



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA COMUNIDAD
BLANCA FLOR, COLOMBA COSTA CUCA,
QUETZALTENANGO, Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE PARA EL PARAJE CHACALTÉ,
MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN**

JOSÉ ROBERTO SILIÉZAR ARRIVILLAGA
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMELA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA COMUNIDAD
BLANCA FLOR, COLOMBA COSTA CUCA,
QUETZALTENANGO, Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE PARA EL PARAJE CHACALTÉ,
MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ ROBERTO SILIÉZAR ARRIVILLAGA

ASESORADO POR Ing. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2004

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	Ing. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIO	Ing. Pedro 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 COMUNIDAD BLANCA FLOR, COLOMBA COSTA CUCA, QUETZALTENANGO, Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL PARAJE CHACALTÉ, MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN

Tema que fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de marzo de 2003.

José Roberto Siliézar Arrivillaga

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad de San Carlos de Guatemala, especialmente a la Facultad de Ingeniería.

Al ingeniero Juan Merck Cos, por la asesoría prestada en la realización del presente trabajo de graduación.

DEDICATORIA

A DIOS

Ser supremo, padre de la creación, guía y dador de sabiduría en mi vida, que permitió que culminara con éxito mi carrera profesional

A MIS PADRES

Federico Gilberto Siliézar de León

Jerónima Arrivillaga de Siliézar

Por el amor y admiración que les tengo y para que la felicidad que yo siento, puedan sentirla ellos, en forma de agradecimiento a su sacrificio, comprensión perseverancia y amor recibido

A MIS HERMANOS

Lucrecia del Carmen

Luis Gilberto

Carolina

Ruth Mercedes

Con amor y agradecimiento sincero a su apoyo y comprensión

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IV
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
RESUMEN	X
OBJETIVOS	XI
INTRODUCCIÓN	XII

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1	Monografía de la comunidad Blanca Flor y paraje Chacalté	1
1.1.1	Aspecto generales	1
1.1.2	Ubicación geográfica	3
1.1.3	Situación demográfica	4
1.1.4	Aspectos económicos y actividades productivas	6
1.1.5	Actividad agropecuaria y uso de la tierra	7
1.1.5.1	Uso de la tierra	7
1.1.5.2	Tenencia de la tierra	8
1.1.5.3	Actividad agropecuaria	9
1.1.6	Comercio y servicio	10
1.1.7	Industria y artesanía	11
1.1.8	Comunicaciones	11
1.1.9	Educación	12
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicio básicos e infraestructura de la comunidad Blanca Flor y el paraje Chacalté	13
1.2.1	Descripción de las necesidades	13
1.2.2	Priorización de las necesidades	15

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño de puente vehicular	16
2.1.1	Descripción del proyecto	16

2.1.2	levantamiento topográfico	17
2.1.3	Cálculo de caudal máximo para el diseño	17
2.1.3.1	Método sección – pendiente	17
2.1.4	Determinación de la calidad del suelo	20
2.2	Diseño de puente vehicular para la comunidad Blanca Flor	21
2.2.1	Datos y especificaciones	21
2.3	Diseño de la superestructura	22
2.3.1	Diseño de la losa	22
2.3.1.1	Cálculo del peralte	22
2.3.1.2	Cálculo de momentos	22
2.3.1.3	Cálculo del refuerzo	24
2.3.2	Diseño de vigas	27
2.3.2.1	Cálculo de peralte y base	27
2.3.2.2	Cálculo de momentos	28
2.3.2.3	Cálculo de refuerzo	31
2.3.2.4	Diseño a corte	33
2.3.2.4.1	Cálculo del refuerzo	33
2.3.3	Diseño de diafragma	35
2.3.3.1	Cálculo del peralte	36
2.3.3.2	Cálculo del refuerzo	36
2.4	Diseño de la subestructura	38
2.4.1	Diseño de la cortina	38
2.4.2	Diseño de la viga de apoyo	42
2.4.3	Diseño del estribo	44
2.4.4	Planos del puente	49
2.4.5	Elaboración del presupuesto	49

3 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL PARAJE CHACALTE ALDEA TUNAYAC, MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN

3.1	Levantamiento topográfico	51
-----	---------------------------	----

3.2	Caudal de aforo	51
3.3	Calidad del agua	52
3.4	Período de diseño	53
3.5	Estimación de la población de diseño	54
3.6	Dotación	55
3.7	Determinación del caudal	55
3.7.1	Caudal medio diario	55
3.7.2	Caudal máximo diario	56
3.7.3	Caudal máximo horario	57
3.8	Parámetros de diseño	58
3.9	Diseño de la línea de conducción	59
3.10	Diseño del tanque de distribución	62
3.11	Sistema de potabilización	80
3.11	Diseño de la red distribución	82
3.12	Obras hidráulicas	86
3.13	Planos del sistema de agua potable	100
3.14	Elaboración del presupuesto	100
	CONCLUSIONES	102
	RECOMENDACIONES	103
	BIBLIOGRAFÍA	104
	APÉNDICE	105

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Análisis de diagrama de carga viva	29
2	Análisis de diagrama factor de distribución	30
3	Distribución áreas de acero viga principal	33
4	Distribución para confinamiento viga principal	35
5	Detalle de viga de apoyo y cortina	43
6	Diagrama de dimensionamiento del estribo	45
7	Cálculo de presiones horizontales	46
8	Peso de estribo para puente vehicular	47
9	Diagrama de momentos de la losa superior	65
10	Distribución de áreas tributarias	67
11	Diagrama de dimensionamiento del muro	68
12	Diagrama de cuerpo libre de presiones	69
13	Diagrama de distribución geométrica para cálculo de momentos	70
14	Gráfica de chequeo de presiones bajo el muro	72
15	Diagrama de cargas del pie	73
16	Diagrama de cargas del talón	76
17	Diagrama de dimensionamiento de pantalla	78
18	Corte actuante y corte punzonante de zapata	97
19	Análisis físico químico	108
20	Análisis bacteriológico	109
21	Planta de topografía	110
22	Planta de estructura de losa	111
23	Sección transversal del puente	112
24	Corte de viga, elevación y detalles	113
25	Planta general	114

26	Planta perfil, línea de conducción	115
27	Planta perfil, línea de distribución	116
28	Detalle, obras hidráulicas	119

TABLAS

I	Sumatoria de cargas muertas en la losa	23
II	Peso de estribo para puente vehicular	47
III	Presupuesto puente vehicular	50
IV	Presiones del muro para tanque de distribución	71
V	Modelo de hipocloradores automáticos PPG	81
VI	Tensiones para cable principales para diferentes valores de flecha	90
VII	Longitud de péndolas	93
VIII	Presupuesto agua potable	101
IX	Cálculo hidráulico línea de conducción y distribución	106

GLOSARIO

Puente	Estructura mayor de 6 metros, construida para salvar depresiones encontradas en cualquier vía de comunicación
Superestructura	Es la parte superior del puente, la cual soporta las cargas existentes en él. Se compone de losa o piso, vigas principales y diafragmas
Subestructura	Es la parte inferior del puente, formado por los estribos, vigas de apoyo y sus obras de protección
Luz	Distancia horizontal interna, entre dos estribos o entre estribo y pila, o entre dos pilas
Altura	Distancia vertical entre la parte más baja de la superestructura y el nivel del agua en época de estiaje
Viga principal	Es cada una de las vigas de soporte de la estructura colocada, paralelamente a la línea central del puente; va sobre los apoyos de la subestructura y recibe la carga de la losa
Diafragma	También llamada viga transversal; están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente, se apoyan en las vigas principales.
Piso	Es el tablero o losa del puente que soporta directamente el tráfico de vehículos o peatones

Junta de expansión	Es el dispositivo que permite pequeños movimientos a la superestructura, ocasionados por cambios de temperatura o el paso de vehículos, sin que se dañe la estructura
Acera	Parte de la estructura que se utiliza para el paso de peatones exclusivamente
Baranda	Es la armadura o muro construido a manera de remate de las aceras y que protegen a los vehículos y peatones
Estiaje	Término hidrológico que se refiere al río cuando éste se encuentra a su nivel mínimo
Aforo	Medición de volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo
Agua potable	Agua que por sus características de calidad especificadas, es adecuada para el consumo humano
Caudal	Volumen de agua escurrido con respecto a una unidad de tiempo(segundo)
Cloración	Purificación del agua utilizando cloro
Columna de agua	Carga de presión, en $\frac{\text{Newton} - \text{metro}}{\text{Newton}}$

Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto específico, en $\frac{\text{Newton} - \text{metro}}{\text{Newton}}$
Consumo	Cantidad de agua utilizada por la población en litros/habitante/día
Demanda de agua	Cantidad de agua que la población requiere para poder satisfacer sus necesidades básicas
Manantial	También llamado nacimiento. Salida al exterior del agua subterránea
Pérdida de carga	Disminución de la presión debido a la fricción existente entre el fluido y las paredes de la tubería

RESUMEN

El presente trabajo de graduación consta de tres capítulos, contiene información general de los lugares donde se llevaron a cabo los estudios y diseño de: puente vehicular para la finca Blanca Flor e introducción de agua potable para el paraje Chacalté.

El capítulo 1 proporciona información general de los lugares donde se realizaron los estudios, se presenta la monografía y un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares.

El capítulo 2 describe el diseño del puente vehicular, tiene una luz de 8.4 metros, fue diseñado para una carga de 24 toneladas, un ancho útil de 5 metros. Entre los elementos estructurales que posee la estructura se pueden mencionar: losa, vigas principales, diafragmas, estribos y vigas de apoyo.

El capítulo 3 contiene el diseño del sistema de agua potable, se compone en su primera parte del estudio topográfico, el cual nos da la diferencia de niveles para determinar si es posible que el proyecto se realice por gravedad; seguidamente se hace énfasis en la cantidad de agua que necesita la población para satisfacer sus necesidades básicas(demanda), calculando la población futura y con base a eso se calculan los diferentes tipos de caudales para realizar el diseño respectivo. También se deben tomar en cuenta las obras hidráulicas respectivas, esto es para que el sistema funcione adecuadamente y así no interrumpir la continuidad del servicio.

OBJETIVOS

1. Diseñar el puente vehicular para la comunidad Blanca Flor, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango, y el sistema de abastecimiento de agua potable para el paraje Chacalté, aldea Tunayac, Momostenango, Totonicapán.
2. Desarrollar una investigación de tipo monográfica de la comunidad Blanca Flor y el paraje Chacalté, y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicio básicos e infraestructura de los lugares en estudio
3. Capacitar al comité de la comunidad sobre la operación del sistema de agua potable

INTRODUCCIÓN

Actualmente, algunos lugares de la finca Blanca Flor se encuentran incomunicados, debido a que no cuentan con vías de acceso adecuadas para su libre locomoción, para poder resolver el problema de comunicación, se hace necesario el diseño de un puente vehicular. Para el diseño de un puente se deben analizar las condiciones topográficas, hidráulicas, y económicas para escoger el lugar más adecuado para construir el puente. Técnicamente, conviene que el sitio de cruce tenga un buen alineamiento con el trazo general del camino y que el suelo de cimentación sea adecuado, para resistir las cargas a que va a estar sometido.

Es necesario tomar en cuenta para diseñar una estructura de este tipo, cada una de las especificaciones que existen para la construcción de puentes, esto para que no ocurran fallas, así como para garantizar su vida útil.

Por otro lado, es pertinente mencionar que el déficit actual de cobertura de los servicios de agua potable, así como los sistemas que proveen agua con cierto grado de alteración, por falta de tratamiento adecuado de los sistemas hídricos de Guatemala, han provocado que gran parte de la población sufra de enfermedades a causa de este problema, por lo que se hace necesario el estudio a fondo de los problemas principales y tratar de dar la mejor solución.

Tomando en consideración lo descrito anteriormente, el presente trabajo de graduación analiza la problemática del paraje Chacalté, que consiste en un mal funcionamiento del sistema existente, como consecuencia tienen problemas de salud, pues no cuentan con el saneamiento adecuado tanto en

el aseo personal como en la preparación de alimentos, además se ven en la necesidad de almacenar el agua, que provoca proliferación de insectos. Entonces, la prioridad es contar con un sistema de agua potable en óptimas condiciones, esto ayudará al saneamiento de la población. El proyecto consiste en abastecer de agua a la población por medio de un tanque de almacenamiento, ubicado de tal manera que el sistema funcione por gravedad, cada habitante contará con su respectiva conexión predial.

El estudio que se realizó en ambos lugares se hizo en base a una petición que cada comunidad hizo a la institución INTERVIDA, y en conjunto con el departamento de E.P.S. de la Universidad San Carlos coordinaron para que se llevara a cabo dichos proyectos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

Monografía de la comunidad Blanca Flor y paraje Chacalté

Aspectos generales

La finca Blanca Flor se encuentra ubicada al oeste del municipio de Colomba Costa Cuca, en el departamento de Quetzaltenango, su población en general se dedica a la agricultura.

El acceso a la finca es por medio de un camino empedrado, en buenas condiciones y transitable en toda época del año. Está ubicada a 32 kilómetros del casco urbano del municipio de Colomba Costa Cuca, y a una distancia de 87 kilómetros de la cabecera departamental de Quetzaltenango. La finca se encuentra en una zona de bosque húmedo sub, tropical cálido que presenta un patrón de lluvia de 3,000 a 4,000 mm de agua anuales, la temperatura es en promedio de 27 grados centígrados, y la humedad relativa está dentro del rango promedio de 95%.

Guatemala se vio sometida a un cruel conflicto armado interno desde el año 1962, lo cual ocasionó que miles de familias fueran desplazadas de sus lugares de origen, teniendo en muchos casos que emigrar, especialmente hacia México. Muchos de ellos integraron las filas de la URNG, tal es el caso de 11 padres de familia que junto a otras 66 personas que apoyaron a la guerrilla durante el conflicto armado, ahora, organizados en una asociación campesina, habitan la finca Blanca Flor, producto de los acuerdos

de paz firmados en 1996. Como consecuencia de estos acuerdos, las personas tuvieron una esperanza de regresar a sus lugares de origen lo cual se pudo llevar a cabo con la intervención del Fondo de Tierras la cual financió la compra de dicha finca.

La mayoría de los miembros que habitan la finca son agricultores, sin embargo, cuando les fue entregada, ésta se encontraba en total abandono y sumado a la crisis cafetalera hace que se busquen medios alternativos de producción. En vista de lo anterior se hizo un análisis FODA que permitió identificar como principal fortaleza la capacidad de trabajo agrícola, representado con esto la oportunidad de generar proyectos relacionados con la agricultura, que hace necesario accesos adecuados para la comercialización con otros lugares cercanos y con la cabecera municipal de Colimba que es el principal lugar de comercialización de ésta.

El paraje Chacalté pertenece a la aldea Tunayac, municipio de Momostenango, al departamento de Totonicapán. La población del paraje Chacalté se dedica a diferentes actividades, dentro de las cuales la más común es comercializar con ropa de vestir; otra de las actividades realizadas por los pobladores es la agricultura, cuya actividad es la siembra de maíz que se realiza en dos cosechas al año.

Debido a la cercanía que existe con la cabecera municipal de Momostenango, se hace referencia de dicho municipio.

La fiesta titular se celebra el 21 de julio al 4 de agosto. Los días principales son el 25, 31 de julio y 1 de agosto, cuando la iglesia católica celebra la festividad del santo patrono, Santiago Apóstol (día 25). Se lleva a cabo festividades religiosas mayas y los cofrades visten sus trajes ceremoniales.

Ubicación geográfica

La finca Blanca Flor pertenece al municipio de Colomba Costa Cuca, departamento de Quetzaltenango. El área de la finca es de 1,763,515 metros cuadrados que equivale a 1.76 kilómetros cuadrados. Se encuentra ubicada en una zona montañosa del país, debido a eso la altitud varía entre 500 a 1,300 metros sobre el nivel del mar, el casco urbano de la finca donde se coordinan todas las actividades y donde se realizó el estudio del diseño del puente se encuentra a una altura de 1,115 metros sobre el nivel del mar.

El clima que se manifiesta está contemplado entre cálido a templado con una temperatura promedio de 19 grados Celsius, una precipitación de 2,136 a 4,327 mm., anuales. En los meses finales del año se presentan fuertes vientos. Según el sistema de clasificación de zonas ecológicas, la finca se encuentra dentro del bosque muy húmedo sub, tropical cálido.

Está delimitada al norte por la finca La Mina y el río Negro, al sur colinda con el río Naranjo y el río Xixil, al oeste con la finca Fortuna y el río Negro y al este con la finca Soledad. La ubicación geográfica es la siguiente:

Latitud: 14° 47' 35"

Longitud: 91° 48' 39"

El paraje Chacalté pertenece a la aldea Tunayac, municipio de Momostenango, dicho paraje cuenta con un área de 447,293 metros cuadrados que equivale a 0.45 kilómetros cuadrados.

Colinda al norte con San Carlos Sija (Quetzaltenango), San Bartolo Aguas Calientes y Santa Lucía la Reforma, al sur con San Francisco el Alto,

al este con Momostenango y al oeste con la aldea Pueblo Viejo y San Carlos Sija (Quetzaltenango). La ubicación geográfica es:

Latitud: 15° 02' 40"

Longitud: 91° 24' 30"

El clima predominante en el municipio es frío, que se vuelve más intenso durante los meses de noviembre a febrero. La temperatura media anual es de 15 grados Celsius. La región es muy lluviosa y el ambiente mantiene una humedad relativamente alta.

La altitud es de 2,225 metros sobre el nivel del mar, con una precipitación anual de 2,000 a 4,000 milímetros, contando con un bosque montano bajo tropical muy húmedo. La temperatura media anual (mínima-máxima) es de 12 a 18 grados Celsius, respectivamente.

Los suelos son de textura franco arenoso a franco arcillosa, de color café rojizo oscuro. Las especies de árboles más comunes son el pino, el ciprés y el encino.

Situación demográfica

Un total de 83 familias han sido beneficiadas con la compra de la finca Blanca Flor, siendo en su mayoría de origen maya, mam y en menor proporción ladinos.

El grupo presenta un promedio de 6 miembros por familia, pudiéndose determinar que el 34.1% de las familias tienen 5 miembros, el 37.5% tiene 6 miembros y el 28.4% tiene más de 8 miembros. El 21.3% de las personas

está comprendida entre 11 a 15 años de edad, el 39.2% está comprendida entre los 6 a 10 años, y el 39.5% está comprendida entre los 0 a 5 años. El 51% son hombres y el 49% son mujeres.

De acuerdo con el censo de 1994 el paraje Chacalté cuenta con 354 habitantes de los cuales no se cuenta ningún dato en cuanto porcentaje de hombres y mujeres se refiere. El 28% de los hogares carece de servicio de agua potable, el 89% carece de un sistema de disposición de excretas y el 31% de servicio de energía eléctrica.

La población es de 354 habitantes, con un 100% de población indígena, que pertenecen a la etnia quiché. La densidad de población está considerada de 6 habitantes por vivienda.

La tasa de mortalidad infantil en menores de 5 años es del 25% (25 por cada 1,000 nacidos vivos) y la tasa de mortalidad materna de 2.38% (2 por cada 1,000 nacidos vivos).

La migración de carácter temporal se produce especialmente en los meses de enero a marzo, hacia las fincas de la costa sur. También se ha registrado desde hace mucho tiempo, una migración de carácter permanente, de numerosos comerciantes de toda esta área hacia otras ciudades y pueblos de todos el país y, en los últimos años hacia los Estados Unidos de América, en particular por los jóvenes con el fin de mejorar en el sentido económico.

Aspectos económicos y actividades productivas

La finca Blanca Flor basa su actividad económica en el cultivo del café, tomando en cuenta el abandono en el que el antiguo propietario la tenía sumida, la finca cuenta con la infraestructura necesaria para el beneficiado del cultivo, aunque la maquinaria se encuentra en mal estado, debido a que no se contó con el mantenimiento suficiente. El café se beneficia en húmedo y seco para poder ofrecer al mercado café pergamino con calidad estrictamente duro.

Por causa de los precios del producto, las esperanzas de lograr la sostenibilidad de la empresa con la producción cafetalera son pocas, aunado al agotamiento de las plantas existentes por vejez o falta de mantenimiento.

