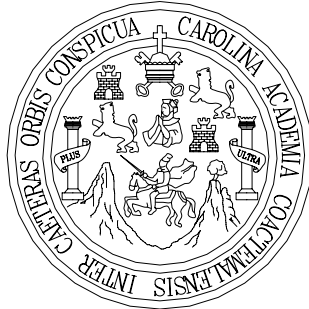


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMONA DE JUNTA DIRECTIVA

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

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL CUJE Y PUENTE VEHICULAR EN EL BARRIO LOS COCOS, CABECERA MUNICIPAL DE JUTIAPA, JUTIAPA.

Tema que me fue asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 17 de septiembre de 2,002

Elsner Rodolfo Mencos Chang

AGRADECIMIENTOS:

A: DIOS

Por las bendiciones en todo momento de la vida.

A: Ing. Juan Merck Cos, por su valiosa asesoría en toda la etapa de E.P.S.

DEDICATORIA:

A: PADRES

Rodolfo Mencos Cardona

Anabella Chang Sen de Mencos

Gracias a su amor y ayuda, me fue posible alcanzar esta meta.

MIS HERMANOS

Jenny Florinda Mencos Chang

Wendy Graciela Mencos Chang

Carlos Agustín Mencos Chang

Por su apoyo y cariño.

MIS FAMILIARES:

Gregoria Sen Kwell

Carlos Alfredo Chang Sen

Aurora Mencos Cardona

Alma Argentina Mencos Cardona



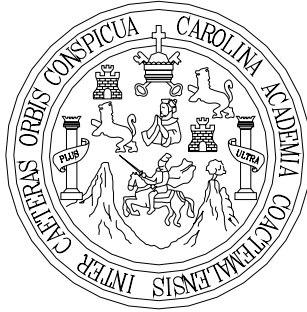
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL CASERÍO EL CUJE Y PUENTE VEHICULAR
EN EL BARRIO LOS COCOS, CABECERA MUNICIPAL DE
JUTIAPA, JUTIAPA.**

Elsner Rodolfo Mencos Chang
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, enero de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
EL CASERÍO EL CUJE Y PUENTE VEHICULAR EN EL BARRIO LOS
COCOS, CABECERA MUNICIPAL DE JUTIAPA, JUTIAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ELSNER RODOLFO MENCOS CHANG
ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 2004

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro	31
2	Gráfica de hipoclorador automático PPG 3015	36
3	Diagrama de cargas en el barandal	58
4	Diagrama de cargas para diseño de postes	60
5	Diagrama de falla balanceada	61
6	Diagrama de máximo momento producido por la sobrecarga	63
7	Diagrama de corte y momento	64
8	Diagrama de corte y momento producido a 3 metros del apoyo	65
9	Diagrama de corte máximo	70
10	Diagrama de corte real y de diseño	73
11	Diagrama de fuerzas actuantes en viga de apoyo	77
12	Geometría y diagrama de presiones de la cortina	79
13	Diagrama de localización del punto de aplicación de la fuerza longitudinal	80
14	Geometría y diagrama de presiones de los estribos	84

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	I
OBJETIVOS.....	II
GLOSARIO.....	III

CAPÍTULO 1

INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Monografía del lugar.....	1
1.1.1 Antecedentes históricos.....	1
1.1.2 Localización y ubicación.....	1
1.1.3 Extensión y colindancias.....	2
1.1.4 Vías de comunicación.....	2
1.1.5 Población.....	2
1.1.6 Tipo de vivienda.....	2
1.1.7 Actividades económicas.....	2
1.1.8 Clima.....	3
1.1.9 Suelos y topografía.....	3
1.1.10 Servicios en la comunidad.....	3
1.1.10.1 Energía Eléctrica.....	3
1.1.10.2 Educación.....	3

CAPÍTULO 2

SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de abastecimiento de agua potable para el caserío el Cuje.....	4
2.1.1 Topografía.....	4
2.1.1.1 Cálculo topográfico.....	5
2.1.1.2 Dibujo topográfico.....	7
2.1.1.3 Planta general.....	8
2.1.1.4 Densidad de vivienda.....	8
2.2 Fuente de abastecimiento de agua.....	8
2.2.1 Aforo de la fuente de agua.....	8
2.3 Calidad sanitaria del agua.....	9
2.3.1 Examen bacteriológico.....	9
2.3.2 Análisis físico.....	10
2.3.3 Análisis químico.....	11
2.4 Diseño hidráulico.....	11
2.4.1 Período de diseño.....	11
2.4.2 Crecimiento de la población.....	12
2.4.3 Selección de la dotación.....	13
2.4.4 Factores de consumo.....	15
2.4.4.1 Factor día máximo.....	15

2.4.4.2	Factor hora máxima.....	16
2.4.5	Consumo medio diario.....	16
2.4.6	Consumo máximo diario.....	17
2.4.7	Caudal de bombeo.....	17
2.4.8	Consumo máximo horario.....	19
2.5	Diseño hidráulico.....	19
2.5.1	Tipo de tuberías.....	19
2.5.2	Diámetro de tuberías.....	20
2.5.3	Coefficiente de fricción.....	20
2.5.4	Presiones y velocidades.....	20
2.5.5	Tubería de impulsión.....	21
2.5.6	Carga dinámica total.....	24
2.5.7	Potencia de la bomba.....	26
2.6	Diseño de la línea de distribución.....	27
2.6.1	Presiones y velocidades en la red de distribución.....	28
2.6.2	Factor gasto.....	28
2.6.3	Caudal instantáneo.....	29
2.6.4	Tanque de distribución.....	31
2.6.5	Obras de captación.....	39
2.6.5.1	Caja unificadora de caudales.....	40
2.6.5.2	Tanque de alimentación.....	40
2.6.5.3	Sistema de desinfección (Alimentador automático de tricloro).....	41
2.6.6	Válvulas empleadas en el sistema de abastecimiento de agua potable.....	44
2.6.6.1	Válvula de compuerta.....	44
2.6.6.2	Válvula de retención.....	44
2.6.6.3	Caja rompe presión.....	45
2.7	Elaboración de presupuesto.....	46
2.7.1	Programa de operación y mantenimiento.....	48
2.7.2	Costo de operación y mantenimiento.....	48
2.7.1.1	Costo de energía.....	48
2.7.1.2	Costo de operación.....	49
2.7.1.3	Depreciación del equipo.....	49
2.7.1.4	Costo de mantenimiento.....	50
2.7.1.5	Costo de tratamiento.....	50
2.7.1.6	Gastos administrativos.....	51
2.7.1.7	Costo por reserva.....	51
2.7.1.8	Tarifa mensual por servicio.....	52
2.8	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA DE JUTIAPA.....	52
2.8.1	Levantamiento topográfico.....	53
2.8.2	Estudio de suelo.....	53
2.8.3	Cálculo de caudales máximos para el diseño de los puentes.....	54
2.8.3.1	Método racional.....	54

