detalles

ANEXOS

Figura 34. Gráfica de los clorinadores

Fuente: Gómez López, Juan Antonio, **Diseño de: Sistema de abastecimiento de agua potable para el Cantón Chupoj II y ampliación del camino de acceso Tululche II, del municipio de Santo Tomás Chiché, del departamento de El Quiché.** Pág. 103.

Figura 35. Localización del puente vehicular en la aldea Los Cerritos

Fuente: Alfaro Veliz, Luis Gregorio, **Planificación y diseño de la red de agua potable para la aldea Los Cerritos, del municipio de Sansare, El Progreso.** Pág. 90.