Los beneficiarios también se dedican a la agricultura tradicional, entre ellos se encuentra la siembra de maíz, frijol, café, etc. Sin embargo los proyectos productivos que están siendo implementados en la comunidad, les permite a los pobladores conocer y capacitarse en proyectos nuevos, como lo son el cultivo del aguacate, limón persa, banano y recientemente el manejo de ganado lechero, con lo que se está promoviendo la transformación del mercado laboral, y la especialización del mismo.

Dentro de las actividades productivas que realizan los pobladores del paraje Chacalté está la agricultura y el comercio, que consiste en vender sus productos a otros mercados, tanto locales como fuera del municipio de Momostenango. También se realizan trabajos artesanales tales como la elaboración de frazadas que es la mayor forma de ingreso, debido a que es un producto que tiene bastante aceptación dentro del mercado, se considera industrializado.

Actividad agropecuaria y uso de la tierra

Uso de la tierra

A) Finca Blanca Flor

El uso de la tierra es eminentemente agrícola, de las cuales están distribuidas en parcelas, administradas colectivamente por los propios pobladores. Un porcentaje muy bajo de estas tierras están destinadas para la crianza de animales domésticos, ganado bovino, crianza de cerdos y producción avícola.

Se cuenta con zonas cubiertas con bosque natural de especies latifoliadas y coníferas con gran diversidad biológica de especies arbóreas como palo blanco, cedro volador, guayabo, tepe miste, chalum, pino caribea, plumillo, chichicaste, etc.

B) Paraje Chacalté

La utilización de la tierra en un porcentaje muy bajo es para la agricultura, ya que las personas se dedican más al aspecto comercial por lo que utilizan sus cultivos solo para autoconsumo.

Cuenta con bosques de especies variadas de las que se puede mencionar las coníferas y latifoliar. Dentro del bosque de las coníferas existen varias especies de árboles como el ciprés, el pino, el pinabete, etc.

Tenencia de la tierra

A) Finca Blanca Flor

Cada socio cuenta con un área determinada de tierra en donde pueda sembrar maíz y frijol de forma individual, principalmente para el autoconsumo, llegando a un acuerdo entre los socios que el excedente de cada uno, si existiera, después de cubrir sus necesidades, debe ser comercializado de manera colectiva.

B) Paraje Chacalté

Se registraron 1200 fincas, con una superficie en su totalidad de 16 manzanas.

De ese total el 85% tenían menos de dos manzanas de extensión, el 8% tenían más de dos manzanas. Existen tierras comunales, estas se encuentran bajo la responsabilidad de los líderes de la comunidad, los cuales influyen en la toma de decisiones sobre el uso que se le da a la tierra.

El tamaño promedio de las fincas, de acuerdo con los informantes locales, está comprendido entre una cuerda y menos de una manzana, lo que evidencia la situación de elevado fraccionamiento de la tierra.

Actividad agropecuaria

A) Finca Blanca Flor

Dentro de las actividades agrícolas que realizan los pobladores de la finca Blanca Flor se menciona el cultivo de café, la siembra de maíz, frijol, café, etc., y en implementación la siembra de aguacate, limón persa, banano, etc., los cuales son asesorados por una organización no gubernamental. Dentro de las actividades pecuarias están la cría de aves de engorde, manejo de ganado lechero y la producción porcina. Los productos son utilizados para consumo personal, pero cuando existen excedentes de ellos son comercializados hacia otros lugares como Colimba y Coatepeque, ambos municipios de Quetzaltenango.

B) Paraje Chacalté

Los cultivos que se realizan son el maíz, trigo, frijol y muy pocas personas cultivan papa, repollo, coliflor y frutas, como manzana y ciruela. Dentro de la producción pecuaria tenemos la crianza de animales, especialmente porcinos y aves de corral, los que son destinados para el consumo familiar y algunos pobladores comercializan con ellos. Los productos son generalmente comercializados por los mismos propietarios en el mercado de la cabecera municipal y en otros mercados cercanos, así como fuera del municipio.

1.1.6 Comercio y servicio

A) Finca Blanca Flor

Dentro de las actividades más importantes en la finca Blanca Flor está la fabricación de productos lácteos, producción de café orgánico. Basa su economía en la comercialización de dichos productos.

En cuanto a servicios sólo cuentan con un beneficio de café, carecen de los servicios más indispensables. Esto se debe a que son poblaciones de reciente creación, tienen la necesidad de viajar varios kilómetros para poder abastecerse de los insumos necesarios para satisfacer sus necesidades. La finca Blanca Flor carece de servicios públicos, no cuenta con agua potable, electrificación y sistema de drenaje.

B) Paraje Chacalté

El comercio es la actividad más importante, estimándose que alrededor de un 50% de los habitantes se dedican parcial o totalmente a esta actividad, tanto dentro como fuera del municipio de Momostenango. El comercio hacia fuera se realiza especialmente hacia la Costa Sur, San Francisco el Alto, Totonicapán y Quetzaltenango.

El paraje cuenta con varias tiendas donde pueden encontrar lo más indispensable. Cuenta con agua potable y electrificación, carece de un sistema de drenajes para disposición de aguas servidas.

1.1.7 Industria y artesanía

A) Finca Blanca Flor

Se elaboran muebles de madera. La demanda de muebles es muy poca debido a la lejanía del lugar, por consiguiente, sólo se elaboran si alguna persona de la comunidad lo solicita. En cuanto a industria existe la posibilidad de hacerlo si se realiza la canalización necesaria de los recursos para que el café sea procesado en el mismo lugar.

B) Paraje Chacalté

La principal producción artesanal, es la fabricación de frazadas o ponchos de lana. La exportación de este producto se ha incrementado gracias al apoyo que reciben de instituciones no gubernamentales por medio de cooperativas. En cuanto a la industria viene íntimamente ligada a elaboración de las frazadas, pues la demanda es grande por lo que se han visto en la necesidad de industrializar el producto, generando fuentes de trabajo para las poblaciones cercanas.

También se dedican a la fabricación de escobas y petates de pajón, cepillos de raíz, elaboración de pita y fajas tejidas.

1.1.8 Comunicaciones

A) Finca Blanca Flor

La única forma de comunicación que posee la finca Blanca Flor es su acceso terrestre, que consiste en 32 kilómetros de camino empedrado desde la cabecera municipal de Colomba Costa Cuca hasta el casco urbano de la

finca, por lo que las personas deben movilizarse por medio de un bus que sólo tiene un viaje al día a la cabecera municipal.

B) Paraje Chacalté

Cuenta con caminos de terracería que lo comunican tanto con la cabecera municipal de Momostenango como con aldeas cercanas, todos los caminos son transitables en época de verano. Cuentan con servicio telefónico celular.

1.1.9 Educación

A) Finca Blanca Flor

Entre los beneficiarios el 21.5% son personas analfabetas. Entre las personas menores de 18 años un 38.3% aún no tienen edad escolar, un 55% está en edad de educación primaria, un 6.7% está en edad de educación media.

La escuela primaria más próxima queda a menos de 200 metros del casco urbano de la finca. Actualmente se está gestionando la ampliación física y de personal de la misma.

Dentro de la finca no se cuenta con educación media, por lo que se ven en la necesidad de viajar a la finca La Moka, la cual cuenta con un instituto por cooperativa, la finca en mención queda a una distancia de 6 kilómetros.

B) Paraje Chacalté

Existe una escuela rural, la cual no se da abasto para la población estudiantil existente. Actualmente se construyen aulas extras que ayudarán a la sobre población estudiantil, además, la institución provee de material didáctico tanto a los maestros como a los alumnos. Dentro del paraje no existe educación media ni diversificada.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la comunidad Blanca Flor y el Paraje Chacalté

1.2.1 Descripción de las necesidades

A) Finca Blanca Flor

VIAS DE COMUNICACIÓN

Es preciso y conveniente desde el punto de vista económico la construcción del puente vehicular en la finca Blanca Flor sobre el río , ya que esto ayudará al crecimiento comercial de lugar, generando mejor calidad de vida para los pobladores. Desde el punto de vista técnico es factible realizar la construcción del puente. Se realizó una visita de campo donde se hizo un reconocimiento del suelo para determinar el tipo de suelo y su estratigrafía, conjuntamente se realizó un sondeo del lugar para determinar las condiciones hidrográficas y así estimar el caudal de agua que pasa por el lugar y a que altura máxima puede llegar. Con toda la información necesaria se determinó la ubicación más adecuada para la construcción del puente tomando en cuenta todos los factores mencionados.

AGRÍCOLAS

Mejorar las condiciones del cultivo de café, buscar nuevas formas de explotar la tierra, dentro de las cuales fueron analizadas varias alternativas, en función de la condición del suelo y las características edafoclimáticas que la zona permite.

Es necesario mejorar de las vías de acceso, estudio para ubicar viviendas, escuelas.

B) Paraje Chacalté

AGUA POTABLE

Debido a la antigüedad del sistema de agua potable este presta un servicio defectuoso, por lo que es necesario la introducción un sistema nuevo.

SERVICIO BÁSICOS

Cuenta con servicios básicos, algunos de estos no llenan los requisitos necesarios para satisfacer las necesidades, como sistemas de drenajes, disposición de aguas servidas, falta de establecimientos educativos, servicios de salud, por lo cual se hace necesario la mejora de cada uno de ellos, para que estos cumplan su cometido.

1.2.2 Priorización de las necesidades

A) Finca Blanca Flor

Dentro de las necesidades existentes, se puede mencionar que es de suma importancia resolver primero las que afectan más a la población, entre estas se pueden enumerar en su orden de importancia:

1. Nuevos proyectos de cultivo
2. Vivienda
3. Agua potable
4. Alumbrado público

B) Paraje Chacalté

En el paraje Chacalté la priorización de las necesidades se considera de la siguiente manera, en su orden de importancia:

1. Cambiar el sistema de agua potable, ya que el existente no da abasto a la población
2. Introducción de sistema de drenajes, para la disposición de las aguas servidas
3. Construcción de establecimientos educativos, debido a la sobre población estudiantil

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de puente vehicular

Para el diseño del puente es conveniente tomar en cuenta los siguientes factores: buscar el lugar menos socavable, obtener información con los vecinos respecto a la profundidad del nivel freático, evaluar obras similares en los alrededores, determinar la necesidad de obras de protección, determinar el comportamiento de los apoyos.

Otro factor muy importante a tomar en cuenta es el tipo de carga viva a considerar, la cual se determina según el tipo de tránsito que circulará en él, en el caso siguiente se seleccionó una carga viva de 24 toneladas que está considerada como HS-15. El tipo de tráfico a circular por el puente se considera de tipo pesado, pues es una zona de crecimiento agrícola, por lo tanto se necesita de vehículos pesados para poder transportar productos.

2.1.1 Descripción del proyecto

El puente vehicular tendrá una longitud total de 8.4 metros con ancho de vía de 5 metros. La estructura está compuesta por una losa con un espesor de 20 centímetros, está soportada por tres vigas principales con un peralte de 60 centímetros y una base de 40 centímetros, las vigas principales están rigidizadas por dos diafragmas externos y uno interno. Toda la superestructura está soportada por una viga de apoyo y cortina, entre viga principal y viga de apoyo existe una plancha de neopreno con un espesor de

5 centímetros. Además tiene estribos con una altura total de 5 metros y una cota de cimentación de 1.5 metros.

2.1.2 Levantamiento topográfico

Previo al estudio topográfico se hizo una visita de campo para determinar la posible ubicación del puente vehicular, se tomó en cuenta el lugar por donde circularía el tránsito, la crecida máxima del río y el claro más corto a salvar. Establecido el lugar donde podría estar ubicada la estructura, se hizo el levantamiento topográfico que consistió en nivelar el terreno; se realizó con el método de nivelación simple, para el cual se determinó un banco de marca que serviría como referencia. Con base a los resultados obtenidos, se obtuvo un plano de curvas de nivel (ver planos, figura 16), que proporciona la información necesaria para determinar exactamente donde tendría que ubicarse la estructura, también proporciona información para determinar a que altura tendría que estar la estructura del lecho del río, la altura mínima a la que tendría que estar es de 2 metros.

2.1.3 Cálculo de caudal máximo

2.1.3.1 Método sección-pendiente

Este es un método empírico y uno de los más fáciles que se posee. Surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos donde no se tienen los datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza y donde se puede aplicar con un buen margen de seguridad.

Para la determinación de crecidas por este método, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente, se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos:

- a) Buscar señales que han dejado grandes crecidas
- b) Recabar información con los habitantes del lugar
- c) Buscar en archivos o en crónicas locales

Una vez determinada la altura máxima, se halla el valor del área "A" de la sección de la corriente, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V * A$, donde V es la velocidad de la corriente y A el área transversal del río. El valor de la velocidad "V" de la corriente, se calcula por medio de la fórmula de Manning.

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

En esta fórmula se tiene:

V = Velocidad de la corriente en m/seg

R = Radio hidráulico en = área/perímetro mojado

S = Pendiente

N = coeficiente de rugosidad

Los datos básicos para poder determinar la crecida máxima por este método fueron: área de la sección de la corriente y la pendiente del cauce del río, el cual se determina a continuación:

a) Cálculo de la pendiente:

Se determinó la pendiente del terreno que es de 2.40% la cual se utilizará para conocer el caudal máximo.

b) Cálculo del área de la sección de la pendiente:

El valor del área "A" de la sección de la corriente se obtuvo a partir de la altura máxima, que se estableció a través de información proporcionada por los habitantes del lugar.

Las áreas fueron determinadas planimetrando las secciones transversales que resultaron del levantamiento topográfico, dando lo siguiente:

Altura de crecida: 1.5 metros

Área de desalojo: 3.16 metros cuadrados

c) Cálculo de caudales máximos:

Para el cálculo de los caudales se hace uso de un coeficiente de infiltración de 0.05, tomando en cuenta el tipo de terreno, que en este caso posee bastante vegetación lo cual ayuda a la infiltración.

Datos para calcular el caudal máximo:

Área = 3.16 metros cuadrados

Perímetro mojado = 8.21 metros

Pendiente = 2.39%

Coefficiente de infiltración = 0.05

Se calcula el radio hidráulico por la fórmula siguiente:

$$R = \frac{\textit{Area}}{\textit{perimetromojado}}$$

$$R = \frac{3.16}{8.21}$$

$$R = 0.38 \text{ metros}$$

Ahora se calcula la velocidad por medio de la fórmula de Manning descrita anteriormente:

$$V = \frac{1}{0.05} (0.38)^{2/3} (0.0239)^{1/2}$$

$$V = 1.62 \text{ metros / segundo}$$

Con los datos obtenidos anteriormente se calcula el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = A * V$

$$Q = 3.16 * 1.62$$

$$Q = 5.12 \text{ metros cúbicos / segundo}$$

La altura máxima de la crecida del río es de 1.5 metros, según las normas AASHTO altura mínima a la que debe estar un puente es de 2 metros arriba del lecho del río, por lo tanto la altura del puente debe estar como mínimo a 3.5 metros sobre el lecho del río.

2.1.4 Determinación de la calidad del suelo

La calidad del suelo se realizó haciendo una excavación de más o menos 2 metros de profundidad, se determinó que el suelo a un metro de

profundidad era apto para la construcción del puente, pues se encontró que es un suelo arcilloso-rocoso lo cual indica que tiene un valor soporte bueno. La cota de cimentación del estribo irá a 1.5 metros del nivel suelo.

2.2 Diseño del puente vehicular para la comunidad Blanca Flor

2.2.1 Datos y especificaciones

La luz libre del puente es de 8.4 metros.

Carga viva de 24.5 toneladas que corresponde a un HS-15.

Peso volumétrico del concreto 2,400 kg / m³

Peso volumétrico del asfalto 2,100 kg / m³

Peso volumétrico del concreto ciclópeo 2,500 kg / m³

Peso volumétrico del suelo 1,500 kg / m³

Esfuerzo de fluencia del acero 4,200 Kg / cm², el cual será utilizado para la construcción de la superestructura (losa, vigas principales y diafragmas).

Esfuerzo de fluencia del acero 2,810 Kg / cm², el cual será utilizado para la construcción de la subestructura (vigas de apoyo y estribos).

Esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días es de 281 Kg / cm², el cual será utilizado para diseñar la superestructura (losa, vigas principales y diafragmas).

Esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días es de 210 Kg / cm², el cual será utilizado para diseñar la subestructura (vigas de apoyo y estribos).

Valor soporte del suelo es de 12,000 Kg / m².

La estructura contará con dos banquetas de 60 centímetros.

El ancho útil será de 5 metros, el puente será solo de un carril, con una pendiente del 2% de bombeo.

2.3 Diseño de la superestructura

2.3.1 Diseño de la losa

2.3.1.1 Cálculo del peralte

Para los espesores de losa hay que tomar en cuenta que la AASHTO recomienda que éstas no deben ser menores de 6 pulgadas, lo que equivale a 15.24 centímetros. Queda a criterio del diseñador escoger la medida del espesor. Para el siguiente caso se toma un espesor de 20 centímetros.

2.3.1.2 Cálculo de momentos

El primer paso es la determinación de las cargas muertas, las cuales se describen a continuación:

Tabla I. Sumatoria de cargas muertas en la losa

CARGA MUERTA	CARGA DISTRIBUIDA (KG/M)
ASFALTO	105
LOSA	480
BARANDALES	12.90
Total carga muerta(W)	597.90

Luego se determina el acero transversal en la cama inferior al centro o cama superior en los apoyos.

Los momentos de carga viva y muerta para calcular el acero de la losa son los siguientes:

Momento carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{10}$$

Donde:

L = Separación de vigas entre apoyos

W = carga muerta de la losa.

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{10} = \frac{(597.9)(2.1)^2}{10} = 263.68kg - m$$

Encontrando el momento de la carga viva:

$$M_{cv} = (0.8*(S+2)/32)*P, \text{ según AASHTO 3.24.3.1}$$

Donde:

S = Espaciamiento entre vigas a rostro dado en pies

S = 5.58 pies

P = Carga de cada llanta según la carga escogida expresada en libras

HS – 15 la cual tiene una carga de 11,990 libras

$$M_{cv} = (0.8 \cdot (S+2)/32) \cdot P = (0.8(5.58 + 2)/32) \cdot 11,900 = 314.87 \text{ Kg} - \text{m}$$

Definidos los momentos de cargas muertas y vivas, se procede a calcular el momento último que está dado por la siguiente fórmula:

Momento último

$$M_u = 1.3(M_{cm} + 5/3(M_{cv} \cdot I))$$

Donde:

I = Factor de impacto(I)

$I = 50/(S + 125)$ el factor de impacto deber ser menor o igual a 0.3

$$I = 50/(5.58 + 125) = 0.38$$

Se toma como factor de impacto 0.30 debido a que $0.38 > 0.30$

$$I = 1.30$$

$$M_u = 1.3(263.68 + 5/3(314.87 \cdot 1.30)) = 1,229.67 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.3.1.3 Cálculo del refuerzo

Determinación del acero transversal para la losa, cama inferior al centro o cama superior en los apoyos:

Diseño de acero para la losa:

$$\text{Momento último}(M_u) = 1,229.67 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Base}(b) = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{Peralte}(d) = 14.5 \text{ cm.}$$

$$F_y \text{ del acero} = 4,200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$F'_c \text{ del concreto} = 281 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{Espesor de losa} = 20 \text{ cm.}$$

Se calcula el acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1 * b * d}{F_y} = \frac{14.1 * 100 * 14.5}{4,200} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Acero requerido

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

$$A_s = \left[100 * 14.5 - \sqrt{(100 * 14.5)^2 - \frac{1,229.67 * 100}{0.003825 * 281}} \right] \frac{0.85 * 281}{4,200} = 2.27 \text{ cm}^2$$

Se chequea el acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \left[0.85^2 * \frac{f'c}{F_y} * \frac{6,090}{F_y + 6,090} * b * d \right]$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \left[0.85^2 * \frac{281}{4,200} * \frac{6,090}{4,200 + 6,090} * 100 * 14.5 \right] = 20.74 \text{ cm}^2$$

Se coloca el acero mínimo por ser mayor que el acero requerido

La separación del acero se hace con varilla No. 4, de la siguiente manera:

$$4.87 \text{ cm}^2 \text{ -----} 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ -----} S$$

Donde:

$$S = (1.27 * 100) / 4.87 = 26.08 \text{ cm}$$

Se chequea la separación máxima que es 3 veces el espesor de la losa

$$3 * 20 = 60 \text{ cm}$$

Se toma el valor menor que en este caso es 26.08 cm. Se toma una varilla No. 4 a una separación de 25 centímetros.