2.8.3.2	Cálculo de área tributaria.....	54
2.8.3.3	Intensidad de lluvia.....	55
2.8.3.4	Cálculo del caudal máximo.....	55
2.9	Diseño del puente vehicular “Los Cocos”.....	55
2.9.1	Criterio y especificaciones para puentes de concreto.....	56
2.10	Diseño de losa.....	58
2.11	Diseño de acera.....	63
2.11.6	Diseño de barandal.....	66
2.12	Diseño de vigas.....	70
2.12.1	Viga intermedia.....	70
2.12.2	Momentos por carga muerta.....	71
2.12.3	Momento por carga viva.....	72
2.12.4	Momento debido a impacto.....	75
2.12.5	Momento total actuante en la viga.....	75
2.12.6	Cálculo de refuerzo.....	75
2.13	Cálculo de esfuerzos cortantes.....	78
2.13.1	Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	78
2.13.2	Esfuerzos cortantes por carga viva.....	79
2.13.3	Esfuerzos cortantes debido a impacto.....	80
2.13.4	Esfuerzos cortantes totales.....	80
2.13.5	Cálculo del refuerzo.....	82
2.14	Viga exterior.....	85
2.15	Diseño de diafragmas.....	88
2.16	Diseño de la superestructura.....	90
2.17	Diseño de cortina.....	91
2.18	Diseño de asiento o base (Neopreno).....	95
2.19	Diseño de Estribo de concreto ciclópeo.....	95
2.20	Presupuesto general.....	102
CONCLUSIONES.....		III
RECOMENDACIONES.....		IV
BIBLIOGRAFÍA.....		V

APÉNDICES

- A. Análisis del agua
- B. Cuadros
- C. Planos de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.
- D. Planos de diseño del puente vehicular los “Cocos”

1. INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del lugar

1.1.1 Antecedentes históricos

El caserío el Cuje se originó por medio de un asentamiento de vecinos del cantón San José Buena Vista y aldeas circunvecinas con las que colinda. Su nombre se debió a que en los alrededores hay plantados árboles de Cuje, tiene 40 años de haberse fundado.

1.1.2 Localización y ubicación

Pertenece al cantón San José Buena Vista del municipio de Jutiapa, y se encuentra a 17 kilómetros al este de la cabecera municipal en dirección a los municipios de Yupiltepeque, el Adelanto y Atescatempa, frontera con el Salvador. (Ver ubicación en apéndices, hoja No. 114)

1.1.3 Extensión y colindancias

Tiene una extensión territorial de 9 kilómetros cuadrados, colinda con las siguientes comunidades: al norte con cantón Animas Lomas, al sur con aldea Tierra Blanca, al este con aldea la Ceibita y al oeste con el caserío Guayabón.

1.1.4 Vías de comunicación

Para llegar al caserío el Cuje, se recorren 11 kilómetros de carretera asfaltada, los que terminan exactamente en el cantón San José Buena Vista. Luego se recorren 6 kilómetros de camino de terracería pasando por el caserío las Pilas.

El medio de transporte más utilizado es el extraurbano, el cual circula de manera regular del casco urbano de Jutiapa hacia el cantón Buena Vista.

1.1.5 Población

Según el INE (Instituto Nacional de Estadística) en el censo del año 1995 dio un total de 190 habitantes. En la encuesta y censo practicado por los miembros del Comité Pro-mejoramiento del caserío el Cuje, se obtuvo una población de 300 personas, la tasa de crecimiento es del 1.6% (Obtenida del INE), para efectos de diseño de población futura. El 100% de la población es ladina, el idioma que se habla en su totalidad es castellano.

1.1.6 Tipo de vivienda

El 38% de las viviendas están construidas con muros de block y techo de lámina, el 21% con muros de ladrillo de barro cocido, el 34% se encuentra construido con muros de adobe y techo de teja de barro cocido y el resto está construidas con bajareque.

1.1.7 Actividades económicas

La actividad económica principal es la agricultura, en la cual el 90% se dedica a la siembra de maíz, maicillo y frijol para su autoconsumo.

1.1.8 Clima

Las temperaturas promedio van desde una mínima de 19.9 grados centígrados a una máxima de 26.9 grados centígrados, considerándose como clima templado. Su precipitación pluvial anual es de 800 a 1000 mm. (Ver datos hidrológicos en apéndices, hojas No. 112 y 113)

1.1.9 Suelos y topografía

La topografía del lugar va de ondulada a quebrada; apreciándose los siguientes tipos de terreno: pendiente de (12% a 16%), en un 88% del área total de la comunidad. El suelo predominante es limo arcilloso. (Ver en apéndices en hoja No. 115, Suelos de Jutiapa).

1.1.10 Servicios en la comunidad

1.1.10.1 Energía eléctrica

El 95% de las familias cuentan con servicio domiciliario y el 5% restante está tramitando la ampliación correspondiente. La empresa que suministra el fluido eléctrico es DEORSA.

1.1.10.2 Educación

La comunidad cuenta con un establecimiento público en el que se imparte educación primaria y pre-primaria.

Carece de los siguientes servicios básicos:

1. Sistema de abastecimiento de agua potable.
2. Comunicación vial.
3. Sistema de alcantarillado.
4. Centro de Salud.
5. Teléfonos comunitarios.
6. Letrinización.

|

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Cuje

El proyecto consistirá en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo el cual estará conformado por los componentes siguientes: tanque de alimentación para el bombeo, tanque de distribución, línea de impulsión, red de distribución, obras hidráulicas como válvulas, caja unificadora de caudales, caja rompe presiones y otras.

2.1.1 Topografía

La topografía para un proyecto de agua potable define, el diseño del sistema ya que tiene por objeto medir las extensiones de terreno, determinar la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno. Se compone de planimetría y altimetría, las cuales se pueden efectuar con teodolito y nivel de precisión. El levantamiento topográfico, se realizó por el método taquimétrico, utilizando para ello un teodolito Salmoiraghi 4150. Se aplicó el método de conservación de azimut tomando un norte arbitrario.

2.1.1.1 Cálculo topográfico

Con la información topográfica obtenida de campo, se procedió a realizar el cálculo, para luego elaborar los planos respectivos.

2.1.1.2 Dibujo topográfico

Lo conforman los planos: Planta general, Planta-perfil, densidad de vivienda.

2.1.1.3 Planta general

Está conformado por los ramales principales de la red de distribución, así como también la línea de impulsión.(Ver Apéndices, hoja No. 102).

2.1.1.4 Densidad de vivienda

En este se localiza todos los accidentes geográficos y topográficos, como; caminos, casas, escuelas, quebradas, ríos, y cercos. (Ver Apéndices , hoja No.102).

2.2 Fuente de abastecimiento de agua

Se cuenta con tres fuentes que afloran en forma vertical de brote definido, las cuales se captarán a través de una caja unificadora de caudales.

2.2.1 Aforo de la fuente de agua

Para que el aforo fuera confiable se efectuó en época de estiaje, se aplicó el método volumétrico, dando como resultado un caudal de 0.5 Lt/s

2.3 Calidad sanitaria del agua

La calidad del agua se exige de acuerdo al uso que se le asignará. En este caso se trata de agua para consumo humano, por lo que debe ser sanitariamente segura; cumpliendo para ello, con normas de calidad, físico-químicas y bacteriológicas, establecidas el artículo 88 del Código de Salud.

Para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un análisis Físico- Químico y un examen bacteriológico bajo las normas COGUANOR NGO 29001; mientras que el muestreo para los mismos debe realizarse bajo las especificaciones COGUANOR NGO 29002 hl 18 y 29002 h 19 respectivamente.

2.3.1 Examen bacteriológico

Éste determina la presencia de bacterias en el agua. Si el agua es para consumo humano debe permanecer exenta de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario.

Los resultados que se obtuvieron en el examen elaborado por el laboratorio del Área de Salud de Jutiapa fueron:

Color:	Claro
Substancias en suspensión:	Ninguna
Coliformes X 100/ml	0.00

Con base a los datos obtenidos, se concluye que el agua es apta para el consumo humano.

Para garantizar la calidad de la misma, es necesario incorporar un sistema de desinfección a base de cloro, y recomiendan un tratamiento mínimo de cloración (ver exámenes del agua, hojas No. 97, 98).

2.3.2 Análisis Físico

Con este se determina las características del agua que puedan ser percibidas por los sentidos causando la aceptación o rechazo por el consumidor. Entre las principales características del agua están: el color, olor, temperatura, potencial de hidrógeno (pH), el cual es un parámetro que expresa la intensidad de las condiciones ácidas o alcalinas de una solución; otro parámetro es la turbiedad, que se aplica cuando las aguas contienen suspensión.

Los resultados obtenidos del análisis físico del agua son:

Temperatura:	25°C
Aspecto:	Claro
pH:	8.18
Turbiedad:	No detectado
Olor:	No rechazable
Sabor:	-----

De acuerdo a la especificaciones estipuladas por COGUANOR NGO 29001, las características anteriores se encuentran entre el límite máximo aceptable (Ver Apéndices en hoja No. 99), límites máximos aceptables y permisibles de las características físicas del agua potable).

2.3.3 Análisis químico

Este análisis determina las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua, que afectan su calidad.

Los resultados son los siguientes:

Nitratos:	No detectado.
Nitritos:	0.09 mg/L
Dureza total:	68.8 mg/L
Calcio:	19.57 mg/L
Hierro total:	No detectado
Magnesio:	4.83 mg/L

De acuerdo a la especificaciones estipuladas por COGUANOR NGO 29001, las características anteriores se encuentran entre el límite máximo aceptable (Ver en Apéndices hoja No. 99, límites máximos aceptables y permisibles de las características químicas del agua potable).

2.4 Diseño hidráulico

2.4.1 Período de diseño

Éste es el tiempo durante el cual el sistema permitirá un servicio satisfactorio a la población. Es recomendable que éste no sea menos de 20 años, además que se contemple un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción del proyecto, el cual puede ser de un año. Sin embargo, cuando se trata de un sistema por bombeo, se debe diseñar el

equipo de bombeo para un período de 10 años, y de 20 años para los demás componentes. Para este diseño se contempló un período de 21 años

2.4.2 Crecimiento de la población

Aunque existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional se recomienda utilizar el método geométrico, por considerarse el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones de países en vías de desarrollo. Para el efecto se utiliza la población actual que registra el último censo realizado en la comunidad, siempre y cuando éste sea confiable. Para la tasa de crecimiento poblacional puede considerarse la tasa rural municipal, basada en las estimaciones calculadas por el INE .

Para efectos del proyecto El Cuje, se utilizó la tasa de crecimiento proporcionada por el INE, el cual es de 1.6%.

Método Geométrico:

$$Pf = Po (1 + i) \quad \text{Donde: } i = (P2/P1)$$

Pf = Población futura

Po = Población inicial

P1 = Población inicial

P2 = Población final

t1 = fecha inicial

t2 = Fecha final

I = Tasa de crecimiento

N = Período diseño

n = Período adicional por planificación, diseño

Ejemplo:

Para el proyecto en estudio se tiene la siguiente información:

Población inicial de diseño $P_o = 300$

Tasa de crecimiento rural para caserío el cuje $i = 1.6\%$

Período de diseño $N = 20$ años

Período adicional $n = 1$ año

$$P_f = 300 * (1 + 1.6/100)^{21} = 420 \text{ habitantes}$$

2.4.3 Selección de la dotación

Entre las dotaciones mas recomendadas están:

Tabla I. Dotaciones

DOTACIÓN (Lts/Hab/día)	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
De 30 a 40	Pozo excavado y bomba manual
De 40 a 50	Llena cántaros en clima frío
De 50 a 60	Llena cántaros en clima cálido
De 60 a 80	Conexión predial en clima frío
De 80 a 100	Conexión predial en clima cálido
De 100 a 150	Conexión domiciliar en clima frío y en zonas urbanas marginales
De 150 a 200	Conexión domiciliar en clima cálido y en colonias no residenciales
De 200 a 250	Colonias residenciales

Para el proyecto El Cuje, previo a determinar la dotación, se efectuó una evaluación del consumo diario de algunas familias de la comunidad, dando como resultado lo siguiente:

Preparación de alimentos	5 Gal/día/fam
Lavado de utensilios de cocina	8 Gal/día/fam
Lavado de ropa (5 veces a la semana)	36 Gal/día/fam
Aseo personal (4 veces por semana)	32 Gal/día/fam
Otros usos (para el hogar y para animales)	<u>15 Gal/día/fam</u>
TOTAL	96 Gal/día/fam

$$\text{Consumo Hab/día} = (96 \text{ Gal/día/fam} * 3.785\text{L})/6 \text{ hab} = 61 \text{ Lts/hab/día}$$

Aunque la comunidad cuenta con una fuente que permite brindar una dotación aproximada de 90 Lt/hab/día, se determinó una dotación de 70 Lt/hab/día; debido a que ésta sobrepasa la demanda promedio por habitante, en un día de máximo consumo que es de 61 Lt/hab/día ; además el sistema es por bombeo, y el aumentar la dotación implica incrementar el diámetro de la tubería de impulsión y la potencia de la bomba, y por ende el costo de operación será mayor; lo que repercutirá en el costo de inversión inicial del proyecto y en la cuota a pagar por los usuarios como tarifa mensual.

2.4.4 Factores de consumo

Éstos son factores de seguridad, se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición. Éstos factores varían de una comunidad a otra en función a las costumbres, condiciones climáticas y económicas propias de cada una.

2.4.4.1 Factor día máximo (FDM)

Éste incremento porcentual se realiza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. En acueductos rurales el FMD puede variar de 1.2 a 1.5, y se recomienda utilizarlo de la forma siguiente:

Para poblaciones menores de 1,000 habitantes un FDM de 1.4 a 1.5

Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes un FDM de 1.2 a 1.3

Para este caso se utilizó un factor día máximo de 1.4, ya que la población actual es menor de 1,000 habitantes.