La losa se debe reforzar calculando el acero transversal de la cama superior, solamente por temperatura

$$A_{temp} = 0.002 \cdot b \cdot t$$

$$A_{temp} = 0.002(100)(20)$$

$$A_{temp} = 4 \text{ cm}^2$$

La separación se determina por medio del procedimiento anterior, lo que da una separación a cada 30 centímetros con varilla No. 4

Para el acero longitudinal de la cama superior, se debe calcular el factor longitudinal que se define así:

Factor longitudinal

$$FL = 2.20/(S)^{1/2} \leq 0.67, \text{ según AASHTO 3.24.10.2}$$

$$FL = 2.20/(5.58)^{1/2}$$

$$FL = 0.93$$

El factor longitudinal tiene que ser menor de 0.67 por lo que se toma este valor.

Área de acero longitudinal superior

$$A_{sl} = 2.27 \cdot 0.67 = 1.52 \text{ cm}^2$$

La separación será a cada 30 centímetros con varilla No. 4.

El acero longitudinal de la cama inferior al centro o cama superior en los apoyos se calcula multiplicando el área de acero transversal de dicha cama por el factor longitudinal.

$$Asl = 0.67 * 2.27 = 1.52 \text{ cm}^2$$

La separación será a cada 30 centímetros con varilla No 4.

2.3.2 Diseño de vigas

2.3.2.1 Cálculo de peralte y base

La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones el código ACI recomienda un peralte no menor que $L/16$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5 para no chequear alabeo, en el entendido de que las secciones en forma de I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión ($H \leq 3.5B$).

El cálculo del peralte se hace de la siguiente manera:

$$H = L/16 = 8.4/16 = 0.525 \text{ metros.}$$

La dimensión final del peralte será de un valor de 60 centímetros.

Base de la viga principal $B_{min} = H/3.5$ (para no tener que chequear alabeo).

$H/3.5 = 60/3.5 = 17.14$ centímetros, se opta por una base de 40 centímetros para poder tener una mejor distribución del armado final.

2.3.2.2 Cálculo de momentos

Para el cálculo de momentos, se debe especificar como primer paso la integración de cargas muertas existentes en la viga, lo cual se hace a continuación:

Carga muerta ($W_{viga} + W_{losa}$)

$$W_{cm} = W_{viga} + W_{losa} = 576 \text{ kg / m} + 597.9 \text{ kg / m}$$

$$\text{Total carga muerta (} W_{cm} \text{)} = 1,173.9 \text{ kg / m}$$

Luego de definir la carga muerta que producen los elementos, se calcula el momento que produce la carga muerta según la fórmula siguiente:

$$M_{cm} = (W_{cm} * L^2 / 8) + Pa$$

Donde:

W_{cm} = Carga muerta total

L = Luz del puente

P = Carga producida por el diafragma

a = Longitud entre diafragmas

Para poder aplicar la fórmula anterior se tiene que calcular la carga producida por el diafragma y se hace de la siguiente manera:

$$P = W_{diafrag} * S$$

Donde:

S = Espaciamiento entre vigas 1.7 metros

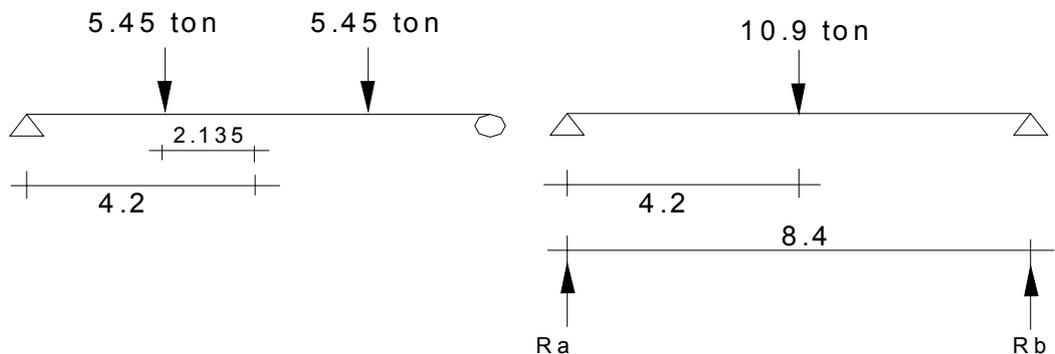
$$P = 324 \cdot 1.7 = 550.80 \text{ Kg}$$

Encontrando el momento final de la carga muerta

$$M_{cm} = (W_{cm} \cdot L^2 / 8) + P \cdot a = (1,173.9 \cdot 8.4^2 / 8) + 550.80 \cdot 3.55 = 12,309.14 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Ahora definimos el momento que produce la carga viva para el que se hace el análisis de solamente dos cargas del vehículo, debido a que el puente es más corto que el largo del vehículo más pesado que puede pasar sobre él.

Figura No.1 Análisis de diagrama de carga viva



Encontrando reacciones

$$4.2 \cdot 10.9 - 8.4 R_b = 0$$

$$R_b = 5.45 \text{ Ton}$$

$$R_a + R_b = 10.9$$

$$R_a = 5.45 \text{ Ton}$$

Encontrando el momento máximo (momento carga viva)

$$M_{max} = 4.2 \cdot R_a - 2.135 \cdot 5.45 = 11.25 \text{ T} \cdot \text{m} = 11,254.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento último se ve afectado por un factor de impacto y un factor de distribución, el cual se define como la proporción de carga viva que absorbe cada viga.

El factor de impacto según AASHTO 1.2.12c se define de la siguiente manera:

$$I = 15.24/(L + 38)$$

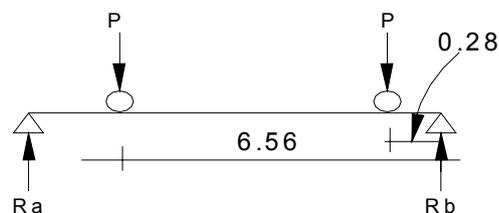
$$I = 15.24/(8.4 + 38) = 0.33$$

El factor de impacto debe ser menor a 0.3

En este caso $0.33 > 0.3$ por lo que el factor de impacto es 1.30

El factor de distribución (FD) se define de la siguiente manera:

Figura No. 2 Análisis diagrama factor de distribución



Encontrando R_b

$$0.28 \cdot P + 6.28 \cdot P = R_b$$

$$6.56P = 6.56R_b$$

$$R_b = 1P$$

El factor de distribución queda en función de la carga P descrita en la figura anterior, por lo que queda definido con un valor de 1.

El momento final según AASHTO 1.2.22 se define como:

$$Mu = 1.3(Mcm + 5/3(Mcv * l * FD))$$

$$Mu = 1.3(12,309.14 + 5/3(11,254.25 * 1.30 * 1)) = 47,701.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.3.2.3 Cálculo de refuerzo

$$\text{Momento último}(Mu) = 47,701.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Peralte}(d) = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Base}(b) = 40 \text{ cm}$$

$$F_y \text{ del acero} = 4,200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$F'_c \text{ del concreto} = 281 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Como primer paso se calcula el acero mínimo:

Acero mínimo

$$As_{min} = 14.1 * b * d / F_y = 14.1 * 40 * 55 / 4,200 = 7.39 \text{ cm}^2$$

Luego se calcula el acero requerido:

Acero requerido

$$As = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * F'_c}} \right] \frac{0.85 * F'_c}{F_y}$$

$$As = \left[40 * 55 - \sqrt{(40 * 55)^2 - \frac{47,701.35 * 40}{0.003825 * 281}} \right] \frac{0.85 * 281}{4,200}$$

$$As = 25.55 \text{ cm}^2$$

Ahora se chequea el acero máximo para corroborar que el acero requerido esté dentro del rango permisible.

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \left[0.85^2 * \frac{f'c}{F_y} * \frac{6,090}{F_y + 6,090} * b * d \right]$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 \left[0.85^2 * \frac{281}{4,200} * \frac{6,090}{4,200 + 6,090} * 40 * 55 \right] = 31.47 \text{ cm}^2$$

Se coloca el requerido ya que $7.69 < 25.55 < 31.47$, está dentro del rango permisible.

Por sismo, el acero para la cama superior se contempla como el 33% del acero requerido, para una viga simplemente apoyada.

$$A_{s_{\text{cama superior}}} = 25.55 * 0.33 = 8.43 \text{ cm}^2$$

Se calcula un área de acero de refuerzo adicional, ya que se cuenta con un área de concreto muy grande.

Se coloca 5.29 cm^2 por metro de altura, como la altura de la viga es de 60 cm. solo se coloca una cama de refuerzo adicional, y se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s_{\text{adicional}}} = 5.29 * 0.457 = 2.42 \text{ cm}^2$$

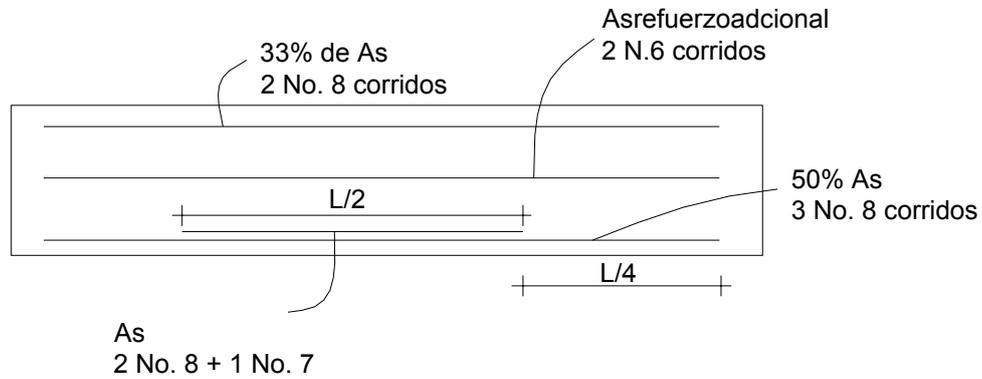
La distribución final será de la siguiente manera:

En la cama superior se colocarán 2 No. 8 corridos, equivalente al 33% del acero requerido.

Con respecto al acero de refuerzo adicional este colocará al medio y tendrá una distribución de 2 No. 6 corridos.

La forma de distribuirlos en la viga se representa en la siguiente figura:

Figura No. 3 Distribución áreas de acero viga principal



2.3.2.4 Diseño a corte

2.3.2.4.1 Cálculo del refuerzo

Se analiza la viga principal por corte y se hace de la siguiente manera:

Se chequea el corte que resiste el concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{F'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{281} * 40 * 55 = 16,613.86 \text{ Kg}$$

Encontrando el corte último:

$$V_u = 1.3(V_{cm} + 5/3 * (V_{cv} * l))$$

Donde:

$$V_{cm} = W_{cm} * L/2 + P/2 = (1,173.9 * 8.4) / 2 + 5,450 * 2/2 = 10,380.38 \text{ Kg}$$

V_{cv} = Es la reacción del momento que produce la carga viva, es 5,450 Kg

Corte último:

$$V_u = 1.3(V_{cm} + 5/3 * (V_{cv} * l)) = 1.3(10,380.38 + 5/3(5,450 * 1.3)) = 28,845.33 \text{ Kg}$$

Como el corte actuante es mayor que el que resiste el concreto, se calcula el espaciamiento que se requiere tanto para el corte que resiste el concreto como para el corte actuante.

Separación para el corte que resiste el concreto es $d/2 = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$. Con esta separación máxima se colocaran 9 estribos No. 3 @ 0.25 m (ver figura No. 4)

Separación para el corte actuante:

Corte actuante

$$V_s = (V_u - 0.85 * V_c) * 0.85 = (28,845.33 - 0.85 * 16,613.86) * 0.85$$

$$V_s = 12,515.01 \text{ Kg}$$

Encontrando la separación tanto del estribo como del eslabón

$$S = \frac{0.85 * A_v * F_y * d}{V_s}$$

Donde:

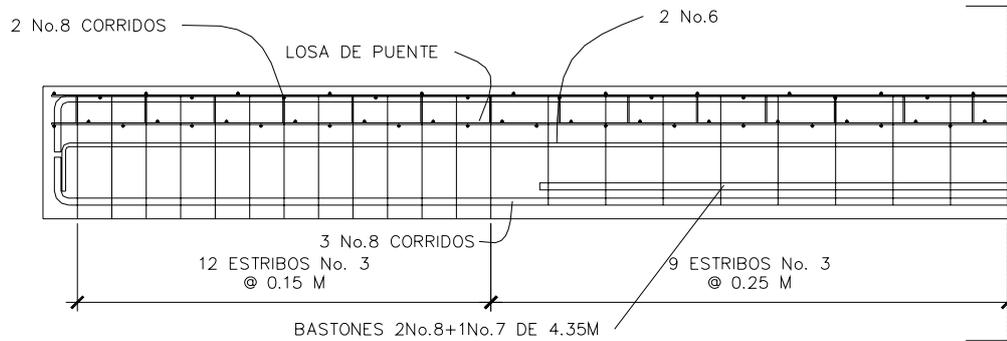
A_v = Área de la varilla a utilizar en este caso una No. 3

$$S = (0.85 * 0.71 * 2 * 4,200 * 55) / 12,515.01 = 22.28 \text{ cm}$$

Se colocarán 12 estribos No. 3 @ 0.15 M

En la siguiente figura se muestra como van distribuidos los estribos:

Figura No. 4 Distribución de confinamiento para viga principal



2.3.3 Diseño de diafragma

En la construcción y diseño de puentes, los diafragmas son de vital importancia, pues su función principal es evitar el alabeo de las vigas, a la vez proveen rigidez y solidez a la superestructura. Se deben analizar dos tipos de diafragmas, internos y externos. Los internos son aquellos que se encuentran en la parte intermedia de la estructura y los externos son los que están ubicados en los extremos de la misma. Cuando la longitud libre exceda los 10 metros, es recomendable emplear diafragmas internos.

Para el puente vehicular Blanca Flor se colocó diafragma interno debido a que la luz del puente está muy próximo al límite establecido anteriormente.

2.3.3.1 Cálculo del peralte

Los diafragmas se utilizan al centro y/o en los tercios de la luz, dependiendo del criterio del diseñador. El ancho usual de los mismos es de 30 centímetros. El alto o peralte de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales; se coloca diafragmas en los extremos, estos podrán ser de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas.

Los diafragmas exteriores transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas como cargas puntuales.

Dimensionamiento de los diafragmas:

Para el diafragma interno se calcula la altura como se mencionó anteriormente, peralte = $\frac{3}{4}$ de la altura de la viga principal.

$$\text{Peralte} = \frac{3}{4}(60) = 45 \text{ centímetros}$$

Para el diafragma externo se calcula la altura como $\frac{1}{2}$ de la altura de la viga principal.

$$\text{Peralte} = \frac{1}{2}(60) = 30 \text{ centímetros}$$

2.3.3.2 Cálculo del refuerzo

Tanto los diafragmas externos como los internos se analizan como vigas simplemente apoyadas, verificando las cargas bajo las cuales están

sometidos. Por lo general los diafragmas no soportan cargas sino únicamente las distribuyen.

a) Cálculo del diafragma interno:

Base (b) = 40 cm

Peralte (d) = 45 cm

Fy del acero = 4,200 Kg / cm²

Tanto en la cama superior e inferior se coloca el acero mínimo:

$As_{min} = 14.1 \cdot b \cdot d / F_y$

$As_{min} = (14.1 \cdot 40 \cdot 45) / 4,200 = 6.04 \text{ cm}^2$

El acero de refuerzo adicional se coloca 5.29 cm² por metro de altura, se calcula de la siguiente manera:

$As_{ref} = 0.447 \cdot 5.29 = 2.37 \text{ cm}^2$

La separación de estribos no debe ser mayor de d/2, por lo que la distribución propuesta es:

Cama superior 2 No. 6 + 1 No. 3

Cama inferior 2 No. 6 + 1 No. 3

Acero adicional 2 No. 4

La separación del estribo + eslabón será cada 20 centímetros, utilizando hierro No. 3

b) Cálculo del diafragma externo:

Base(b) = 40 cm

Peralte(d) = 30 cm

F_y del acero = 4,200 Kg / cm²

Para la cama superior e inferior se coloca el acero mínimo:

$$A_{smin} = 14.1 * b * d / F_y$$

$$A_{smin} = (14.1 * 40 * 30) / 4,200$$

$$A_{smin} = 4.03 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo adicional se coloca 5.29 cm² por metro de altura

$$A_{sref} = 0.30 * 5.29 = 1.59 \text{ cm}^2$$

La separación del estribo + eslabón es como se mencionó anteriormente, la distribución final será:

Cama superior 2 No. 5 + 1 No. 3

Cama inferior 2 No. 5 + 1 No. 3

Acero adicional 2 No. 4

La separación del estribo + eslabón será cada 20 centímetros con hierro No. 3.

2.4 Diseño de la subestructura

2.4.1 Diseño de la cortina

La cortina de la viga de apoyo no deberá ser menor de 30 centímetros de espesor y se diseña a flexión y corte.

DIMENSIONAMIENTO DE LA CORTINA

Deberá tener el mismo alto del peralte de las vigas principales el cual será de 60 centímetros y un espesor mínimo de 30 centímetros.

Ahora se calcula la fuerza longitudinal (FL):

$$FL = 0.05 \cdot P / (2 \cdot H), \text{ según norma AASHTO 3.9.1}$$

Donde:

P = Peso del camión que pasa por el puente (Kg)

$$P = (10.9 \cdot 2,000 \cdot 2) / 2.2 = 19,818.18 \text{ Kg}$$

H = Altura de la cortina

H = 60 + 5 = 65 centímetros, los 5 centímetros es el espacio que se le deja para colocar la plancha de neopreno.

$$FL = (0.05 \cdot 19,818.18) / (2 \cdot 0.65) = 762.24 \text{ Kg}$$

El brazo para la fuerza longitudinal estará a H + 6'

$$\text{Brazo} = H + 1.83$$

$$\text{Momento longitudinal (Mfl)} = (0.65 + 1.83) \cdot 762.24 = 1,890.35 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se calcula la fuerza que produce el sismo:

$$S = 0.12 \cdot W, \text{ según norma AASHTO 3.21}$$

Donde:

W = Peso de la cortina

$$W = 0.3 \cdot 0.65 \cdot 6.22 \cdot 2,400 = 2,910.96 \text{ Kg}$$

$$S = 0.12 \cdot 2,910.96$$

$$S = 349.32 \text{ Kg}$$

Momento que produce el sismo, se toma a la mitad de la cortina:

$$M = S \cdot H/2 = 349.32 \cdot 0.65/2 = 113.53 \text{ Kg} - \text{m}$$

Calculando el empuje de la cortina:

$$F = \text{Sob} \cdot H + \text{Sob} \cdot H/2$$

Donde:

$$\text{Sob} = 480 \cdot 0.61 = 292.8 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$F = 292.8 \cdot 0.65 + (292.8 \cdot 0.65)/2 = 285.48 \text{ Kg} / \text{m}$$

Empuje del suelo sobre la cortina (E_s):

$$\text{Valor soporte del suelo} = 12,000 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$E_s = V_s \cdot H/3$$

$$E_s = 12,000 \cdot 0.65/3$$

$$E_s = 2,600 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Empuje que produce la sobrecarga (E_{sob}):

$$E_{sob} = \text{Sob} \cdot H/2$$

$$E_{sob} = 292.8 \cdot 0.65/2$$

$$E_{sob} = 95.16 \text{ Kg} / \text{m}$$

Calculando momentos finales (se toma el mayor de los dos)

$$\text{Momento} = 1.3(E_{sob} + E_s + FL), \text{ según norma AASHTO 3:22:1a}$$

$$\text{Momento} = 1.3(95.16 + 2,600 + 1,890.35) = 5,961.16 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\text{Momento} = 1.3(E_{sob} + E_s + S), \text{ según norma AASHTO 3:22:1a}$$

$$\text{Momento} = 1.3(95.16 + 2,600 + 113.53) = 3,651.3 \text{ Kg} - \text{m}$$

Se toma el momento máximo 5,961.16 Kg – m

Calculando el área de acero requerida:

$$\text{Momento último (Mu)} = 5,961.16 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Base(b)} = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte(d)} = 25 \text{ cm}$$

$$F_y \text{ del acero} = 2,810 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$F'_c \text{ del concreto} = 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Se chequea el acero mínimo (Asmin):

$$A_{smin} = 14.1 \cdot b \cdot d / F_y = (14.1 \cdot 65 \cdot 25) / 2,810 = 8.15 \text{ cm}^2$$

Ahora se chequea el acero requerido (Asreq):

$$A_{sreq} = 9.90 \text{ cm}^2$$

Ahora se chequea el acero máximo (Asmas):

$$A_{smas} = 30.02 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido está dentro del rango del acero máximo y mínimo se coloca el acero requerido. La distribución será de 5 No. 5

Ahora la cortina se chequea por corte:

$$V = 1.3 \cdot (F + FL), \text{ según AASHTO 3:22:1b}$$

$$V = 1.3(285.48 + 1,890.35) = 2,828.58 \text{ Kg}$$

$$V = 1.3 \cdot (F + S), \text{ según AASHTO 3:22:1b}$$

$$V = 1.3(285.48 + 349.32) = 518.71 \text{ Kg}$$

Se toma el corte máximo 2,828.58 Kg

Se calcula el corte que resiste el concreto (Vc)

$$V_c = 0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{F'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{210} \cdot 65 \cdot 25 = 10,608.59 \text{ Kg}$$

Como el corte que resiste el concreto es mayor que el corte actuante, la separación de los estribos será máxima $d/2 = 25/2 = 12.5$ centímetros. La separación final será de 10 centímetros con hierro No. 3.

2.4.2 Diseño de la viga de apoyo

Para la base de la viga de apoyo se coloca el acero mínimo, éste deberá chequear por aplastamiento. El refuerzo deberá colocarse de manera que no esté espaciado a más de 40 centímetros. En el refuerzo transversal se colocarán estribos de acero corrugado a no menos de $H/2$

$$\text{Base}(b) = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte}(d) = 40 \text{ cm}$$

$$F_y \text{ del acero} = 2,810 \text{ Kg / cm}^2$$

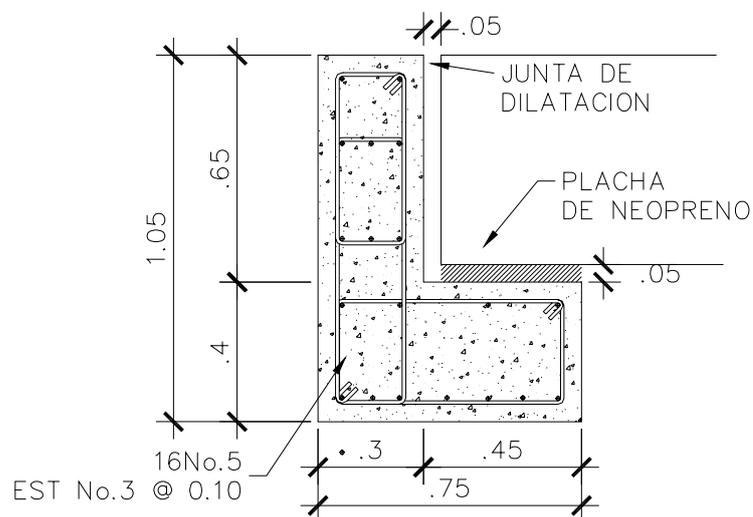
Se coloca el acero mínimo(A_{smin})

$$A_{smin} = 14.1 * b * d / F_y = (14.1 * 75 * 40) / 2,810 = 15.05 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 8 No. 5

El refuerzo transversal será de $H/2 = 40/2 = 20$ centímetros, la separación final queda a criterio del diseñador por lo que se toma una separación de 10 centímetros con hierro No. 3

Figura No. 5 Detalle de viga apoyo y cortina



DISEÑO DEL NEOPRENO DE LA BASE DE VIGA DE APOYO

Chequeo por aplastamiento:

En este chequeo se calcula el área de aplastamiento de la base de la viga de apoyo, sirve de amortiguamiento para disipar el esfuerzo de impacto, se utiliza una base de neopreno, se diseña con la siguiente fórmula:

$$A_p = \frac{P}{F'_c * \phi_c}$$

Donde:

A_p = Área de aplastamiento

P = Carga última en libras

F'_c = Esfuerzo máximo del concreto 210 Kg / cm²

ϕ = Constante de corte que es igual a 0.7

$$Ap = \frac{14,114.82lb}{210 * 0.7} = 96.02cm^2$$

$$Ap = \sqrt{96.02} = 9.80cm \text{ redondeado a } 15 \text{ cm}$$

Se debe utilizar una base de neopreno de 15 X 15 cm, con un espesor de 5 centímetros.

2.4.3 Diseño del estribo

Con las reacciones de las vigas principales de la superestructura actuando verticalmente el peso propio de la viga de apoyo y el peso propio de los estribos se procede a diseñar los mismos.

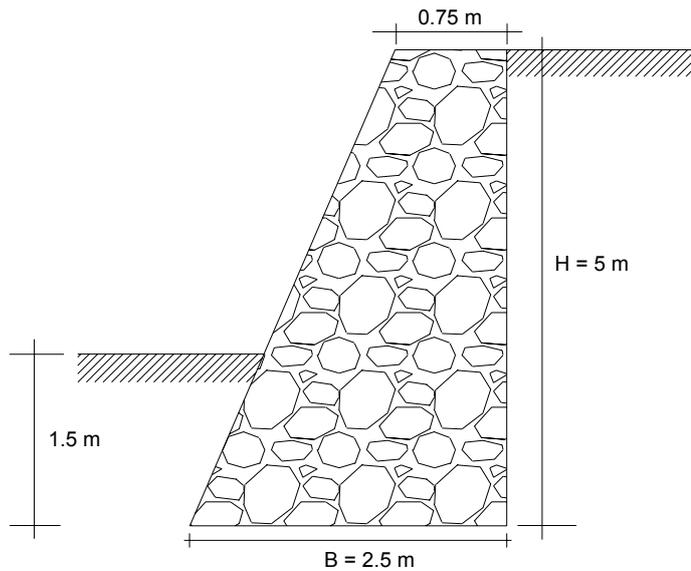
La altura del muro se definió en base a la capacidad de soportar peso del suelo y por la crecida máxima del río, la capacidad del suelo es de 12 Ton/m². Se tomó una parte del estribo enterrada para protegerlo de la erosión, debido a que es una de las razones por la cual puede fallar este elemento de la subestructura. La base del estribo se adoptó como 50% de la altura del mismo. El diseño será como muros de gravedad de concreto ciclópeo.

Datos de campo

Altura (H)	= 5 metros
Base (b)	= 2.5 metros
Profundidad enterrada	= 1.5 metros
Peso volumétricos del suelo (PV)	= 1.5 T/m ³
Carga sobre el muro	= 6.41 Ton
Resistencia a compresión del concreto (F'c)	= 210 Kg / cm ²
Angulo de rozamiento	= 30

Peso específico del muro	= 2.5 T/m ³
Valor soporte del suelo	= 12 T/m ²
Sobrecarga en el muro	= 0.9 T/m ²

Figura No. 6 Diagrama de dimensionamiento del estribo



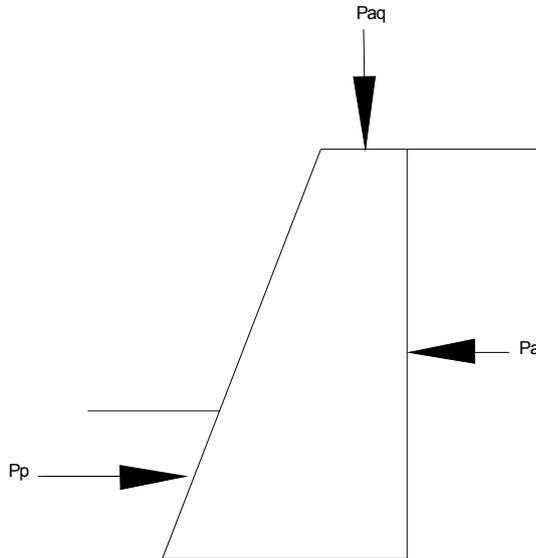
Se calcula el muro por gravedad, el primer paso es calcular el coeficiente de empuje activo y pasivo.

$$\text{Empuje activo}(K_a) = (1 - \text{SEN } 30^\circ) / (1 + \text{SEN } 30^\circ) = 0.33$$

$$\text{Empuje pasivo}(K_p) = (1 + \text{SEN } 30^\circ) / (1 - \text{SEN } 30^\circ) = 3$$

Cálculo de presiones horizontales a una profundidad H del muro:

Figura No. 7 Cálculo de presiones horizontales



$$\text{Presión pasiva (Pp)} = 3 \cdot 1.5 \cdot 1.5 = 6.75 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Presión activa (Pa)} = 1/3 \cdot 1.5 \cdot 5 = 2.50 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Presión de carga sobre el muro (Paq)} = 0.9 \cdot 0.333 = 0.30 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión, se calculan como el área de diagramas de presiones actuantes en su centroide:

$$\text{Carga por presión pasiva (Pp)} = 1/2 \cdot 6.75 \cdot 1.5 = 5.06 \text{ T / m}$$

$$\text{Carga por presión activa (Pa)} = 1/2 \cdot 2.50 \cdot 5 = 6.25 \text{ T / m}$$

$$\text{Por sobrecarga (Paq)} = 0.3 \cdot 5 = 1.50 \text{ T / m}$$

Momento al pie del muro:

$$\text{Momento por empuje pasivo (MPp)} = (5.06 \cdot 1.5) / 3 = 2.53 \text{ T -m}$$

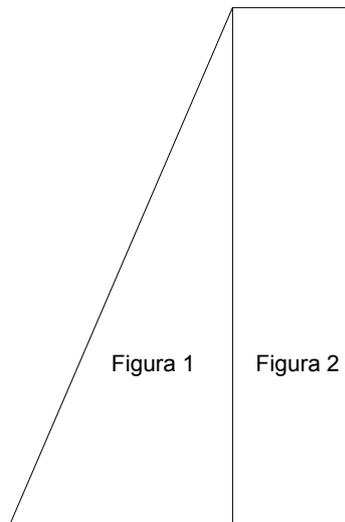
$$\text{Momento por empuje activo (MPa)} = (6.25 \cdot 5) / 3 = 10.42 \text{ T -m}$$

$$\text{Momento por sobrecarga (Mpaq)} = (1.5 \cdot 5) / 2 = 3.75 \text{ T -m}$$

Tabla II. Peso de estribo para puente vehicular

FIGURA No.	AREA(M2)	PESO ESPECIFICO(PC T/M3)	W (T/M)	BRAZO(M)	MOMENTO(TON-M)
1	4.375	2.5	10.94	1.17	12.76
2	3.75	2.5	9.38	2.125	19.92
3			6.41	2.125	13.62
SUMATORIA DE W			26.72	Mw	46.30

Figura No. 8 Peso de estribo para puente vehicular



Chequeando estabilidad contra volteo (Fcv):

$$F_{cv} = \frac{M_r}{M_{act}} = \frac{(M_p + M_w)}{(M_a + M_{aq})} = \frac{(2.53 + 46.3)}{(10.42 + 3.75)}$$

$$F_{cv} = 3.45$$

Para que el muro chequee contra volteo $F_{cv} > 1.5$, por lo tanto el muro cumple con el requisito establecido.

Chequeando estabilidad contra deslizamiento (Fcd):

$$F_{cd} = \frac{F_r}{F_{act}} = \frac{(P_p + W)}{(P_a + P_{aq})}$$

$$F_{cd} = \frac{(5.06 + 26.72)}{(6.25 + 1.5)} = 2.03$$

Para que el muro chequee contra deslizamiento $F_{cd} > 1.5$, por lo tanto el muro cumple con el requisito establecido.

Chequeo de presión máxima bajo la base del muro:

La distancia "a" a partir del punto "o" donde actúan las cargas verticales será:

Donde:

La excentricidad $E = L/2 - a$

$a = M_o/W = (M_p + M_w - M_a - M_{aq})/W$

$a = (2.53 + 46.3 - 10.42 - 3.75)/26.72 = 1.30$

$E = 2.5/2 - 1.3 = -0.05$

Se debe cumplir que $3 \times a > L$; para que no existan presiones negativas

$3 \times a = 3 \times 1.3 = 3.90$; donde $3.9 > L(2.5)$; si cumple

Las presiones en el terreno serán:

$$Q_{\max} = \frac{W}{L * B} + \frac{W * E}{S}$$

$$Q_{\min} = \frac{W}{L * B} - \frac{W * E}{S}$$

Donde:

S es módulo de sección por metro lineal

$$S = 1/6(2.5^2)$$

$$Q_{\max} = \frac{26.72}{2.5} + \frac{26.72 * 0.05}{1/6 * 2.5^2} = 9.47t/m^2$$

El valor de “ Q_{\max} ” no debe exceder el valor soporte del suelo, por lo que $9.47 \text{ t/m}^2 < 12 \text{ t/m}^2$, entonces cumple el requisito establecido

Se chequea la presión negativa

$$Q_{\min} = \frac{26.72}{2.5} - \frac{26.72 * 0.05}{1/6 * 2.5^2} = 11.90 \text{ t/m}^2$$

El valor de “ Q_{\min} ” debe ser mayor que cero, $11.90 \text{ t/m}^2 > 0$, no existen presiones negativas.

Con los chequeos respectivos las dimensiones del muro quedan establecidas como:

Base = 2.5 metros

Altura = 5 metros

2.4.4 Planos del puente

Los planos del puente se realizaron con base a la topografía del lugar y los cálculos realizados anteriormente, éstos se muestran a partir de la figura 19 en el apéndice.

2.4.5 Elaboración del presupuesto

Se integró por precio unitario cada una de las actividades realizadas para obtener un costo total, con base al precio tanto de materiales como de mano de obra, se obtuvo un costo total por cada actividad, al final se agregó a

cada renglón los porcentajes correspondientes de los costos indirectos, que son los siguientes: Gastos de administración 5%, Gastos de supervisión 8%, Gastos de transportes 7%, Imprevistos 5%, Utilidad 20%. En la tabla III se muestra la integración del presupuesto.

Tabla III Presupuesto puente vehicular

PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO: Puente vehicular Blanca Flor

UBICACIÓN: Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango

ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	Costo
Trabajos preliminares	M2	233	47.47	1,1060
Losa	M2	52.3	282.61	14,780.6
Diafragma interno	ML	10	287.63	2,876.3
Diafragma externo	ML	10	260.79	2,607.90
Viga principal	ML	25.2	558.92	14,084.88
Pasamano puente	ML	16.8	164.28	2,759.90
Banqueta	ML	16.8	193.58	3,252.14
Viga de apoyo	ML	16.8	729.23	12,251.05
Estribos	M3	208	295.10	61,382.00
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES				Q124,774.77

INTEGRACIÓN PRESUPUESTO

TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES	124,774.77
TRANSPORTE DE MATERIALES	9,981.98
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN	6,238.74
OBRAS ADVERSAS	8,734.23
UTILIDAD	24,954.95
SUPERVISIÓN	16,220.72
TOTAL PROYECTO PUENTE	Q190,905.40

3 DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA EL PARAJE CHACALTÉ ALDEA TUNAYAC, MOMOSTENANGO, TOTONICAPÁN

3.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la captación de 7 nacimientos de brote vertical, los cuales serán unificados por una caja reunidora de caudales, para luego ser conducidos por gravedad a un tanque de almacenamiento. Para el levantamiento topográfico se utilizó el método de conservación de azimut y taquimétrico. El equipo que se utilizó para el levantamiento topográfico fue un teodolito, estadal, estacas, clavos y martillo. La línea de conducción, tiene una longitud de 2 kilómetros y la red de distribución tiene una longitud de 3 kilómetros. El recorrido de la conducción como de la distribución tiene accidentes geográficos como pasos de ríos, quebradas, zanjonés, caminos vecinales. Entre los nacimientos y el tanque de almacenamiento, existe una diferencia de nivel de 9 metros. El tipo de conexión será predial.

3.2 Caudal de aforo

Los siete nacimientos provienen de agua subterránea, los cuales fueron aforados en el mes de abril del año 2003 por medio del método volumétrico, dando un caudal de 1.02 l/s.

3.3 Calidad del agua

La calidad del agua tiene una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas, por medio de las cuales se puede evaluar si el agua es apta o no para el consumo humano, es decir, que sea potable, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales y orgánicas, libre de tóxicos, y que no transmita enfermedades y además que sea agradable a los sentidos.

En este caso se realizaron dos análisis los cuales fueron:

- a) Examen bacteriológico
- b) Examen físico-químico

A continuación se describe cada uno de ellos:

- a) Examen bacteriológico:

El objetivo principal de este examen es para indicar el grado de contaminación bacteriana, principalmente con materia fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme, el cual comprende los bacilos *Escherichia Coli* y el *Aerobacter Aerógenes*. Según los resultados, los exámenes de la calidad del agua presentan 1,600 coliformes en una muestra de 100 cm³, por lo que desde el punto de vista bacteriológico, el agua NO es potable, según la NORMA COGUANOR NGO 29001. Para cubrir esta deficiencia, se incorporará al proyecto un sistema de desinfección a base de cloración, ver inciso 3.11.

b) Examen físico-químico:

El principal propósito de ese examen es medir y registrar aquellas propiedades que pueden ser observadas por los sentidos; entre estos podemos mencionar el olor, turbiedad, sabor y temperatura. Además de determinar las cantidades de minerales que hay en el agua y que pueden afectar su calidad, proporciona datos acerca de contaminaciones o muestra las variaciones ocasionadas por el tratamiento, que es indispensable para controlar un proceso de purificación del agua. Según el análisis correspondiente, el agua presenta tanto aspecto de color y turbiedad en límites máximos permisibles, las demás determinaciones indicadas se encuentran dentro de los límites máximos aceptables de normalidad, según norma COGUANOR NGO 29001.

Los resultados de los análisis se presentan en la figura 19 y 20 respectivamente (ver apéndice)

3.4 Período de diseño

Para un sistema de abastecimiento de agua o sus componentes, es el tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño.

Por consiguiente, los dos aspectos principales que intervienen en el período de diseño son: la durabilidad de los materiales y su capacidad para prestar un buen servicio para las condiciones previstas. En general, puede afirmarse que un período de diseño de 20 años es el más recomendable para acueductos rurales. El período de diseño adoptado para este proyecto fue de 20 años, más un año debido a trámites o gestiones administrativas.

3.5 Estimación de la población de diseño

La población del paraje Chacalté no cuentan con un censo poblacional, por lo que se optó por recabar información con los mismos pobladores, se confirmó que existían 59 casas y un promedio de 6 habitantes por casa, se tiene un total de 354 habitantes en la comunidad, la tasa de crecimiento proporcionada por la municipalidad de Momostenango es del 3%.

La población futura, según el período de diseño adoptado para el proyecto, se calculó por medio del método de crecimiento geométrico el cual se describe a continuación:

$$Pf = Pact(1 + r)^n$$

Donde:

Pf = Población futura

Pact = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Sustituyendo los datos en la fórmula anterior obtenemos:

$$Pf = 354(1 + 0.03)^{21}$$

Pf = 659 habitantes

3.6 Dotación

Es la cantidad de agua que una persona necesita por día para satisfacer sus necesidades. Se expresa en litros por habitante por día.

El consumo de agua está en función de una serie de factores que son inherentes a la comunidad que se quiere abastecer, varía de una comunidad a otra, como también podría variar de un sector de distribución a otro, dentro de la misma comunidad.

Al estudiar el abastecimiento de agua para un sistema público, la cantidad de agua que se consume varía continuamente en función del tiempo, las costumbres de la región, las condiciones climáticas, etc.