2.4.4.2 Factor hora máxima (FHM)

Éste, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus respectivas costumbres. El FMH puede variar de 2 a 3. Para sistemas rurales se puede considerar de la manera siguiente:

Para poblaciones menores de 1,000 habitantes un FDM de 2.4 a 2.5

Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes un FDM de 2.2 a 2.3

El FMH que se utilizó fue de 2.4 ya que la población es menor de 1,000 habitantes.

Un motivo por el cual se toman factores altos para poblaciones menores, se debe a que en comunidades pequeñas las actividades son realizadas por lo regular los mismos días y a la misma hora, provocando que la demanda suba.

2.4.5 Consumo medio diario

Éste es conocido también como caudal medio, es la cantidad de agua que consume la población en un día. Este caudal se puede obtener del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo diario se puede calcular en función a la población futura y a la dotación asignada en un día, se calcula de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{\text{Población futura} * \text{Dotación}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

Donde: Q_m = consumo medio diario o caudal medio

$$Q_m = \frac{420 * 70 \text{ Lts/hab/día}}{86,400 \text{ seg/día}} = 0.34 \text{ Lts/seg}$$

2.4.6 Consumo máximo diario

Es conocido como caudal de conducción, ya que es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción y es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año. Se calcula de la manera siguiente:

Ejemplo:

$$Q_c = Q_m * FDM$$

Donde:

Q_c = Consumo máximo diario o caudal de conducción

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

FDM = Factor día máximo

$$Q_c = 0.34 \text{ Lts/seg} * 1.4 = 0.48 \text{ Lts/seg}$$

2.4.7 Caudal de bombeo

Cuando el sistema es por bombeo, se requiere considerar un caudal suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo, el que se conoce como caudal de bombeo.

Para determinar este caudal, es importante definir antes el período de bombeo, que afecta directamente el diámetro de la tubería de impulsión, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación, (cuando el caudal de la fuente es menor que el caudal de bombeo), se recomienda que el período de bombeo sea de 8 a 12 Hrs.

Para el proyecto en estudio, el caudal de bombeo fue calculado de la siguiente manera:

$$Q_b = \frac{Q_c * 24 \text{ Hrs}}{t}$$

Donde: Q_b = Caudal de bombeo

Q_c = Caudal de conducción

t = Número de horas de bombeo al día = 8 horas.

$$P_f(11 \text{ años}) = 358 \text{ Hab, } Q_m = 0.29 \text{ Lts/seg, } Q_c = 0.41 \text{ Lts/seg}$$

$$Q_b = \frac{0.41 \text{ Lts/seg} * 24 \text{ Hrs}}{8} = 1.22 \text{ Lts/seg}$$

$$P_f(21 \text{ años}) = 420 \text{ Hab. } Q_m = 0.34 \text{ Lts/seg. } Q_c = 0.48 \text{ Lts/seg}$$

$$Q_b = \frac{0.48 \text{ Lts/seg} * 24}{8} = 1.44 \text{ Lts/seg}$$

Como se puede apreciar, el caudal de bombeo necesario para abastecer a la población futura al final de los primeros 10 años es de 1.22 Lt/s., el cual se aproxima al caudal que se bombeará al final de la vida útil del sistema (1.44 Lt/s): por lo que permite emplear la misma tubería de descarga durante los 20 años, variando únicamente el período de bombeo. Dicho período puede fraccionarse en etapas de bombeo.

2.4.8 Consumo máximo horario

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la red de distribución. Se calcula de la siguiente forma:

$$Q_d = Q_m * FHM, \quad \text{Donde:}$$

Q_d = Consumo máximo horario o caudal de distribución

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

FHM = Factor hora máxima

$$Q_d = 0.34 \text{ Lt/s} * 2.4 = 0.82 \text{ Lts/seg}$$

2.5 Diseño de tubería

2.5.1 Tipo de tuberías

En sistemas de acueductos se utiliza generalmente tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC) y de hierro Galvanizado (HG). La línea de conducción llevará las siguientes características en su recorrido; debido a la topografía del mismo.

- Tipo de tubería P.V.C.
Clase 250 PSI y 160 PSI
- Tubería HG (Hierro Galvanizado)
Tipo liviano (500 PSI)

2.5.2 Diámetro de tuberías

Para el diseño hidráulico, el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo al tipo de sistema que se trate, sin embargo, para todo diseño se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial. (Ver en Apéndices, Tabla X, hoja No. 100)

2.5.3 Coeficiente de fricción

Cuando se emplea la fórmula de Hazen Williams para el diseño hidráulico con tubería PVC, el coeficiente de fricción C , es de 150, y para tuberías de HG, $C = 100$.

2.5.4 Presiones y velocidades

La presión hidrostática en la línea de conducción se recomienda mantenerla, en lo posible, debajo de 80 m.c.a. La máxima presión permisible es de 90 m.c.a. La presión hidrodinámica en la línea no debe ser mayor de 60 m.c.a. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.6 y 3 m/s, en un sistema por gravedad y entre 0.55 y 2.40 m/s, en un sistema por bombeo.

2.5.5 Tubería de impulsión

Es la que se coloca inmediatamente después de la bomba. Generalmente en abastecimiento de agua potable en el área rural, esta tubería conduce el líquido a un tanque de almacenamiento.

Ejemplo:

Una vez calculado el caudal de bombeo, se puede diseñar la tubería de impulsión con la siguiente fórmula:

$$\phi_{EC} = 1.8675 \cdot (Q_b)^{1/2}$$

Donde:

ϕ_{EC} = Diámetro económico

Q_b = Caudal de bombeo

1.8675 = Factor de conversión de metros a pulgadas.

$$\phi_{EC} = 1.8675 \cdot (1.22)^{1/2} = 2.07 \text{ pulgadas}$$

Este diámetro no es comercial, entonces se procede a verificar la velocidad y la pérdida de carga con los diámetros comerciales inmediato inferior y superior.

Verificación de velocidad:

$$V = 1.974 \cdot Q_b / \phi_{EC}^2$$

Donde: $0.55 \text{ m/s.} \leq V \leq 2.4 \text{ m/s.}$

V = Velocidad de flujo en la tubería

Q_b = Caudal de bombeo

ϕ_{EC} = Diámetro económico

1.974 = Factor de conversión de Lt/plg² a m/seg²

$$V_{2''} = 1.974 * 1.22 / 2^2 = 0.6011 \text{ m/s} \quad *$$

$$V_{2.5''} = 1.974 * 1.22 / 2.5^2 = 0.385 \text{ m/s} \quad \downarrow$$

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo durante el período de diseño con los diámetros económicos, se calcularán las pérdidas de carga, a través de la fórmula de Hazen Williams.