Para determinar la dotación del paraje, se tomaron en cuenta los siguientes aspectos: el clima, que en este caso es frío, la conexión predial, pero principalmente la disponibilidad de agua de los nacimientos, por lo que se asignó una cantidad de 90 litros/habitante/día.

3.7 Determinación del caudal

3.7.1 Caudal medio diario

Es la cantidad de agua consumida por la población durante un día, la cual se obtiene como el promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cuando no existe información del consumo, el caudal medio diario se obtiene del producto de la dotación adoptada por el número de habitantes, que se estiman al final del período de diseño.

$$Q_m = \frac{Dot * Pf}{86,400}$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario en l/seg

Dot = Dotación

Pf = Población futura

$$Q_m = \frac{90 * 659}{86,400}$$

$$Q_m = 0.69l / seg$$

3.7.2 Caudal máximo diario

Es el máximo consumo de agua durante 24 horas observado en el período de un año. Para las comunidades donde no se tienen datos, el consumo máximo diario se obtiene incrementando de 20 a 50% el caudal medio diario. A este porcentaje de incremento, se le denomina “Factor de día máximo”, y se sabe que su valor está en función del tamaño de la población y de sus costumbres.

Población < 1,000 habitantes usar un factor alto

Población > 1,000 habitantes usar un factor bajo

El caudal máximo diario se utiliza para diseñar la línea de conducción.

Para el presente proyecto se tomó un factor de 1.4

$$Q_c = FDM * Q_m$$

Donde:

Q_c = Caudal máximo diario o caudal de conducción

FDM = Factor de día máximo

Q_m = Caudal medio diario

$$Q_c = 1.4 * 0.69$$

$$Q_c = 0.96l / seg$$

3.7.3 Caudal máximo horario

Es el máximo consumo de agua observado durante una hora del día en el período de un año.

Cuando no se tienen registros de consumos máximos horarios, este valor se obtiene incrementando de 200 a 250% el caudal medio diario. Este porcentaje se le denomina "Factor de hora máxima", y al igual que el factor de día máximo, este valor está en función con el tamaño de la población y de sus costumbres.

Población < 1,000 usar un factor alto

Población > 1,000 usar un factor bajo

El caudal máximo horario se utiliza para diseñar la línea y la red de distribución.

Se determina multiplicando el consumo medio diario por el factor de hora máximo, el cual tomamos un valor de 2.4 por tener una población menor de 1,000 habitantes.

$$Qd = FHM * Qm$$

$$Qd = 2.4 * 0.96$$

$$Qd = 2.30l / seg$$

3.8 Parámetros de diseño

a) Fórmulas, coeficientes y diámetros de tubería

Para el cálculo de la línea de conducción y red de distribución se utilizaron las ecuaciones de continuidad y de conservación de la energía, y la fórmula empírica para fluidos de agua de Hazen Williams, utilizada para las pérdidas de carga en tuberías cerradas a presión, la cual es:

$$hf = \frac{1,743.811 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.87}}$$

Donde:

hf = Pérdida de carga por fricción en metros

L = Longitud del tramo en metros

Q = Caudal conducido en litros / segundo

C = Coeficiente de fricción de Hazen Williams, que depende de la rugosidad del material, para tubería PVC se adoptará un valor de 140 y para HG 100 (este número es adimensional)

D = Diámetro de la tubería en pulgadas

b) Clase y presiones de trabajo de tubería

En la mayor parte del proyecto se utilizará tubería de cloruro de polivinilo PVC, bajo las denominaciones SDR (relación de diámetro exterior, espesor de pared), de las cuales se usarán las siguientes:

SDR 17, presión de trabajo de 250 PSI (222 m.c.a.)

SDR 26, presión de trabajo de 160 PSI(113 m.c.a.)

Para tramos donde la tubería PVC no se pueda colocar por razones de seguridad, se utilizará tubería de hierro galvanizado tipo liviano.

c) Velocidades y presiones, mínimas y máximas

La velocidad mínima es de 0.6 metros / segundo, pero debido a que el caudal no contiene sedimentos, este valor puede ser menor. La velocidad máxima será de 5 metros / segundo.

La presión estática en la línea de conducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo de las tuberías, y en redes de distribución no debe ser mayor de 60 metros columna de agua. La presión mínima de llegada a cualquier obra de arte y en cualquier línea será de 6 metros columna de agua, según normas de diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales de Guatemala.

3.9 Diseño de la línea de conducción

Para el diseño de la línea de conducción se utilizará la ecuación de Hazen Williams descrita anteriormente.

La longitud de diseño de toda la tubería se incrementó en un 3 a 5%, que es la incertidumbre al considerar la pendiente del terreno y las condiciones de accesibilidad en el momento de ejecutar el proyecto.

A continuación se diseña la línea de conducción de la caja reunidora de caudales al tanque de distribución, que se encuentra ubicado en la E-0 y E58' respectivamente.

Datos del tramo:

Longitud = 2,143.43 metros (incluye un 3% de factor de ondulación)

Caudal = 0.96 litros / segundo

Tubería PVC = 140 (coeficiente C)

Cota E-0 = 999.04 metros

Cota E-58' = 990 metros

A partir de la figura 23 del apéndice se muestra el esquema de planos finales.

Primero se calcula la carga disponible o diferencia de nivel entre las estaciones, es decir:

$$H_f = \text{Cota}_{E-0} - \text{Cota}_{E58'} = 999.04 - 990 = 9.04 \text{ metros}$$

Para esta carga disponible, se obtendrá un diámetro teórico, despejando de la fórmula Hazen Williams, el diámetro, se sustituyen los datos, dando como resultado lo siguiente:

$$D_{teorico} = \left(\frac{1,743.811 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * H_f} \right)^{1/4.87} ; \text{ sustituyendo datos obtenemos:}$$

$$D_{teorico} = \left(\frac{1,743.811 * 2,143.43 * 0.96^{1.852}}{140^{1.852} * 9.04} \right)^{1/4.87} = 2.14 \text{ pulgadas}$$

Este resultado se aproxima a un diámetro comercial superior e inferior, calculando para cada diámetro la pérdida de carga, y se selecciona el diámetro que de mejor resultado al diseño hidráulico. En este caso se calcula la pérdida por fricción para un diámetro de 3 y 2.5 pulgadas debido a que se requiere una pérdida pequeña, pues la diferencia de nivel es de 9 metros, y así poder garantizar que el agua llegue al tanque de almacenamiento.

$$Hf = \left(\frac{1,743.811 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}} \right)$$

Pérdida de carga para diámetro de 3 pulgadas

$$Hf_{\phi 3"} = \left(\frac{1,743.811 * 2,143.43 * 0.96^{1.852}}{140^{1.852} * 3^{4.87}} \right) = 1.74 \text{ metros}$$

Pérdida de carga para diámetro de 2.5 pulgadas

$$Hf_{\phi 2.5"} = \left(\frac{1,743.811 * 2,143.43 * 0.96^{1.852}}{140^{1.852} * 2.5^{4.87}} \right) = 4.24 \text{ metros}$$

En el cálculo anterior se observa que la pérdida de carga con el diámetro mayor es menor, tomando en cuenta que se tiene poco desnivel entre la captación y el tanque de distribución, se toma el diámetro mayor que es 3 pulgadas. También se toma en cuenta un tramo con HG, con una longitud de 219 metros, que se encuentra entre el cauce de un río, por lo que se hace el mismo cálculo anterior tomando un C = 100, da como resultado 3

pulgadas, con una pérdida de carga de 0.34 metros, el tramo restante tiene una longitud de 1,862 metros con tubería PVC de 3 pulgadas y una pérdida de carga de 1.56 metros.

La cota piezométrica de llegada se define como la resta entre la Cota_{E-9} = 990.04 m. c. a. menos la pérdida de carga H_f según el diámetro encontrado (3 pulgadas HG), que es de 0.34 metros, da como resultado 990.04 - 0.34 = 998.7 m.c.a., el tramo restante es Cotapiezo_{E-9} - H_f(3 pulgadas PVC), da como resultado 998.7 - 1.56 = 997.13 m.c.a.

La presión dinámica se define como la resta de la piezométrica menos la cota de terreno , Cotapiezo_{E-9} - Cotaterreno_{E-9} de HG, es 998.7 - 990.7 = 7.97 m.c.a., el tramo restante es Cotapiezo_{E-58'} - Cotaterreno_{E-58'} ,es 997.13 - 990 = 7.13 m.c.a.

El cálculo del diseño hidráulico se presentará en tabla IX del apéndice.

3.10 Diseño del tanque de distribución

Para cubrir las variaciones horarias de consumo de la comunidad, se diseñará un tanque de distribución el cual será de acuerdo a datos asumidos, ya que no se cuenta con información de la demanda real de la comunidad, se calcula la capacidad del tanque como un porcentaje de consumo de día máximo, según las normas de diseño este porcentaje oscila entre 30 y 35%, en el caso específico del paraje Chacalté se asumirá un 35% del caudal de conducción.

$$Vol = 0.35 * \left(\frac{Qc * 86,400}{1,000} \right)$$

Donde:

Vol = Volumen del tanque de distribución en metros cúbicos

Qc = Caudal de conducción en litros / segundo

Sustituyendo valores en la fórmula se obtiene lo siguiente:

$$Vol = 0.35 * \left(\frac{0.96 * 86,400}{1,000} \right)$$

$$Vol = 29.03m^3$$

El volumen final será por aproximación de 30 m³.

Se diseñará un tanque de concreto armado de 30 m³ para el paraje Chacalté.

Tendrá las siguientes especificaciones:

F'c = Resistencia a compresión del concreto = 210 Kg / cm²

Fy = Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 = 2,810 Kg / cm²

γc = Peso específico del concreto = 2,400 Kg / m³

γs = Peso específico del suelo = 1.5 t / m³

Vs = Valor soporte del suelo = 10 t / m²

γa = Peso específico del agua = 1 t / m³

Φ = Coeficiente de rozamiento = 0.3

Dimensionando el tanque con capacidad de 30 m³:

Capacidad del tanque = 30 m³

Se asume una altura de 1.6 metros

$$30 m^3 / 1.6 = 18.75 m^2$$

$$\sqrt{18.75} = 4.33 \text{ metros}$$

Por tanto las dimensiones del tanque serán de $4.3 * 4.3 * 1.6 = 29.58 \text{ m}^3$

Diseño de la losa:

Funcionamiento de la losa

$$m = \frac{a}{b} = \frac{4.3}{4.3} = 1 > 0.5; \text{ entonces la losa trabajará en dos sentidos}$$

Espesor

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{(4.3 * 2 + 4.3 * 2)}{180} = 0.095m$$

Se tomó un espesor de 10 centímetros, ya que según el código ACI, el mínimo recomendado es 9 centímetros.

Integración de cargas

Carga muerta

$C_m = \text{peso propio de losa} + \text{acabados}$

$$C_m = \gamma_c * t + 90 \text{ Kg} / \text{m}^2 \text{ (repello más cernido)}$$

$$C_m = (2,400 \text{ Kg} / \text{m}^3 * 0.1 \text{ m}) + 90 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$C_m = 330 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Carga viva

$$C_v = 100 \text{ Kg} / \text{m}^2 \text{ (techo inaccessible)}$$

Carga muerta última

$$C_{Mu} = 1.4 * C_m = 1.4(330 \text{ Kg} / \text{m}^2) = 462 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Carga viva última

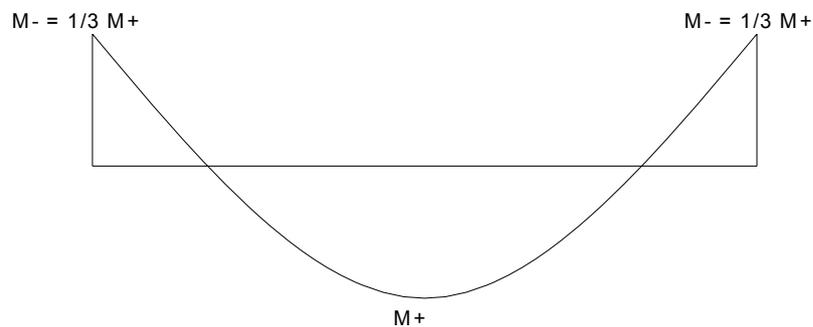
$$C_{Vu} = 1.7 * C_v = 1.7(100 \text{ Kg} / \text{m}^2) = 170 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Carga última total

$$C_{Ut} = C_{Mu} + C_{Vu} = 462 \text{ Kg} / \text{m}^2 + 170 \text{ Kg} / \text{m}^2 = 632 \text{ Kg} / \text{m}^2 * 1m = 632 \text{ Kg/m}$$

Determinación de momentos

Figura No. 9 Diagrama de momentos de la losa superior
CASO 1



$$Ma^+ = Mb^+ = (Ca^+ * CMu * a^2) + (Ca^+ * CVu * a^2)$$

$$Ma^- = Mb^- = 1/3 * Ma^+$$

Donde:

Ma^+ = Momento positivo del lado "a" en Kg – m

Ma^- = Momento negativo del lado "a" en Kg – m

Mb^+ = Momento positivo del lado "b" en Kg – m

Mb^- = Momento negativo del lado "b" en Kg – m

Ca^+ = Coeficiente para el momento positivo "a" producido en la losa por la carga muerta última (adimensional)

CMu = Carga muerta última en Kg / m

CVu = Carga viva última en Kg / m

A = Medida en metros del lado "a" de la losa

B = Medida en metros del lado "b" de la losa

$$Ma^+ = Mb^+ = (0.036 * 462 * 4.3^2) + (0.036 * 170 * 4.3^2)$$

$$Ma^+ = Mb^+ = 420.68 \text{ Kg – m}$$

$$M_a^- = M_b^- = 1/3 * M_a^+ = 1/3(420.68) = 140.23 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo del refuerzo:

Se diseña con un recubrimiento de 2.5 centímetros, para una franja de 1 metro

Peralte

$$d = t - \text{recubrimiento} = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ centímetros}$$

Área de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 40\% A_{s_{\minimo, viga}}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * (14.1 / F_y) * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * (14.1 / 2,810) * 100 * 7.5 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo

$$S_{\max} = 3t = 3 * 10 = 30 \text{ centímetros}$$

Se calcula el espaciamento, proponiendo varilla No. 3 grado 40

$$1.51 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

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

$$S = \frac{0.71}{1.51} * 100 = 45 \text{ cm} > S_{\max}; \text{ Entonces se tomará un espaciamento de } 30 \text{ cm}$$

Cálculo de la nueva área de acero mínimo con el espaciamento máximo:

$$A_{s_{\min}} \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = (100 \text{ cm} / 30 \text{ cm}) 0.71 \text{ cm}^2 = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resiste el área de acero mínimo:

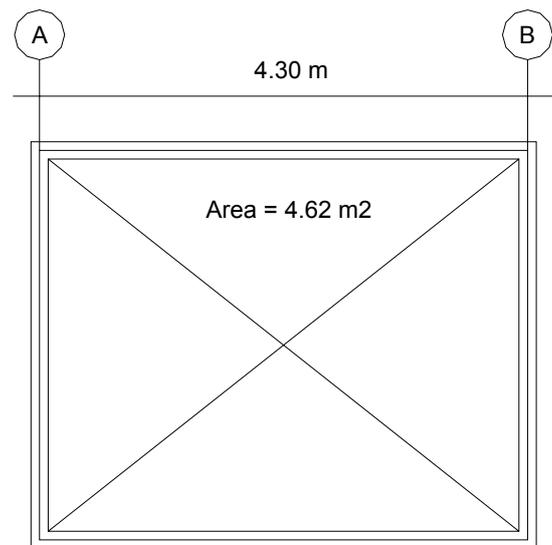
$$\text{Momento } A_{s_{\min}} = (\Phi * A_{s_{\min}} * F_y) \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * F_y}{1.7 * F'c * b} \right)$$

$$\text{Momento } A_{s_{\min}} = (0.9 * 2.37 * 2,810) \left(7.5 - \frac{2.37 * 2,810}{1.7 * 210 * 100} \right) = 43,834.87/100$$

$$\text{Momento } A_{s_{\min}} = 438.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

Como se puede observar, el momento que resiste el área de acero mínimo es mayor que los momentos que actúan en la losa, por lo tanto, se propone un armado con varillas No. 3 con un espaciamiento de 30 cm.

Figura No. 10 Distribución de áreas tributarias



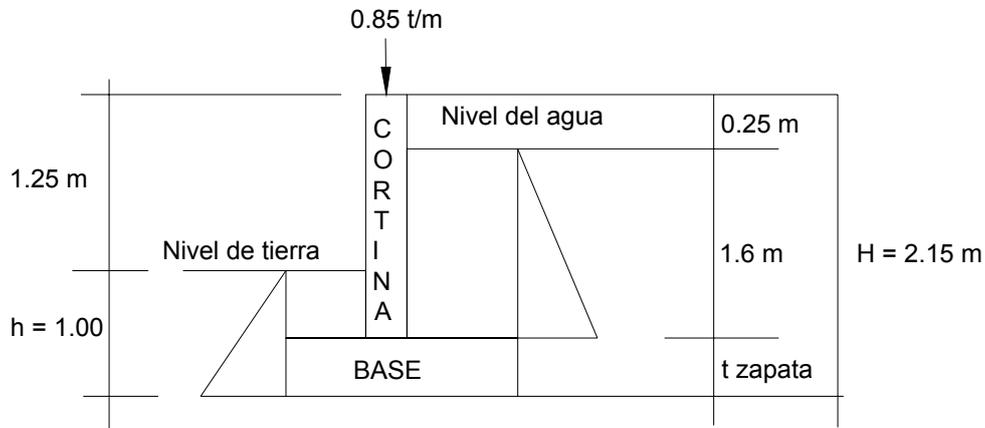
Las paredes del muro se diseñarán como muro en voladizo

Como las dimensiones del tanque son iguales, los cuatro muros tendrán las mismas cargas.

Muro A – B

$$\text{Carga total (Wt)} = \frac{4.62 * 632}{4.3} + (0.35 * 0.2 * 2,400) = 847.03 \text{ Kg} / \text{m} = 0.85 \text{ t} / \text{m}$$

Figura No. 11 Diagrama de dimensionamiento del muro



Predimensionamiento del muro:

t de la cortina promedio está comprendida entre $H/10$ y $H/12$

$$H/10 = 2.15/10 = 0.215 \text{ m}$$

$$H/12 = 2.15/12 = 0.179 \text{ m}$$

El promedio t de la cortina es de 0.197 , para este caso se utilizará un espesor de 0.2 m

Base:

Valor entre 0.4 a $0.65H$, se utilizará $0.5H$

$$\text{Base} = 0.5H = 0.5(2.15) = 1.07 \text{ metros, se utilizará } 1.15 \text{ metros.}$$

$\text{Pie} = \text{Base}/3 = 1.15/3 = 0.38$, se utilizará 0.4 m y deberá estar comprendida entre $0.08H$ a $0.4H$ de donde $0.4 \text{ m} = 0.177H$.

ESPESOR DE LA LOSA INFERIOR DEL TANQUE

Se asume que está comprendida entre 0.25 metros a 1.25 metros, por lo que se utilizará 0.3 metros.