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga (mt)

Q = Caudal en la tubería (Lt/s)

L = Longitud de la tubería (mt)

D = Diámetro (plg)

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería

Verificación de pérdidas en la línea de impulsión:

De acuerdo con la ecuación Hazen & Williams

$$\left. \begin{array}{l} L = 562 \text{ mt.} \\ Q_b = 1.22 \text{ Lt/s.} \\ C = 140 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \phi_{EC} \Rightarrow H_{f_{2''}} = 5.14 \text{ m.c.a} \\ \phi_{EC} \Rightarrow H_{f_{2.5''}} = 1.74 \text{ m.c.a} \end{array}$$

Análisis:

De acuerdo a los resultados, se deduce que al aumentar el diámetro de impulsión, se reduce la pérdida de carga y disminuye la velocidad del flujo en la tubería. Si se selecciona el diámetro mayor, además de las ventajas descritas anteriormente, la potencia de la bomba tenderá a ser menor, pero se tiene la desventaja de que no se cumple con el parámetro de la velocidad.

El diámetro óptimo de la tubería de impulsión, es el que permite un costo más bajo de la tubería, del equipo motor-bomba y el menor consumo de energía. En conclusión, después de haber evaluado las dos opciones, se seleccionó la tubería de 2 plg. de diámetro, por las ventajas que presenta.

2.5.6 Carga dinámica total en bombeo vertical

La carga dinámica total, CDT, es la presión real, expresada en metros columna de agua, contra la cual una bomba tiene que elevar el caudal hasta el nivel requerido. Para el Proyecto El Cuje se utilizará una bomba sumergible.

$$CDT = h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm}$$

Donde:

h_d = Diferencia de altura entre el tanque de distribución y el ojo del impulsor, en metros.

h_{fd} = Pérdida de carga por fricción en la tubería de impulsión, en m.c.a.

h_{fv} = Pérdida de carga por velocidad en la impulsión, en m.c.a.

h_{fm} = Pérdidas menores de carga producidas por accesorios, en m.c.a.

Cálculo de la carga dinámica total:

1. Diferencia de nivel en metros (hd)

Cota sobre T.D.	292.04 m.c.a.
Cota en fuente	<u>— 100 m.c.a.</u>
hd	192.04 m.c.a

2. Pérdida de presión por tubería de impulsión (hfd).

Aplicando la fórmula de Hazen & Williams tenemos:

2.1 Para tubería HG

L	=	191 m	
Qb	=	1.22 Lt/s	HF = 3.28308724 m.c.a.
D	=	2"	
C	=	100	

2.2 Para tubería PVC

L	=	372 m		
				3.02011282
Qb=	1.22 Lt/s	HF =	m.c.a.	
D=	2"			
C =	150			

3. Pérdidas por velocidad (hfv)

$$V_{2"} = 1.974 * 1.22 / 2^{0.5} = 0.6011 \text{ m/s.}$$

$$H_{fv} = V^2 / 2 * g = 0.6011^2 / (2 * 9.80556) = 0.0184 \text{ m.c.a.}$$

4. Pérdidas menores (h_{fm})

$$10\% * h_{fd} = 0.10 * (3.28 + 3.02) = 0.63 \text{ m.c.a.}$$

$$CDT = 192.04 + 3.28 + 3.02 + 0.018 + 0.63 = 199.00 \text{ m.c.a.}$$

Ésta es la altura dinámica teórica a la que la bomba debe impulsar el caudal, por lo que es conveniente considerar una altura adicional alrededor de 5 m.c.a., siendo CDT de:

$$CDT = 204 \text{ m.c.a.}$$

2.5.7 Potencia de la bomba

La potencia para hacer trabajar una bomba eficientemente, depende del caudal de bombeo, de la altura dinámica total y de la eficiencia de la bomba a emplear. La potencia de la bomba se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$POT = \frac{\delta * Q_b * CDT}{76 * e_f}$$

Donde:

δ = Peso específico del agua (1,000 kg/m³)

Q_b = Caudal de bombeo en m³/s (0.00122 m³/s.).

CDT = Carga dinámica total en metros (204 m.c.a.)

e_f = Eficiencia bomba + eficiencia motor (0.65 recomendada por el fabricante).

m.c.a = Metro columna de agua.

$$\text{POT} = \frac{1,000 * 0.00122 * 204}{76 * 0.65}$$

$$\text{POT} = 5 \text{ HP}$$

2.6 Diseño de la red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta el consumidor y su función sanitaria es brindar un servicio en forma continua.

Para el buen funcionamiento de la red será necesario considerar los criterios siguientes:

- a) El buen funcionamiento del acueducto se debe garantizar para el período de diseño, de acuerdo al máximo consumo horario.
- b) La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios que estén acordes con el consumo real de la localidad.
- c) La red de distribución debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de acuerdo a normas establecidas, y facilitar así su mantenimiento.

Para el proyecto en estudio se adoptó el tipo de red por ramales abiertos, debido a la dispersión de las casas; utilizando para su cálculo la fórmula de Hazen & Williams.

2.6.1 Presiones y velocidades en la red de distribución

Los límites que se recomiendan para verificar la presión y velocidad dentro de las tuberías de distribución están: la presión hidrostática no debe sobrepasar los 70 m.c.a. En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta debe mantenerse entre 40 y 10 m.c.a. Con lo que respecta a las velocidades en la red de distribución, el rango máximo es de 3 m/s, y el mínimo de 0.6 m/s.

2.6.2 Factor de gasto

Es el consumo de agua por vivienda, que permite distribuir el caudal de hora máxima en los tramos de tubería que componen los ramales de distribución de acuerdo al número de viviendas existentes en dichos tramos.

Ejemplo:

$$\text{Factor de gasto (FG)} = Qd / \# \text{ viviendas}$$

$$FG = 0.82/53 = 0.015\text{Lts/seg.}$$

2.6.3 Caudal instantáneo

Se utiliza para el diseño de la red de distribución, con el objeto de obtener caudales mayores a los que realmente se conducen en la misma, con lo cual da un diámetro mayor para efectos de seguridad. Los parámetros para su aplicación son los siguientes:

Se aplica si: $Q_{HM} < Q_i$

Si $Q_{HM} > Q_i$, usar Q_{HM}

$$Q_i = K * (n - 1)^{1/2}$$

Donde:

Q_i = Caudal instantáneo (L/s)

n = número de viviendas en cada tramo de tubería

$n > 55$ viviendas $\Rightarrow K = 0.20$

$n < 55$ viviendas $\Rightarrow K = 0.15$

Ejemplo de cálculo de caudal instantáneo en la red de distribución, entre estación E-21 a E-22

Número de viviendas entre estaciones (n) = 4

$n < 55$, $\Rightarrow K = 0.15$

$$Q_i \text{ (E-21 a E-22)} = 0.15 * (4 - 1)^{1/2}$$

$$Q_i \text{ (E-21 a E-22)} = 0.26 \text{ L/seg}$$

Ejemplo de cálculo de tubería entre estaciones E-21 a E-22

E-21 $C_o = 239.60$

E-22 $C_f = 267.81$

Diferencia de cotas = 28.21

Distancia horizontal = 144.68

Pendiente del terreno = $(144.68^2 + 28.21^2)^{1/2} / 144.68 - 1.00 = 0.018$

Pendiente del terreno = 2%

Longitud real = $144.68 * 1.02 = 147.57$

Caudal de distribución = 0.82 Lt/s

Número de conexiones = 53

Número de viviendas entre E-21 y E-22 = 5

FG = $0.82 / 53 = 0.015 \text{ Lts/seg.}$

Caudal del tramo E-21 a E-22 = $0.015 * 5 = 0.075 \text{ Lt/s}$

Según los resultados, el caudal a utilizar es el mayor. Para este caso se utiliza 0.26 Lt/s. El diámetro de la tubería se calcula de la siguiente forma:

$$H_f = 28.21 \text{ m.c.a.}$$

$$Q = 0.30 \text{ Lt/s}$$

$$L = 149.02 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Aplicando la fórmula de Hazen & Williams se obtiene:

$$\Phi = 0.615 \text{ Plg.}$$

Al no existir éste diámetro en el mercado, entonces utilizamos Φ interior inmediato mayor = 0.716 plg. (Φ comercial = 1/2"). Al utilizar este diámetro, la presión hidrodinámica en la red baja considerablemente hasta no cumplir con los rangos. En este caso se utilizará tubería de 3/4". (ver cálculo hidráulico en apéndices, hoja No. 101).