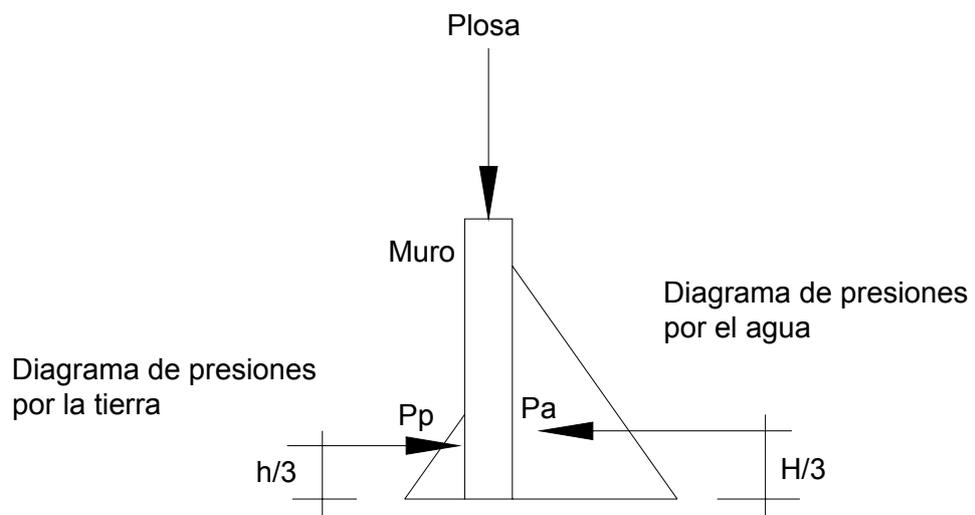
Los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente serán:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 - \operatorname{sen}30}{1 + \operatorname{sen}30} = 0.333333$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 + \operatorname{sen}30}{1 - \operatorname{sen}30} = 3$$

A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre, donde se muestran las presiones que ejerce el agua y la tierra sobre el muro

Figura No. 12 Diagrama de cuerpo libre de presiones



Cálculo de presiones horizontales, a una profundidad h del muro

$$\text{Presión de la tierra} = K_p \cdot \gamma_s \cdot h = 3 \cdot 1.5 \cdot 1 = 4.5 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Presión del agua} = K_a \cdot \gamma_a \cdot H = 0.33 \cdot 1 \cdot 2.15 = 0.71 \text{ t / m}^2$$

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión, los cuales se calculan como el área del diagrama de presiones

$$\text{Presión total de la tierra} = 0.5 \cdot 4.5 \text{ t / m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 2.25 \text{ t / m}$$

Presión total del agua = $0.5 \cdot 0.71 \text{ t/m}^2 \cdot 1.6 \text{ m} = 0.57 \text{ t/m}$

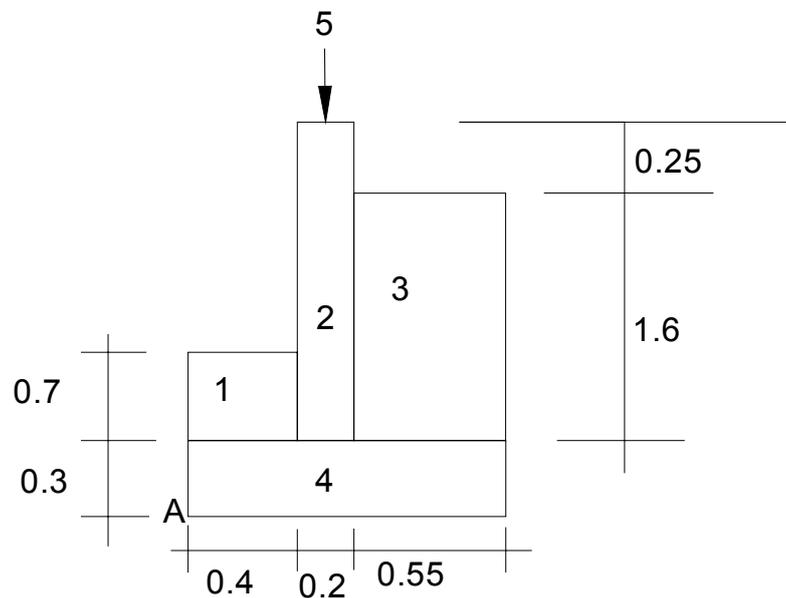
Cálculo de los momentos al pie del muro

Momento producido por la tierra = $M_{\text{total tierra}} \cdot h/3 = 2.25 \cdot 1/3 = 0.75 \text{ t-m/m}$

Momento producido por el agua = $M_{\text{total agua}} \cdot H/3 = 0.57 \cdot 1.6/3 = 0.30 \text{ t-m/m}$

Según la distribución geométrica de la siguiente gráfica se calculará el peso total del sistema de sostenimiento y el momento que produce respecto al punto "A"

Figura No. 13 Diagrama de distribución geométrica para cálculo de momentos



A continuación se presenta la tabla siguiente para calcular el momento que se produce con respecto al punto A

Tabla IV. Presiones del muro para tanque de distribución

Figura	Área m2	Peso específico del material t /m2	W t / m	Brazo m	M t - m / m
1	0.4*0.7= 0.28	1.5	0.42	0.4/2 = 0.2	0.084
2	0.2*1.85 = 0.37	2.4	0.88	(0.4+0.2)/2=0.5	0.44
3	0.55*1.6 = 0.88	1	0.88	(0.4+0.2+0.55)/2 = 0.875	0.77
4	1.15*0.3 = 0.35	2.4	0.84	1.15/2 = 0.575	0.483
5			0.85	(0.4+0.2)/2 = 0.5	0.425
		TOTAL W =	3.87	TOTAL MOMENTO =	2.20

Chequeo de estabilidad contra volteo

$$\text{Fuerza volteo} = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} = \frac{M_{tierra} + M_{total}}{M_{agua}} = \left(\frac{0.75 + 2.20}{0.30} \right) = 9.83 > 1.5$$

Como la fuerza de volteo es mayor que 1.5, entonces si chequea por volteo.

Chequeo contra deslizamiento

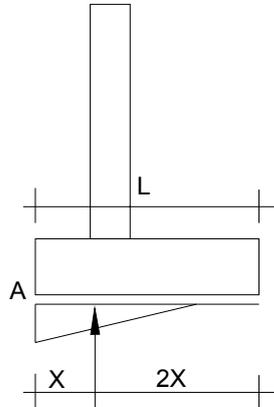
$$\text{Fuerza deslizamiento} = \frac{\sum Fr}{\sum Fact} = \frac{P_{tierra} + \mu W}{P_{agua}} = \frac{2.25 + 0.4 * 2.20}{0.57} = 6.66 > 1.5$$

La fuerza de deslizamiento es mayor que 1.5, si chequea por deslizamiento.

Chequeo de presión máxima bajo la base del muro

La distancia "X" a partir del punto "A" donde actúan las cargas verticales es:

Figura No. 14 Gráfica de chequeo de presiones bajo el muro



$$X = \frac{\sum M_{"A"}}{\sum W} = \frac{M_{tierra} + M_{peso} - M_{agua}}{\sum W} = \frac{0.75 + 2.20 - 0.30}{3.87} = 0.68m$$

$$3X = 3 * 0.68 = 2.04m > L = 1.15$$

como 2.04 es mayor que la longitud de la base $L(1.15)$, no existen presiones negativas.

$$\text{La excentricidad } \epsilon = \frac{L}{2} - X = \frac{1.15}{2} - 0.68 = -0.105m$$

Por tanto las presiones en el terreno serán:

$$q = \frac{W}{L} \pm \frac{W * \epsilon}{S}$$

Donde:

$$W = \text{Peso en t / m} = 3.87 \text{ t / m}$$

$$L = \text{Longitud de la base} = 1.15 \text{ m}$$

$$\epsilon = \text{Excentricidad} = -0.105$$

$$S = \text{Módulo de sección por metro lineal} = 1/6 * L^2$$

$$q = \frac{3.87}{1.15} \pm \frac{3.87 * -0.105}{1/6 * 1.15^2}$$

$$Q_{\max} = 5.20 \text{ t / m}^2$$

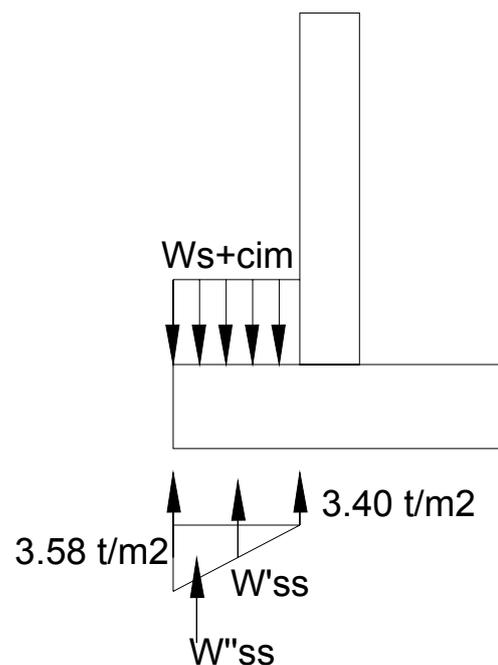
$$Q_{\min} = 1.52 \text{ t / m}^2$$

Por tanto que $Q_{\max} <$ que el valor soporte del suelo y $Q_{\min} > 0$, por lo que no existen presiones negativas.

Diseño estructural de los elementos

Diseño de pie:

Figura No. 15 Diagrama de cargas del pie



Chequeo por corte

$$W_{\text{suelo}} + \text{cimiento} = \gamma_s \cdot \text{alturatierra} \cdot L_{\text{pie}} + \gamma_c \cdot \text{tzapata} \cdot L_{\text{pie}}$$

$$W_{\text{suelo}} + \text{cimiento} = (1.5 \cdot 0.7 \cdot 0.4) + (2.4 \cdot 0.3 \cdot 0.4) = 0.708 \text{ t / m}$$

$$W'_{ss} = 3.4 \text{ t / m}^2 \cdot 0.4 \text{ m} = 1.36 \text{ t / m}$$

$$W''_{ss} = (3.58 - 3.4) \text{ t / m}^2 \cdot 0.4 \text{ m} / 2 = 0.036 \text{ t / m}$$

Según el diseño del Wsuelo + cimiento y W'ss, W''ss, se puede observar que el corte es vertical y hacia arriba, por lo que la presión se producirá en la parte inferior del pie, donde se deberá colocar el refuerzo.

El peralte efectivo será $d = t - \text{rec} - \Phi/2$; asumiendo un Φ No. 4

$$d = 30 - 7.5 - 1.27/2 = 21.86 \text{ centímetros}$$

Ahora se chequea la estructura por corte de la siguiente manera:

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{F'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 21.86 / 1,000 = 14.27 t / m$$

El corte en el rostro del muro será:

$$V_{\text{rostro}} = 1.7(W'ss + W''ss - W_{s+c}) = 1.7(1.36 + 0.036 - 0.708) = 1.17 t / m$$

$V_{\text{rostro}} < V_r$, por lo tanto si chequea por corte

Chequeo por flexión:

$$M_{\text{rostro}} = 1.7(W'ss * (L_{\text{pie}}/2)) + 2/3 W''ss * L_{\text{pie}} - W_{s+c} * (L_{\text{pie}}/2)$$

$$M_{\text{rostro}} = 1.7(1.36 * (0.4/2) + 2/3 * 0.036 * 0.40 - 0.708 * (0.4/2)) = 0.24 t - m / m$$

Ahora se procede a calcular el acero requerido, el cual irá colocado en la parte de abajo del pie

Datos:

$$M_{\text{rostro}} = 240 \text{ Kg} - m$$

$$d = 21.86 \text{ cm}$$

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

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

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

Se calcula el acero mínimo

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{F_y} * b * d = \frac{14.1}{2,810} * 100 * 21.86 = 10.97 \text{ cm}^2$$

Se chequea el acero requerido

$$Asreq = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mrostro * b}{0.003825 * F'c}} \right] * \frac{0.85 F'c}{Fy}$$

$$Asreq = \left[100 * 21.86 - \sqrt{(100 * 21.86)^2 - \frac{240 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2,810} = 0.43 cm^2$$

Se observa que el acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo tanto, se coloca el acero mínimo, que es de 10.97 cm²

Ahora se calcula el espaciamiento del refuerzo, utilizando hierro No. 4

$$10.97 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$S = 1.27 * 100 / 10.97 = 11.58 \text{ cm, entonces la separación final será de } 10 \text{ cm}$$

En el sentido longitudinal se coloca acero por temperatura (Astem)

$$Astem = 0.002 * b * t = 0.002 * 40 * 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Se calcula el espaciamiento con hierro No. 4

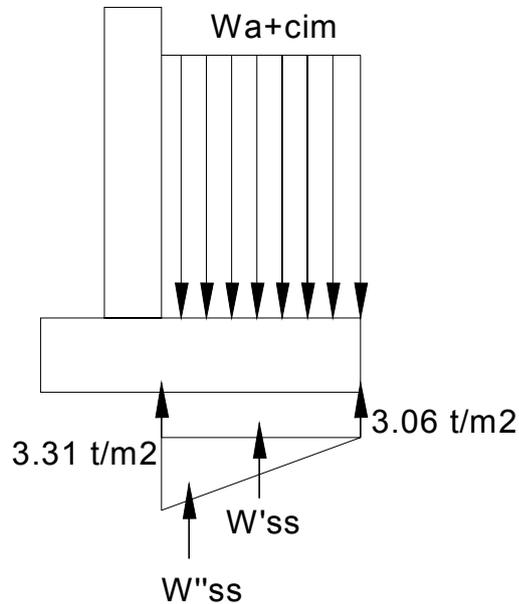
$$2.4 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 40 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$$S = 1.27 * 40 / 2.4 = 21.16 \text{ cm, por lo que la separación final será de } 20 \text{ cm.}$$

Diseño del talón

Figura No. 16 Diagrama de cargas del talón



Chequeo por corte

La presión del rostro interno del muro será:

$$W_{\text{agua}} + \text{cimiento} = \gamma_a \cdot H \cdot L_{\text{talón}} + \gamma_c \cdot t_{\text{zapata}} \cdot L_{\text{pie}}$$

$$W_{a+c} = (1 \text{ t / m}^3 \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 0.55 \text{ m}) + (2.4 \text{ t / m}^3 \cdot 0.3 \text{ m} \cdot 0.55 \text{ m}) = 1.28 \text{ t / m}$$

$$W'_{ss} = 3.06 \text{ t / m}^2 \cdot 0.55 \text{ m} = 1.68 \text{ t / m}$$

$$W''_{ss} = (3.31 - 3.06) \text{ t / m}^2 \cdot 0.55 \text{ m} / 2 = 0.068 \text{ t / m}$$

Como se puede observar en el análisis anterior el corte es vertical hacia abajo, por lo que la presión se producirá en la parte superior donde se deberá colocar el refuerzo.

El peralte efectivo será $d = t - \text{rec} - \Phi/2$; asumiendo un Φ No. 4

$$d = 30 - 7.5 - 1.27/2 = 21.86 \text{ centímetros}$$

Ahora se chequea la estructura por corte de la siguiente manera:

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{F'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 21.86 / 1,000 = 14.27 t / m$$

El corte en el rostro del muro será:

$$V_{\text{rostro}} = 1.7(W'_{ss} + W''_{ss} - W_{s+c}) = 1.7(1.68 + 0.068 - 1.28) = 0.8 t / m$$

$V_{\text{rostro}} < V_r$, por lo que se chequea por corte.

Chequeo por flexión:

$$M_{\text{rostro}} = 1.7(W_{s+c} * (L_{pie}/2) - W'_{ss} * (L_{pie}/2) - 1/3 * W''_{ss} * L_{pie})$$

$$M_{\text{rostro}} = 1.7(1.28 * (0.55/2) - 1.68 * (0.55/2) - 1/3 * 0.068 * 0.55) = 0.21 t - m / m$$

Ahora se procede a calcular el acero requerido, el cual irá colocado en la parte de arriba del talón.

Datos:

$$M_{\text{rostro}} = 210 \text{ Kg} - m$$

$$d = 21.86 \text{ cm}$$

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

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

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

Se calcula el acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{F_y} * b * d = \frac{14.1}{2,810} * 100 * 21.86 = 10.97 \text{ cm}^2$$

Se chequea el acero requerido

$$A_{s \text{ req}} = \left[100 * 21.86 - \sqrt{(100 * 21.86)^2 - \frac{210 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2,810} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero requerido es menor que el acero mínimo, por lo tanto, se coloca el acero mínimo, que es de 10.97 cm^2

Ahora se calcula el espaciamiento del refuerzo, utilizando varilla No. 4

10.97 cm^2 ----- 100 cm
 1.27 cm^2 ----- S

$S = 1.27 \cdot 100 / 10.97 = 11.58 \text{ cm}$, entonces la separación final será de 10 cm

En el sentido longitudinal se coloca acero por temperatura (Astem)

$A_{stem} = 0.002 \cdot b \cdot t = 0.002 \cdot 40 \cdot 30 = 2.4 \text{ cm}^2$

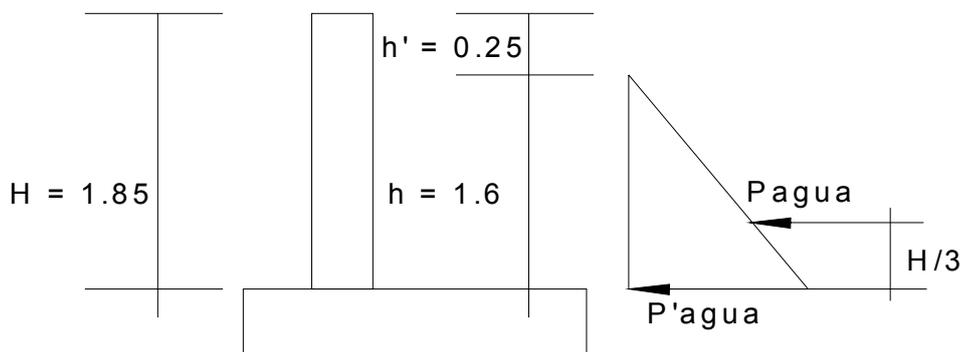
Se calcula el espaciamiento con varilla No. 4

2.4 cm^2 ----- 40 cm
 1.27 cm^2 ----- S

$S = 1.27 \cdot 40 / 2.4 = 21.16 \text{ cm}$, por lo que la separación final será de 20 cm.

Diseño de la pantalla

Figura No. 17 Diagrama de dimensionamiento de pantalla



Se calcula lo siguiente

$$P'_{agua} = K_a \cdot \gamma_a \cdot h = 1/3 \cdot 1 \cdot 1.6 = 0.53 \text{ t / m}^2$$

$$P_{\text{agua}} = P'_{\text{agua}} * H/2 = 0.53*(1.85/2) = 0.49 \text{ t / m}$$

Chequeo por corte

$$V_{\text{rostro}} = 1.7 * P'_{\text{agua}}$$

$$V_{\text{rostro}} = 1.7*0.53 = 0.90 \text{ t / m}$$

Encontrando el peralte efectivo

$$d = t - \text{rec} - \Phi/2 = 20 - 3 - 1.27/2 = 16.37 \text{ cm, utilizando varilla No. 4}$$

Chequeando corte resistente por el concreto

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{F'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 16.37 / 1000 = 10.68t$$

Como $V_r > V_{\text{rostro}}$, si chequea por corte

Chequeo por flexión

$$M_{\text{rostro}} = 1.7(P_{\text{agua}} * H/3) = 1.7(0.49*1.85/3) = 0.51 \text{ t - m}$$

Ahora se procede a calcular el área de acero requerido

Datos:

$$M_{\text{rostro}} = 510 \text{ Kg - m}$$

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

$$b = 16.37 \text{ cm}$$

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

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

Se calcula el acero mínimo

$$A_{\text{min}} = 8.21 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero requerido

$$A_{\text{req}} = 1.24 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es mayor que el acero requerido, se coloca el acero mínimo que es 8.21 cm².

Ahora se encuentra el espaciamiento, utilizando varilla No. 4

$$8.21 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$S = 1.27 \cdot 100 / 8.21 = 15.46 \text{ cm}$, por lo que el espaciamiento final será de 15 centímetros.

En el sentido longitudinal se colocará acero por temperatura

$$A_{stem} = 0.002 \cdot b \cdot t = 0.002 \cdot 185 \cdot 20 = 7.4 \text{ cm}^2$$

Ahora se encuentra el espaciamiento en el sentido longitudinal

$$7.4 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 185 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$S = 1.27 \cdot 185 / 7.4 = 31.75$, por lo que la separación final será de 30 centímetros utilizando varilla No. 4.

Se analiza el tanque cuando está vacío y se procede de la misma manera como se hizo anteriormente, por lo que se requiere utilizar dos capas de acero tanto en la zapata como en el muro (ver planos en apéndice).

3.11 Sistema de potabilización

Debido a que el agua NO es potable, se le dará un tratamiento que consiste en lo siguiente:

Desde el punto de vista bacteriológico, se le dará un tratamiento por medio de desinfección, el cual es un proceso que tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua asegurando la ausencia de microorganismos patógenos. Para la desinfección se utilizará la sustancia química del Hipoclorador de Calcio con un 65% de cloro disponible, utilizando un hipoclorador automático PPG, este dispositivo consiste en la disolución de las pastillas de hipoclorito de calcio por el flujo de agua que entra al hipoclorador, siendo la cloración del agua controlada por este flujo.

Para definir el modelo del hipoclorador, se necesita determinar el flujo de cloro y referirse a la tabla de hipocloradores.

Tabla V. Modelo de hipocloradores automáticos PPG

Hipocloradores		
MODELO	FLUJO DE CLORO	CAPACIDAD
	G / hora	Tabletas
3015	20-200	22
3075	90-900	113
3150	450-5400	227
3550	1,400-1,000	833

Determinación del flujo de cloro por medio de la fórmula siguiente:

$$F_c = Q_c * D_c * 0.06$$

Donde:

F_c = Flujo de cloro en gramos / hora

Q_c = Caudal clorar(0.96 litros / segundo = 56.60 litros / minuto)

D_c = Demanda de cloro en partes por millón (por ser una manantial que provee agua clara, se estima una demanda de cloro de 2 partes por millón)

$$F_c = 56.6 \text{ litro} / \text{min} * 2 \text{ PPM} * 0.06 = 6.79 \text{ g} / \text{hora}$$

Con el resultado obtenido anteriormente, se determina que el tipo de hipoclorador, según la tabla de hipocloradores y con base al flujo de cloro calculado, corresponde a un hipoclorador PPG modelo 3015, con capacidad de 22 tabletas de hipoclorito de calcio.

Dotación del hipoclorador

El flujo del hipoclorador es de 6.79 g / hora, entonces la cantidad de tabletas en un mes son:

$$6.79 \frac{g}{hora} * \frac{24horas}{1dia} * \frac{30dias}{1mes} = 4,888.8 \frac{g}{mes} * \frac{1tableta}{300g} = 16.3 = 17 \frac{tabletas}{mes}$$

Comercialmente las tabletas de hipoclorito de calcio de 3" se adquieren en tambos plásticos de 150 tabletas, por lo que el rendimiento de estos tambos será de:

$$\frac{150tabletas}{17tabletas} = 8.8meses = 9meses$$

3.12 Diseño de la red de distribución

El diseño de la red de distribución se efectuará por medio de ramales abiertos, debido a lo disperso de las viviendas y a las condiciones topográficas del lugar, el caudal de diseño para la red será el de consumo de hora máximo o caudal de distribución de 2.30 litros / segundo, siguiendo las especificaciones de velocidades, presiones máximas y mínimas descritas anteriormente.

Para el diseño se determina el caudal de vivienda o caudal de consumo, que se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$Q_v = \frac{Q_d}{\# \text{viviendas}}$$

Donde:

Q_v = Caudal de vivienda en litros / segundo

Q_d = Caudal de distribución en litros / segundo

viviendas = Viviendas totales actuales

$$Q_v = \frac{2.3l / \text{seg}}{59 \text{viviendas}} = 0.039l / \text{seg}$$

Para determinar el caudal de diseño de un tramo de la red de distribución, se multiplica el caudal de vivienda por el número de viviendas existentes, y si llegara otro ramal a él, se suman los caudales existentes. Se chequea el caudal instantáneo que se define como $Q_i = n\sqrt{k-1}$; donde n es igual 0.15, k es igual al número de casas en el ramal.

Se verifican los dos valores, tanto del caudal de consumo como el caudal instantáneo, y para el diámetro, se coloca el diámetro mayor.

Para una mejor ilustración se procede a diseñar el tramo de la E-92 a la E-94, que se podrá apreciar en los planos respectivos (apéndice 3)

El tramo en mención existen 4 viviendas, el caudal de vivienda entonces será:

$$Q_v = 0.039l / \text{seg} * 4 = 0.16l / \text{seg}$$

Luego se chequea el caudal instantáneo, que es de la siguiente manera:

$$Q_i = 0.15\sqrt{4-1} = 0.26l / seg$$

Por consiguiente, se diseña el diámetro con el caudal instantáneo(solo para el diámetro), debido a que es mayor que el caudal de consumo, el caudal a diseñar es de 0.26 litros / segundo.

Datos del tramo:

Longitud = 196.27 metros(incluye el 3% de factor de ondulación)

Caudal de diseño = 0.26 litros / segundo

Constante C de la tubería PVC = 140

Cota piezométrica de salida E-92 = 988.33 metros

Cota E-94 = 969.66 metros

Se calcula la carga disponible que existe entre la cota E-92 y la cota E-94

$$hf_{disponible} = Cota_{E-92} - Cota_{E-94} = 988.33 - 969.66 = 18.67 \text{ metros}$$

Con esta pérdida de carga se procede a calcular el diámetro necesario para satisfacer la demanda de agua

$$D = \left(\frac{1,743.811 * 196.27 * 0.26^{1.852}}{140^{1.852} * 18.67} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 0.68 \text{ pulgadas}$$

Este diámetro se aproxima a un diámetro superior e inferior, en este caso se aproxima el diámetro a 1/2 pulgada y 3/4 de pulgada, luego se calcula la pérdida de carga $Hf_{1/2"}$ y $Hf_{3/4"}$, colocando la mejor opción.

La pérdida de carga para un diámetro de ½ pulgada es de 87.55 metros, lo cual es muy alto, ya que solo se dispone de 18.67 metros, luego se calcula la pérdida para ¾”.

La pérdida de carga para ¾” es de 12.15 metros, da una diferencia de 6.52 metros, lo cual es una presión muy baja, por lo que se optó por colocar un diámetro más grande, que es el de 1 pulgada. Se calcula su pérdida de carga correspondiente

$$hf_{1"} = \left(\frac{1,743.811 * 196.27 * 0.26^{1.852}}{140^{1.852} * 1^{4.87}} \right) = 2.99 \text{ metros}$$

$$hf_{3/4"} = \left(\frac{1,743.811 * 196.27 * 0.26^{1.852}}{140^{1.852} * 3/4^{4.87}} \right) = 12.15 \text{ metros}$$

La pérdida de carga con el diámetro de 1 pulgada es menor, lo que indica el diámetro adecuado es éste.

La cota piezométrica en la estación E-94 se calcula se la siguiente manera:

$$CP_{E-94} = Cota_{e-92} - hf_{encontrada} = 988.33 - 2.99 = 985.34 \text{ m.c.a.}$$

La velocidad en este tramo será:

$$V = \frac{4 * 0.26 / 1000}{\pi (1 * 0.0254)^2} = 0.51 \text{ metros / segundo}$$

Se observa que la velocidad no está dentro rango permisible de $0.6 < V < 5$ metros / segundo, pero debido a que el agua no lleva sedimentos la velocidad puede ser menor al permitido.

El cálculo hidráulico se presenta en la tabla IX del apéndice.

3.13 Obras hidráulicas

Las obras de arte u obras hidráulicas que serán colocadas en el proyecto son: caja reunidora de caudales, válvulas de limpieza, válvulas de aire, caja rompe presión, pasos de zanjón, pasos aéreos, conexión domiciliar.

Las cajas de válvulas se construirán de concreto reforzado, con una proporción 1:2:3, con hierro grado 40. Ver planos en apéndice.

Caja reunidora de caudales

Esta obra se colocará en la E-0, la cual unificará los caudales provenientes de los nacimientos, tendrá su dispositivo de rebalse y su respectiva caja de válvula de control. Ver planos en apéndice

Válvula de limpieza

Son utilizadas para extraer los sedimentos que hayan ingresado a la tubería y que se acumulan en los puntos bajos de la línea de conducción o ramales muertos de la red de distribución, la válvula será de compuerta de bronce. El total de válvulas de limpieza dentro del proyecto son 2 las cuales están ubicadas en la E-26 y E-25. El diámetro será de 3 pulgadas para ambas válvulas. Ver planos en apéndice.

Válvula de aire

La función de una válvula de aire es expulsar el contenido de aire de la tubería , que tiende a depositarse en las partes altas de la línea de conducción, esta acumulación de aire reduce la sección de la tubería, por consiguiente, la capacidad de conducción, la válvula será de bronce, adaptada a una tubería PVC. El total de válvulas de aire en el proyecto son 5, las cuales están colocadas de la siguiente manera: E-28, E-36, E-39, E-44, E-54. El diámetro para las válvulas de aire será de $\frac{3}{4}$ ". Ver planos en apéndice.

Caja rompe presión

En los puntos de la línea de conducción, en donde la presión estática es mayor que el 80% de la presión de trabajo de las tuberías, y en la red de distribución se colocará cuando la presión estática sea mayor de 60 metros columna de agua. Se colocará en las cajas de la red de distribución una válvula de flote para suspender el flujo, con esto se evitará que la presión estática disminuya y que provoque averías en las tuberías, también que no haya desperdicio de agua, todas las cajas contarán con una válvula de control en la entrada y dispositivo de desagüe y rebalse. El total de cajas rompe presión están ubicadas en la red distribución, las cuales por consiguiente llevarán válvulas de flote, el total de cajas son 2, ubicadas en la E-77 y E-96. Ver planos en apéndice.

Pasos de zanjón

En lugares donde existan depresiones o riachuelos, se colocarán pasos de zanjón, que son estructuras con columnas cortas y tubería HG. En el proyecto se colocaran pasos de zanjón tipo "B", de 12 metros de longitud, están ubicados entre las estaciones E-74 a E-75, E-84 a E85, E-110 a E-111. Ver planos apéndice.

Conexión predial

Es la instalación domiciliar final, consiste en un chorro, que se ubica en el límite de cada predio, se instala a partir de la red de distribución, por medio de una tee reductora del diámetro de la red de distribución a tubería de ½ pulgada para todas las viviendas, así también lleva una válvula de paso con su respectiva caja de seguridad. Ver planos en apéndice.

Paso aéreo

Su utilidad es salvar obstáculos de una distancia considerable, en este caso se colocó un paso de aéreo de 20 metros entre la estación E-25 y E-26, estas son estructuras en donde la tubería HG queda horizontalmente sostenida con cables tirantes y de suspensión, los cuales, a su vez, se apoyarán sobre columnas.

A continuación se diseñará el paso aéreo de 20 metros, teniendo los datos siguientes:

Diámetro de la tubería = 3" hierro galvanizado liviano
 Luz del claro = 20 metros
 Peso del tubo = 4.40 lb / pie
 Peso específico del agua = 62.4 lb / pie³

En la figura No. 17 se muestra el esquema del paso aéreo

CARGA MUERTA(CM)

$$CM = CM_{\text{agua}} + CM_{\text{tubo}} = \text{Area} * \gamma_{\text{agua}} + \text{peso del tubo}$$

$$CM = \left(\frac{\pi}{4} * \phi^2 \right) * 62.4 \text{ lb / pie}^3 + 4.4 \text{ lb / pie}$$

$$CM = \left(\frac{\pi}{4} * \left(\frac{3''}{12'} \right)^2 \right) * 62.4 \text{ lb / pie}^3 + 4.4 \text{ lb / pie} = 7.46 \text{ lb / pie}$$

CARGA VIVA(CV)

Considerando el peso de una persona de 150 libras en cada tubo

$$CV = \frac{150 \text{ lb}}{20 \text{ pies}} = 7.5 \text{ lb / pie}$$

CARGA HORIZONTAL(W)

Para un paso aéreo, la carga crítica es la de viento, considerando una velocidad de viento de 60 Km / h y una presión de viento de 15 lb / pie³

W = diámetro del tubo * presión del viento

$$W = \frac{3''}{12'} * 15 \text{ lb / pie}^2 = 3.75 \text{ lb / pie}$$

INTEGRACIÓN DE CARGAS(U)

$$U = 0.75 [(1.4CM) + (1.7CV) + (1.7W)]$$

$$U = 0.75 [(1.4 * 7.46) + (1.7 * 7.5) + (1.7 * 3.75)] = 22.18 \text{ lb / pie}$$

U no debe ser menor de $1.4CM + 1.7CV$

$$1.4(7.46) + 1.7(7.5) = 23.19lb / pie$$

Entonces la carga crítica será de 23.19 lb / pie

DISEÑO DEL CABLE PRINCIPAL

El cable se diseñará usando las fórmulas siguientes:

$$H = \frac{W * S^2}{8 * d}; T = H * \sqrt{1 + \frac{16 * d^2}{S^2}}; V = \sqrt{T^2 - H^2} \text{ donde;}$$

W = Carga última

S = Luz

H = Tensión horizontal del cable

T = Tensión máxima del cable

V = Tensión vertical del cable

d = Flecha

Se calcularán diferentes valores de flecha “d” y se tomará el más conveniente con respecto a la tubería horizontal, los resultado se presentan en la siguiente tabla:

Tabla VI. Tensiones de cable principal para diferentes valores de flecha

W lb/pie	S Pies	D Metros	D pies	H lb	T lb	V Lb
23.19	65.6	0.75	2.46	5070.88	5127.61	760.63
23.19	65.6	1	3.28	3803.16	3878.48	760.63
23.19	65.6	1.25	4.1	3042.53	3136.17	760.63
23.19	65.6	1.5	4.92	2535.44	2647.08	760.63
23.19	65.6	1.75	5.74	2173.23	2302.50	760.63
23.19	65.6	2	6.56	1901.58	2048.06	760.63
23.19	65.6	2.25	7.38	1690.29	1853.55	760.63
23.19	65.6	2.4	7.87	1584.65	1757.75	760.63
23.19	65.6	2.5	8.2	1521.26	1700.82	760.63

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos para agua potable, son los siguientes:

3/8" esfuerzo de rotura = 12,620 lb peso = 0.33 Kg / m(0.22 lb / pies)

1/2" esfuerzo de rotura = 27,200 lb peso = 0.71 Kg / m(0.42 lb / pies)

La longitud mínima de péndola será de 0.5 metros y una flecha de 2.4 metros, que según los cálculos de la tabla VI, produce una tensión máxima de 1,757.75 libras. Usando un cable de 3/8" con alma de acero de 6 X 9 hilos con esfuerzo de rotura de 12,620 libras, será suficiente para resistir la tensión máxima de la flecha propuesta, posteriormente al conocer el cable a utilizar se integrará a la carga muerta, la cual queda de la siguiente manera:

$$CM = 7.46 \text{ lb / pie} + 0.22 \text{ lb / pie} = 7.68 \text{ lb / pie}$$

La nueva carga última será:

$$U = 1.4 * 7.68 \text{ lb / pie} + 1.7 * 7.5 \text{ lb / pie} = 23.50 \text{ lb / pie}$$

Los nuevos componentes de la tensión serán:

$$H = \frac{23.50 * 65.6^2}{8 * 7.87} = 1,606.24 \text{ lb}$$

$$T = 1,606.24 * \sqrt{1 + \frac{16 * 7.87^2}{65.6^2}} = 1,781.61 \text{ lb}$$

$$V = \sqrt{1,781.61^2 - 1,606.24^2} = 770.80 \text{ lb}$$

LONGITUD TOTAL DEL CABLE PRINCIPAL

Se recomienda una relación de s/4, como longitud entre soporte y anclaje

$$SI = \frac{20\text{metros}}{4} = 5\text{metros}$$

$$LI = \sqrt{5^2 + 2.4^2} = 5.55 \approx 6\text{metros}$$

Debido a empalmes y dobleces en el anclaje, la longitud total del cable se incrementará un 10%

$$L_{\text{total}} = (\text{longitud suspendida entre columnas} + \text{longitud soporte-anclaje})1.10$$

$$L_{\text{total}} = (20 \text{ metros} + (2 \times 6 \text{ metros})) \times 1.10 = 35.2 \text{ metros}$$

PÉNDOLAS O TIRANTES

Las péndolas son las que sostienen la tubería y van unidas al cable principal, la separación máxima entre péndolas es de 2 metros.

La carga de tensión que soportará viene dada por la siguiente fórmula:

Q = carga última X separación máxima entre péndolas

$$Q = 23.5 \text{ lb / pie} \times 6.56 = 154.16 \text{ libras}$$

Para esta carga se utilizará cable galvanizado de 1/4" con resistencia de 3600lb.

Para calcular la longitud de las péndolas se utilizará la ecuación siguiente:

$$Y = W * X * \frac{S - X}{2 * H}; \text{ donde :}$$

Y = variación de la flecha

W = carga última 23.50 lb / pie (35.00 Kg / m)

X = variable

S = luz, 20 metros

H = tensión máxima del cable 1,606.24 lb (729.45 Kg)

A continuación se presenta la tabla de las diferentes péndolas

Tabla VII. Longitud de péndolas

Péndola No.	X metros	S-X metros	W/2H	Y Metros	Longitud de péndola(m)	Número de péndolas	Longitud total(m)
1	2	18	0.02399	0.86	2.14	2	4.28
2	4	16	0.02399	1.54	1.46	2	2.92
3	6	14	0.02399	2.02	0.98	2	1.96
4	8	12	0.02399	2.30	0.7	2	1.4
5	10	10	0.02399	2.40	0.6	1	0.6
Total longitud de péndolas							11.16

Las péndolas se sujetarán con guarda cables y abrazaderas, debido a estos accesorios se aumentará la longitud en un 15%.

Longitud total = $11.16 \times 1.15 = 12.83$ metros.

DISEÑO DE COLUMNAS DE SOPORTE DEL CABLE

La función básica de estas columnas es la de cambiar el sentido a la tensión del cable principal en dirección del anclaje. Tendrá una altura de 3.40 metros (flecha = 2.4 metros + 1 metro de profundidad de cimentación), con una sección de 0.4 x 0.4 metros, serán de concreto reforzado y se diseñarán bajo el código ACI 318-83, usando las siguientes especificaciones:

E =	Módulo de elasticidad el concreto	= 15100 x F'c
F'c =	Resistencia a compresión del concreto	= 210 Kg / cm ²
Fy =	Esfuerzo de fluencia del acero grado 40	= 2,810 Kg / cm ²
γ_c =	Peso específico del concreto	= 2.4 T / m ³
γ_s =	Peso específico del suelo	= 1.6 T / m ³
Vs =	Valor soporte del suelo	= 8 T / m ²
γ_{cc} =	Peso específico del concreto ciclópeo	= 2.5 T / m ³

Primero se determinará el tipo de columna. Según el código ACI, está en función de la esbeltez "E" de la columna.

Cortas	$E < 21$
Medianas	$21 \leq E \leq 100$
Largas	$E > 100$

La esbeltez se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$E = \frac{K * Lu}{r}$$

Donde:

K = Factor de pandeo = 2 (debido al alabeo)

Lu = Longitud de columna = 3.4 metros

r = Radio de giro $\sqrt{\frac{I}{A}}$

I = Inercia de la sección de la columna

A = Área de la sección de la columna

$$E = \frac{2 * 3.4}{\sqrt{\frac{1/12 * 0.4 * 0.4^3}{0.4 * 0.4}}} = 58.89$$

Con el resultado anterior se clasifica como una columna intermedia.

CARGA CRÍTICA DE LA COLUMNA (Pcr)

La carga crítica de una columna, es la que produce pandeo en dos puntos de inflexión, la fórmula es:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (15,100 \sqrt{210})(1/12 * 40^4)}{(2 * 340)^2} \div 1,000 = 996.39 \text{ toneladas} (2,196,519.71 \text{ lb})$$

REFUERZO EN LA COLUMNA

En la columna sólo actúa una fuerza axial: $V = 770.80$ libras, trabajando únicamente a compresión. Debido a que la fuerza es muy pequeña comparada con la que resiste la columna, se usará el criterio de la sección 10.8.4 del código ACI, que dice 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 emplea un área efectiva reducida no menor que $\frac{1}{2}$ del área total, por lo tanto:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.01 * 40^2}{2} = 8 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en 4 varillas grado 40 el área encontrada, se tiene que la varilla No. 5 es la más adecuada.

La carga actuante sobre la columna será:

$$P_u = 0.7 [0.85 * F'_c (A_{\text{columna}} - A_{\text{acero}}) + (A_{\text{acero}} * F_y)] \div 1000$$

$$P_u = 0.7 [0.85 * 210(40^2 - 7.92^2) + (7.92 * 2,810)] \div 1,000 = 207.66 \text{ toneladas}$$

$P_u = 207.66 \text{ toneladas} < \text{Carga crítica } P_{cr}$; por lo que la columna propuesta es suficiente para soportar la carga actuante.