2.6.4 Tanque de distribución

Es un depósito de almacenamiento de agua, cuyas funciones principales son:

1. Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
2. Regular presiones en la red de distribución.
3. Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades.
4. Prevenir gastos por incendio.

Para sistemas por bombeo puede contemplarse como mínimo una reserva del 60% del consumo medio diario; criterio adoptado para determinar la capacidad del tanque de distribución del proyecto del caserío el Cuje.

2.6.4.1 Diseño del tanque de distribución

Para evitar la excesiva excavación, se diseñará en estado semienterrado, dándose la condición crítica cuando el tanque se encuentra completamente lleno. Los muros se construirán de concreto ciclópeo para evitar fugas y sobrepresiones en el mismo.

Ejemplo:

Para calcular el volumen del tanque de distribución se tiene lo siguiente:

$$\text{Vol.} = 60\% * Q_m * 86400 \text{ s.}$$

$$\text{Vol.} = 60\% * 0.34 \text{ L/s} * 86,400 \text{ s.}$$

$$\text{Vol.} = 17,640 \text{ Lt.} = 20 \text{ m}^3$$

a) Diseño de losa:

Las dimensiones de la losa serán de 3.0 mts * 3.5 mts., empleándose el método 3 de la *American Concrete Institute (ACI)*.

Descripción	Losa
A/B	0.857 ∅0.5
Refuerzo	2 sentidos
Espesor (t)	00.9

El espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9 cms., pero para su construcción se empleará un espesor de 10 cms.

Cargas:

Carga muerta (CM)

W propio de losa =	2,400 Kg/m ³ * 0.1 mts. =	240 Kg/m ²
Sobre cargas		90 Kg/m ²
total carga muerta		330 Kg/m ²

$$\text{Carga muerta última (Cmu)} = 1.4 * 330 = 462 \text{ Kgs/Mt}^2$$

Carga viva (CV)

Son cargas que soportará la losa en ocasiones eventuales, por ser solo de cubierta, se asumirá una carga viva (CV) = 80 kg/m².

$$\text{Carga viva última} = 1.7 * 80 = 136 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU)

$$\text{CU} = 1.4 * (\text{CM}) + 1.7 * (\text{CV}) = 462 + 136 = 598 \text{ kg/m}^2.$$

Para determinar los momentos negativos y positivos en los puntos críticos de la losa, se emplearán las fórmulas siguientes:

ACI (caso 1), la distribución de los momentos en la losa nos quedan de la siguiente forma: A = 269.10 kg-m B = 190.46 kg/m

$$t = 10 \text{ cm.} \quad d = t - \text{recubrimiento} = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm.}$$

$$\text{As min.} = 0.4 * 14.1 / 2810 * 100 * 7.5 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Usar 3/8 @ 30 cm. (Ver armado en Apéndices, hoja No. 109).

b) Diseño de viga de carga

Diseño a flexión

$$\begin{aligned}F'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & Cmu &= 462 \text{ kg/m}^2 \\Fy &= 2,810 \text{ kg/cm}^2 & Cvu &= 136 \text{ kg/m}^2 \\t &= 10\text{cm} & CU &= 598 \text{ kg/m}^2 \\ \delta c &= 2400 \text{ kg/m}^3 & \text{Rec.} &= 4 \text{ Cm.} \\d &= 16 \text{ cm.}\end{aligned}$$

$$WL1 = (598 \text{ kg/m}^2 * 3\text{m}) / 3.5 \text{ m} = 512.57 \text{ kg/m.}$$

$$Wviga = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 * 0.20 = 72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga total} = 72 \text{ kg/m} + 512.57 \text{ kg/m.} = 584.57 \text{ kg/m}$$

$$M = 584.57 \text{ kg/m} * 3.5^2/8 = 895.12 \text{ kg-m}$$

$$As = (bd - ((bd^2) - Mu * b / (0.003825 * F'c)^{1/2}) * (0.85 * F'c) / (Fy)$$

$$As = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho b = 0.85 * \beta * (F'c) / (Fy) * 6090 / (6090 + Fy)$$

$$\rho b = 0.037$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho b * (\text{zona sísmica}) = 0.5 * 0.037 = 0.018$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 0.018 * 20 * 15 = 5.40$$

$$\rho_{min} = 14.1 / Fy = 14.1 / 2810 = 0.005$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * d = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$5.40 \text{ cm}^2 \leq 1.35 \text{ cm}^2 \leq 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomar } As_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

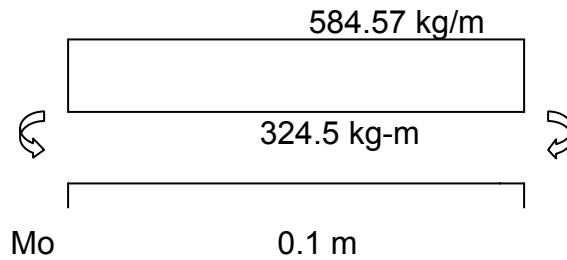
$$W = 584.57 \text{ kg/m,} \quad V = 584.57 \text{ kg/m} * 3.65 \text{ m} / 2 = 1,066.84 \text{ Kg.}$$

$$V = 584.57 \text{ kg/m} * 3.65 \text{ m} = 2,133.68 \text{ kg.}$$

Con la carga distribuida total, se calcula el momento positivo y negativo, para posteriormente, calcular el área de acero de refuerzo.

$$M(-) = WL^2/24 = 584.57 * 3.65^2/24 = 324.5 \text{ kg-m}$$

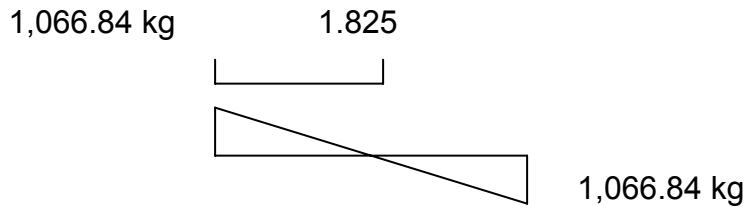
$$M(+)= WL^2/14 = 584.57 * 3.65^2/14 = 556.28 \text{ kg-m}$$



$$\sum Mo \curvearrowright (+)$$

$$-MR + (584.57 \text{ kg/m} * 0.1^2)/2 + 324.5 \text{ kg-m} - 1,066.84 \text{ kg}(0.1) = 0$$

$$MR = 220.74 \text{ kg/m.}$$



Calculamos As para cada momento con la fórmula:

Para $M(+)$ = 556.28 kg-m $As = 1.35 \text{ cm}^2$

Para $M(-)$ = 114.05 kg-m $As = 0.26 \text{ cm}^2$

$V = 1,066.84 \text{ kg/m}$ $S = 17/2 = 8.5$

$\emptyset = 1/4" = 0.31 \text{ cm}^2$ $Vd/2 = \emptyset Vc + \emptyset Vs$

$$V_u = 0.85 * (0.53 * (F'c)^{1/2} * b * d) + 0.85 * F_y * d/S$$

$$V_u = 0.85 * (0.53 * (210)^{1/2} * 15 * 17) + 0.85 * 17 * 2810 / 17/8.5$$

$$V_u = 3145.60$$

$$V_u > V_t$$

Utilizar hierro # 2 @ 15 cms.

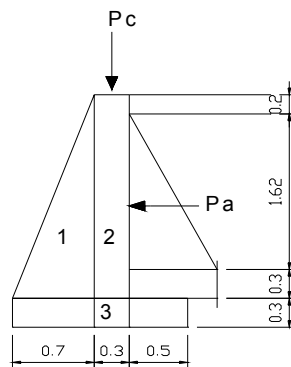
c) Diseño del muro:

Ejemplo:

Datos

Peso específico del suelo (δ_s)	= 1,400 kg/m ³ .
Peso específico del concreto (δ_c)	= 2,400 kg/m ³ .
Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc})	= 2,500 kg/m ³ .
Angulo de fricción (ϕ)	= 25°
Valor soporte del suelo (V_s)	= 20 Ton/m ²
Carga uniforme distribuida (W)	
Wlosa + viga de carga	= 584.57 Kg/m
Wviga de apoyo	= $\delta_c * b * h = 0.2 * 0.15 * 2,400 = 72 \text{ Kg/m}$
W	= 656.57 Kg/m

Figura 1. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el muro



Consideramos W como carga puntual (Pc)

$$Pc = 656.57 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 656.57 \text{ kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual es:

$$Mc = 656.57 \text{ kg} * (0.7 + (0.3/2)) = 558.08 \text{ kg-m}$$

Fuerza activa Fa

$$Fa = \delta_{\text{agua}} * H/2$$

$$Fa = 1000 \text{ kg/m}^3 * 1.8^2/2 = 1620 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo respecto de 0

$$Mact = Fa * H/3 = 1620 * ((1.8/3) + 0.6) = 1,944 \text{ kg-m}$$

Tabla II. Cálculo del momento estabilizante sobre el muro del T.D.

Sección	$\delta_{cc} * A = W(\text{kg/m})$	Brazo (m)	MR (Kg-m/m)
1	$2,500 * 0.7 = 1,750$	$2/3 * 0.7 = 0.47$	816.66
2	$2,500 * 0.69 = 1725$	$0.7 + (0.3/2) = 0.85$	1,466.25
3	$2,500 * 0.45 = 1125$	$1.5/2 = 0.75$	843.75

$$\Sigma = 3,126.66$$

Carga total (WT) = W + WR

$$WT = 656.57 + 4600 = 5,256.57 \text{ kg/m}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo (Fsv) > 1.5

$$Fs = \frac{MR + MC}{Mact} = \frac{3,126.66 + 558.08}{1944} = 1.89 > 1.5 *$$

Verificamos la estabilidad contra deslizamiento (Fsd) > 1.5

Fd = WT * Coeficiente de fricción

$$Fd = 5256.57 * 0.9 \text{ Tg}(25^\circ) = 2,515.47 \text{ kg}$$

$$Fsd = Fd/Fa = 2,515.47 \text{ kg} / 1620 \text{ kg} = 1.55 > 1.5 \text{ *}$$

Verificación de la presión bajo la base del muro, $P_{max} < V_s$ y $P_{min} > 0$
 donde la excentricidad (ex) = $Base/2 - a$

$$a = \frac{MR + Me - Mact}{WT}$$

$$a = \frac{(3,126.66 + 558.08 + 1944)}{5,256.57} = 0.331$$

$$ex = 1.5/2 - 0.331 = 0.42 \text{ m}$$

Módulo de sección (Sx)

$$Sx = 1/6 * Base^2 * Long = 1.6 * 1.5^2 * 1 = 0.38 \text{ m}^3$$

La presión es:

$$P_{max} = \frac{WT}{A} \pm \frac{WT * ex}{Sx} = \frac{5,256.57}{1.5 * 1} \pm \frac{5,256.57 * 0.42}{0.38}$$

$$P_{max} = 9,314.27 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{max} = 9,314.27 \text{ kg/m}^2 < 15,000 \text{ kg/m}^2 \text{ *}$$

$$P_{min} = 2,305.58 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ *}$$

2.6.5 Obras de captación

Es el conjunto de obras que recolectan el agua proveniente de uno o varios manantiales de brotes definidos o difusos. La función de estas obras es

proteger y asegurar bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año, la captación del caudal provisto.

Para recolectar el agua de las fuentes se propuso una caja para manantial (ver apéndices, hoja No. 108), que es apta para captar fuentes subterráneas con afloramiento horizontal y vertical, en uno o varios puntos definidos. Con esta obra se protegerá el brote bajo cualquier derrumbe o contaminación del agua. Se compone de un filtro construido con piedra bola; un rebalse que mantendrá la presión atmosférica; un desagüe para limpieza: una pichacha en la salida de la tubería para la conducción; una tapadera con sello sanitario para inspección. La caja será construida de mampostería de piedra.

2.6.5.1 Caja unificadora de caudales

Cuando se tiene que recolectar varios nacimientos en forma dispersa, se utiliza una caja unificadora de caudales que sirve para recolectar los caudales provenientes de las obras de captación, hasta reunirlos en un punto específico, para después mandar un caudal total al tanque de alimentación de la bomba, en este caso la caja unificadora de caudales estará localizada en E - 0+010, que será de mampostería de piedra, con un volumen de 0.5 m³.

2.6.5.2 Tanque de alimentación

Esta estructura garantiza que la bomba no trabajará en seco o aspire aire, por lo que su capacidad debe ser lo suficiente grande para evitar que se vacíe durante el período de bombeo.

En casos donde la fuente sea menor que el caudal de bombeo, el volumen del tanque se calculará de la siguiente manera.

$$VTA = 3.6 * (QB - QF) * HB + F * A$$

$$VTA \geq 5 \text{ m}^3$$

Donde:

QB = Caudal a bombear Lt/s.

QF = Caudal que produce la fuente en Lt/s.

HB = Tiempo de operación de la bomba en horas.