Debido a que no estará sometida a ningún tipo de esfuerzo flexionante, se reforzará transversalmente con hierro No. 3 grado 40 a cada 15 centímetros.

ZAPATA

Se adoptará un peralte de 0.2 metros, área de 0.8 x 0.8 metros y recubrimiento de 7.5 centímetros.

El factor de carga última es de:

$$FCU = \frac{Cu}{Cm + Cv} = \frac{23.5}{7.68 + 7.5} = 1.55$$

La carga que soportará la zapata será de:

Componente vertical de la tensión del cable	= 0.39 toneladas
Peso propio de columna $(3.4*0.4*0.4)m^3*2.4 T / m^3$	= 1.31 toneladas
Peso propio del suelo $(1*0.8*0.8) m^3*1.6 T / m^3$	= 1.02 toneladas
Peso propio de la zapata $(0.2*0.8*0.8) m^3*2.4 T / m^3$	= 0.31 toneladas

toneladas

Se debe cumplir que Pz/Az^2 , debe ser menor que el valor soporte del suelo, entonces:

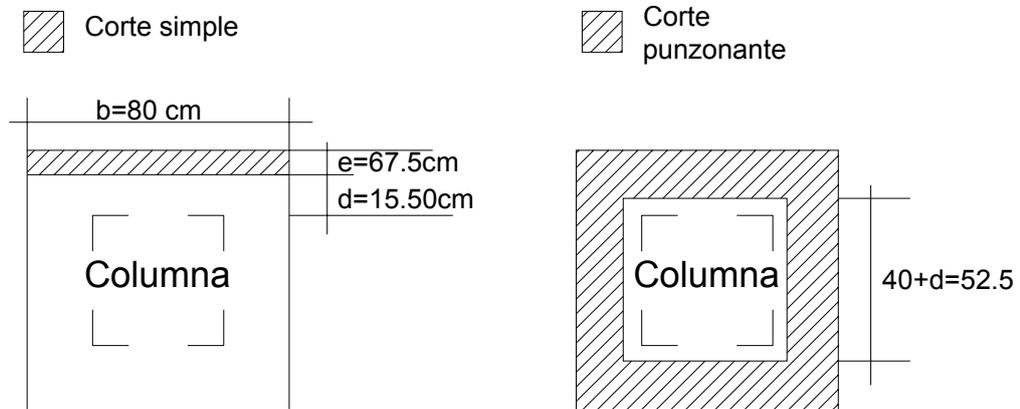
$3.03 \text{ toneladas}/0.8^2 = 4.73 T / m^2$, menor que el valor soporte del suelo que es de $Vs = 8 T / m^2$, entonces si cumple.

La carga última que soportará la zapata es:

$$Cu = 4.73*1.55 = 7.33 T / m^2$$

Se efectuarán diferentes verificaciones, con el objeto de determinar cómo trabaja la zapata con el espesor asumido.

Figura 18 Corte actuante y corte punzonante de zapata



VERIFICACIÓN POR CORTE SIMPLE

Peralte $d = 20 - 7.5 = 12.5$ centímetros

$e = 80 - 12.5 = 67.5$ centímetros

Cálculo de corte actuante

$V_a = C_u \times \text{ancho de zapata} \times e$

$V_a = 7.61 \times 0.8 \times 0.675 = 4.11$ toneladas

Cálculo de corte simple resistente

$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{F'_c} \cdot b \cdot d$

$V_c = (0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 80 \cdot 12.5) / 1,000 = 6.53$ toneladas

Según este resultado $V_c > V_a$, esto quiere decir que si cumple por corte simple.

VERIFICACIÓN POR CORTE PUNZONANTE

Cálculo del corte punzonante actuante:

$$V_a = C_u(A_{zapata} - A_{punzonante})$$

$$V_a = 7.61(0.8^2 - 0.525^2) = 2.77 \text{ toneladas}$$

Cálculo del corte punzonante resistente:

$$V_r = (0.85 * 1.06 \sqrt{F'c} * b_o * d) / 1,000 ; \text{ donde}$$

$$b_o = 4(40 + d)$$

$$V_r = (0.85 * 1.06 \sqrt{210} * (4(40 + 12.5)) * 12.5) / 1,000 = 34.27 \text{ toneladas}$$

$V_r > V_a$, por lo tanto si cumple por punzonamiento.

CANTIDAD DE ACERO

Ahora se calcula el acero requerido:

$$M_u = \frac{C_u * L^2}{2} = \frac{7.61 * 0.2^2}{2} * 1,000 = 152.2 \text{ Kg} - m$$

$$A_{sreq} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_{rosto} * b}{0.003825 * F'c}} \right] * \frac{0.85 F'c}{F_y}$$

$$A_{sreq} = \left[100 * 12.5 - \sqrt{(100 * 12.5)^2 - \frac{152.2 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2,810} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Ahora se chequea el acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.002 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 0.002 * 100 * 12.5 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Como $A_{sreq} < A_{s_{min}}$, entonces se colocará acero mínimo que es 2.5 cm^2 .

Se usarán 6 varillas No. 4 grado 40 a cada 13 centímetros, en ambos sentidos.

ANCLAJES

Este diseño se basará en la teoría de Rankine, para empuje de tierras y será de mampostería de piedra, se usará $\phi = 30$ y $\mu = 0.4$

$$Kp = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 + \operatorname{sen}30}{1 - \operatorname{sen}30} = 3$$

$$Ka = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \frac{1 - \operatorname{sen}30}{1 + \operatorname{sen}30} = 0.3333$$

Cálculo de cargas:

$$Pp_{\text{estructura}} = \gamma_{cc} * \text{area} = 2.5t/m^3 * 1.69m^2 = 4.23t/m$$

$$Pa_{\text{componentevertical}} = 0.38\text{toneladas} / 1.5\text{metros} = 0.26t/m$$

$$Pa_{\text{componentehorizontal}} = 1.2\text{toneladas} / 1.5\text{metros} = 0.80t/m$$

Momentos con respecto a "o"

$$Mp_{\text{estructura}} = 4.23t/m * (1.5m/2) = 3.17t/m - m$$

$$Ma_{\text{componentevertical}} = 0.26t/m * (1.5m/2) = 0.2t/m - m$$

$$Ma_{\text{componentehorizontal}} = 0.8t/m * (1.5m/2) = 0.60t/m - m$$

Verificando estabilidad contra volteo:

$$Fs_v = \frac{\sum Mp_{\text{pasivos}}}{\sum Ma_{\text{activos}}} = \frac{3.17t/m - m}{(0.2 + 0.6)t/m - m} = 3.96 > 1.5, \text{ si cumple con estabilidad}$$

contra volteo

Verificando estabilidad contra deslizamiento:

$$Fs_d = \frac{\sum Fp_{\text{pasivas}}}{\sum Fa_{\text{activas}}} = \frac{0.4 * 4.23t/m}{(0.26 + 0.8)t/m} = 1.6 > 1.5, \text{ si chequea por deslizamiento}$$

Verificación de presiones:

$$a = \frac{\sum Mo}{W} = \frac{(3.17 - 0.2 - 0.6)t/m - m}{4.23t/m} = 0.56m$$

$3 \times a = 3 \times 0.56 = 1.68 > 1.5$; por lo que no existen presiones negativas

$$e = 1.5/2 - 0.56 = 0.19$$

$$q = \frac{W}{L * b} \pm \frac{W * e}{S}; \text{ donde } S = \text{módulo de sección por metro lineal}$$

$$q = \frac{4.23t/m}{1.5m} \pm \frac{4.23t/m * 0.19m}{1/16 * (1.50m)^2}$$

$$q = 4.96t/m^2 < Vs(8t/m^2); \text{ no excede el } Vs \text{ del suelo}$$

$$q = 0.68t/m^2 > 0; \text{ no existen presiones negativas.}$$

Los detalles de cada uno de los elementos del paso aéreo se pueden apreciar en el apéndice.

3.14 Planos del sistema de agua potable

Los planos elaborados para este proyecto son: Planta general, planta perfil de la conducción y distribución, tanque de almacenamiento, paso aéreo de 20 metros. Los planos se pueden observar en el apéndice.

3.15 Elaboración del presupuesto

Para el presupuesto de este proyecto se aplicaron los mismo criterios que el caso del puente. En la tabla XI se muestra la integración del presupuesto.

Tabla VIII Presupuesto agua potable

PRESUPUESTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE

PROYECTO: PARAJE CHACALTÉ

LUGAR: MOMOSTENANGO

ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	Precio total
Caja reunidora de caudales	UNIDAD	1	6,765.15	6,765.15
Caja y válvula de limpieza	UNIDAD	2	1,757.00	3,514.00
Caja y válvula de aire	UNIDAD	5	1,754.20	8,771.00
Caja reunidora de caudales	UNIDAD	1	6,765.15	6,765.15
Tanque de distribución 30 m3	UNIDAD	1	45,515.48	45,515.48
Muro de protección	UNIDAD	1	12,990.00	12,990.00
Paso aéreo 20 ml	UNIDAD	1	6,909.70	6,909.70
Caja de válvulas	UNIDAD	7	2,206.1	15,442.70
Caja rompe presión	UNIDAD	2	6,255.17	6,255.17
Paso de zanjón tipo "B"	UNIDAD	3	3,027.40	9,082.19
Línea de conducción	GLOBAL	1	84,932.45	84,932.45
Línea de distribución	GLOBAL	1	55,941.88	55,941.88
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES				Q274,626.24

INTEGRACIÓN PRESUPUESTO

TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES	274,626.24
GASTOS DE SUPERVISIÓN	13,731.31
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN	27,462.62
OBRAS ADVERSAS	10,985.05
UTILIDAD	54,925.25
GASTOS DE TRANSPORTE	13,731.31
TOTAL DEL PROYECTO AGUA POTABLE	Q395,461.79

CONCLUSIONES

1. Para el diseño del puente vehicular se tomó una carga viva de 24 toneladas correspondientes a un vehículo tipo HS – 15, este criterio se adoptó debido al constante crecimiento agrícola que tiene el sector.
2. Para el diseño de la superestructura se utilizó hierro grado 60, con el fin de disminuir la cantidad de acero, ofrece la ventaja de una mejor distribución y de una estructura más liviana, además, la diferencia del precio entre con un grado 40 no es significativo.
3. El caudal total recolectado es de 1.02 litros / segundo, el cual es suficiente para abastecer a los beneficiarios, con una dotación de 90 litros / habitante/ día, la que se definió en base a las costumbres, clima, etc., característicos del lugar.
4. Debido a la ubicación dispersa de las viviendas, la red de distribución se efectuó por medio de redes abiertas y el tanque de distribución será de 30 m³, con la finalidad de tener una reserva mayor, para casos de emergencia.

RECOMENDACIONES

1. Al comité de la comunidad Blanca Flor

- a) Garantizar la supervisión técnica de la obra, para que se cumpla con lo establecido en los planos correspondientes.
- b) Señalizar debidamente el puente, para evitar que sobre la estructura pase una carga mayor para la que fue diseñado.

2. Al comité del paraje Chacalté

- a) Elaborar un reglamento sobre derechos y obligaciones de los usuarios, con respecto al mantenimiento y operación del proyecto de agua potable.
- b) Cuando se desarrolle la ejecución del proyecto de agua potable, se inicie la excavación de zanjas para colocación de tubería, por las casas más lejanas, para evitar que estas al final no sean tomadas en cuenta.

BIBLIOGRAFÍA

1. **ARGUETA ESCOBAR**, Marlon René. Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento Básico para los cantones Salinas e Ixmujil, del municipio de Tacaná San Marcos. Tesis Guatemala, 2003.
2. **DIÉGUEZ GONZÁLES**, Eduardo. Diseño de Abastecimiento de Agua Potable para la aldea Tapalapa del municipio de San Carlos Alzatate del departamento de Jalapa. Tesis Guatemala, 1994.
3. **IXCOLÍN OROXOM**, Sergio Rolando. Estudio y Diseño de Agua Potable para las comunidades de el Rincón del municipio de San Marcos y las Barrancas del municipio de San Antonio Sacatepéquez del departamento de San Marcos. Quetzaltenango, marzo de 2003.
4. **IBARRA S.**, Jack Douglas. Curso, Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Reforzado.
5. **Código ACI** (American Concrete Institute).
6. **AASHTO** (American Association State Highway and Transportation Officials).

APÉNDICE

CÁLCULO HIDRÁULICO LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN

Tabla IX Cálculo hidráulico línea de conducción y distribución

LIBRTA CÁLCULO HIDRÁULICO																		
PROYECTO: DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN UBICACIÓN: PARAJE CHACALTE, ALDEA TUNAYAC, MUCIPIO DE MOMOSTENANGO TOTONICAPÁN CALCULÓ: JOSE ROBERTO SILIÉZAR ARRIVILLAGA																		
		COTAS TERRENO.				TUBERÍA UTILIZAR.				VEL		C. PIEZOMÉTRICAS.		PRESIONES		OBS		
EST.	P.O.	SALIDA	LLEG	DIST.	Q(L/S)	DIAM.	#	TIPO	C	m/seg	K'	HF	SALIDA	LLEGADA	DINA	ESTAT		
LÍNEA DE CONDUCCIÓN																		
0																		
0	9	999.04	990.73	219.3	0.961	3	38	PVC 160 PSI	100	0.2	1.64	0.34	999.04	998.70	7.97	8.31		
9	58'	990.73	990	1861.7	0.961	3	320	PVC 160 PSI	140	0.2	0.88	1.56	998.70	997.13	7.13	8.70	T. D.	
DISTRIBUCIÓN 1																		
58'(T.D.)																		
58'	92	990	981.8	77.16	1.15	2	13	PVC 160 PSI	140	0.6	6.32	0.65	989.00	988.35	6.55	7.20		
92	94	981.8	969.66	196.27	0.26	0.75	34	PVC 160 PSI	140	0.9	750.45	12.55	988.35	975.80	6.14	18.69		
92	96	981.8	947.58	96.9	0.89	1	17	PVC 160 PSI	140	1.8	184.87	14.87	988.35	973.48	25.90	40.77	C. R. P.	
96	119	947.58	963.46	859.55	0.15	1	148	PVC 160 PSI	140	0.3	184.87	4.89	973.48	968.58	5.12	10.02		
96	97	947.58	927.74	58.62	0.74	1	10	PVC 160 PSI	140	1.5	184.87	6.39	946.58	940.19	12.45	18.84		
97	103	927.74	907.28	268.75	0.4	1	46	PVC 160 PSI	140	0.8	184.87	9.39	940.19	930.79	23.51	32.91		
97	109	927.74	910.62	262.65	0.34	1	45	PVC 160 PSI	140	0.7	184.87	6.80	940.19	933.39	22.77	29.57		
DISTRIBUCIÓN 2																		
58'(T.D.)																		T.D.
58'	58	990	985.39	14.36	1.15	3	2	PVC 160 PSI	140	0.3	0.88	0.02	989.00	988.98	3.59	3.61		
58	60	985.39	988.66	91.23	1.15	3	16	PVC 160 PSI	140	0.3	0.88	0.11	988.98	988.88	0.22	0.32		
60	62	988.66	985.81	95.92	1.15	2.5	16	PVC 160 PSI	140	0.4	2.13	0.27	988.88	988.60	2.79	3.07		
62	62'	985.81	978.83	20.7	0.76	1	4	PVC 160 PSI	140	1.5	184.87	2.37	988.60	986.23	7.40	9.77		
62'	77	978.83	971.9	20.7	0.76	0.75	4	PVC 160 PSI	140	2.7	750.45	9.63	986.23	976.60	4.70	14.33	C. R. P.	
77	84	971.9	925.46	205.81	0.75	1	35	PVC 160 PSI	140	1.5	184.87	23.02	970.90	947.88	22.42	45.44		
84	90	925.46	923.25	344.03	0.47	1	59	PVC 160 PSI	140	0.9	184.87	16.21	947.88	931.68	8.43	24.63		
78	81	959.18	950.75	121.46	0.26	0.75	21	PVC 160 PSI	140	0.9	750.45	7.77	971.21	963.44	12.69	20.46		
62	67	985.81	969.36	195.65	0.32	1.5	34	PVC 160 PSI	140	0.3	25.66	0.63	988.60	987.97	18.61	19.64		
67	68	969.36	947.68	89.44	0.15	0.75	15	PVC 160 PSI	140	0.5	750.45	2.07	987.97	985.90	38.22	41.30		
67	71	969.36	972.55	130.6	0.24	1.5	22	PVC 160 PSI	140	0.2	25.66	0.25	987.97	987.73	15.18	16.33		
71	72	972.55	947.2	92.85	0.15	0.75	16	PVC 160 PSI	140	0.5	750.45	2.15	983.10	980.95	33.75	41.40		
71	76	972.55	970.61	172.91	0.21	1	30	PVC 160 PSI	140	0.4	184.87	1.83	983.10	981.27	10.66	15.62		

CONTINÚA

DISTRIBUCIÓN 3

58'(T.D.)																
58'	36	990	982.71	708.64	0.37	2	122	PVC 160 PSI	140	0.2	6.32	0.73	989.00	988.27	5.56	6.17
37	38	980.36	946.06	76.54	0.15	0.5	13	PVC 160 PSI	140	1.2	5406.13	12.75	988.57	975.82	29.76	42.54

Figura No. 19 Análisis físico químico



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) -CENTRO
 DE INVESTIGACIONES (CII)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO			
O.T. No.15541		INF. No. 20492	
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD
RECOLECTADA POR:	José Roberto Siliézar Arrivillaga	DEPENDENCIA:	U.S.A.C.
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Paraje Chacahé	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2003 - 05 - 18; 14 h 00 min.
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2003 - 05 - 19; 12 h 00 min.
DEPARTAMENTO:	Totonicapán	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	
MUNICIPIO:	Momostenango		Sin Refrigeración
RESULTADOS			
1. ASPECTO:	Lig. turbio	4. OLOR:	Inodora
2. COLOR:	08,00 Unidades	5. SABOR:	-----
3. TURBIEDAD:	05,26 UNT	6. pH:	07,60 unidades
		7. TEMPERATURA:	(En el momento de recolección) -- °C
		8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	156,80 μ mhos/cm
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,26	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	02,86	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,04
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	76,00
11. SOLIDOS TOTALES	112,00	12. SOLIDOS VOLÁTILES	28,00
13. SOLIDOS FIJOS	84,00	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	14,00
15. SOLIDOS DISUELTOS	86,24		
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)			
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	84,00	84,00

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista fisico quimico sanitario: ASPECTO Lig. turbio. COLOR. TURBIEDAD en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 1970 EDICIÓN 1995, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), Guatemala.

Guatemala, 2003-06-03

Vo.Bo.

Ing. Francisco Javier Quiñonez
 DIRECTOR CII/USA

ZENON MUCH SANTOS
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. Ing. Sanitaria



Figura No. 20 Análisis bacteriológico



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERIS) – CENTRO DE INVESTIGACIONES (CI)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 15541		INF. No.A-159840	
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERIA</u>	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD DE AGUA
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>José Roberto Siliézar Arrivillaga</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Paraje Chacalté</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2003-05-18 14h 00</u> min
FUENTE:	<u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2003-05-19 12 h 00</u> min
MUNICIPIO:	<u>Momostenango</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Totonicapán</u>	SABOR:	<u>-----</u> SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>Lig. Cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Lig. turbia</u>	CLORO RESIDUAL	<u>----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,0 cm ³	+++++	+++++	+++++
1,0 cm ³	+++++	+++++	+++++
0,1 cm ³	+++++	+++++	+++++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 1 600	> 1 600
TÉCNICA “STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER” DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 19 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
CONCLUSION <u>Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE.</u> según NORMA COGUANOR NGO 29001.			
Guatemala, <u>2003-06-03</u>			
Vo.Bo. Ing. Francisco Javier Quiñonez DIRECTOR CII/USAC		 JEFE DE LABORATORIO ZENON MUCH SANTOS Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. Ing. Sanitaria	