3.6 = Factor de conversión a m³.

A = Sección de la cámara de enfriamiento.

F = Factor que permite que la bomba permanezca cebada.

F representa la profundidad de la cámara de enfriamiento; dicha profundidad es la que recomiende el fabricante, regularmente ésta es de 1.5 m, con una sección A de 0.5mx 0.5 m.

$$VTA = 3.6 * (1.22 \text{ Lt/s} - 0.5 \text{ Lt/s}) * 8 \text{ Hrs} + (1.5 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 0.5 \text{M})$$

$$VTA = 20 \text{ m}^3$$

El tanque de alimentación tendrá el mismo diseño estructural que el tanque de distribución. (ver en apéndices, hoja No. 108).

2.6.5.3 Sistema de desinfección (alimentador automático de tricloro)

Un sistema de abastecimiento de agua potable, tiene que contar con un sistema de desinfección, con el propósito de proveer agua libre de bacterias, virus y amebas que puedan afectar la salud de las personas. Para el Proyecto

El Cuje se usará un hipoclorador PPG 3015, que dosifique una solución de hipoclorito de calcio al 65%, diluido en pequeñas dosis.

a) Dosificación de tricloro

De acuerdo a los resultados de laboratorio, el agua no es potable, por lo que es necesario inyectar una demanda de $0.2 \text{ mg/L} = 2 \text{ PPG}$ de cloro.

El flujo de cloro (FC) en gramos/hora se calcula con la fórmula:

$$FC = Q \times DC \times 0.06 \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal de agua conducida, $(1.22 \text{ L/s}) = 73.2 \text{ L/min}$

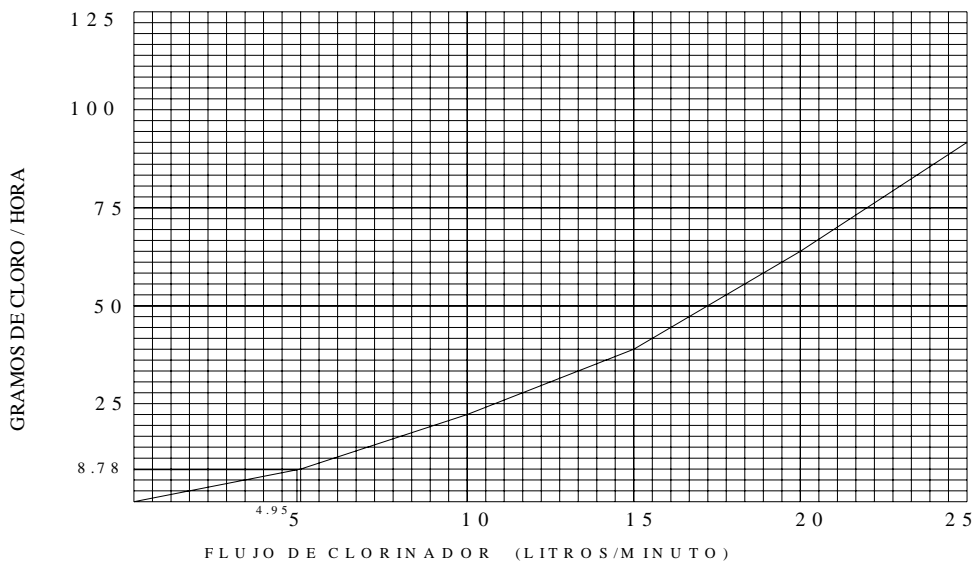
DC = Demanda de cloro, 0.2 mg/L

Sustituyendo en (1) tenemos:

$$FC = 73.2 \text{ L/min} \times 2 \text{ PPM} \times 0.06 = 8.78 \text{ gr/hr}$$

En la figura 2 se plotea FC, determinándose así el flujo de solución de cloro (SC) en L/s.

Figura 2. Gráfica de hipoclorador automático PPG 3015



De acuerdo a los resultados anteriores, se calcula el tiempo en segundos que se necesita para llenar un recipiente de un litro mediante la fórmula:

$$t = 60/SC$$

Donde: t = tiempo de llenado de un recipiente de un litro en segundos. SC = flujo de solución de cloro (4.95 Lt/min).

$t = 60/4.95 = 12.12$ seg, que es el tiempo en que un recipiente de un litro debe de llenarse completamente.

EL flujo de cloro del hipoclorador es de 8.78 gr/hr, entonces la cantidad de tabletas que consumirá en un mes son:

$$8.78 \text{ g/hr} \times 24\text{hr}/1\text{día} \times 30 \text{ dias}/1 \text{ mes} = 6321.6 \text{ gr/mes} \times 1 \text{ tableta} / 300 \text{ gr} = 21.07$$

22 tabletas/mes.

Las tabletas de hipoclorito de calcio se adquieren en tambos plásticos de 150 tabletas, por lo tanto, el rendimiento de estos tambos será de:

$$\frac{150 \text{ tabletas}}{22 \text{ tabletas}} = 6.82 \text{ meses} = 7 \text{ meses}$$

2.6.6 Válvulas empleadas en el sistema de abastecimiento de agua potable

2.6.6.1 Válvula de compuerta

Se emplea para aislar en un determinado momento algún elemento o sección de la instalación, lo cual permite efectuar una reparación y mantenimiento.

Para este proyecto se contempló con fines de desagüe y limpieza, en cajas rompe-presión, tanque de distribución y otras. Se utilizó una válvula de compuerta en E-20, (ver en Apéndices, hoja No. 109).

2.6.6.2 Válvula de retención

Se usa con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación; por lo que evita esfuerzos excesivos de sobrepresión. El empleo de esta válvula, en la línea de impulsión provoca la súbita variación de velocidad, lo que da lugar a la sobrepresión, sin embargo, el desempleo de ésta daría lugar al giro inverso de los motores y el fenómeno se presentaría con mayor intensidad en el cuerpo de la bomba. En este caso se contempló una válvula de retención en la salida de la bomba.

2.6.6.3 Caja rompe presión

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la red de distribución; evitando así la falla de tubería y accesorios. Ésta se coloca antes que la presión estática sobrepase los 80 m.c.a. en la línea de conducción y los 60 m.c.a. en la red de distribución. Sus principales componentes son:

- 1.Caja principal: Se constituye de 1 m³ de capacidad, y se utiliza en líneas de conducción y en ramales principales de la red de distribución; en líneas secundarias o terciarias puede tener una capacidad de 0.5 m³.

2.Caja de válvula: Ésta estructura sirve para protección de la válvula que controla el caudal que entra a la caja principal.

3.Dispositivo de desagüe y rebalse: El desagüe es el drenaje para la limpieza de la caja principal, mientras que el rebalse, drena los excedentes de agua.

4.Válvula de flote: Regula el flujo del agua que se conduce al sistema de distribución. Se utilizó en la estación E-24, siendo un accesorio de la caja rompe presión

2.7 Elaboración de presupuesto

El presupuesto se compone de:

- a) Costos directos
- b) Costos indirectos

a) Costos directos

Los costos directos Son los que van directamente a la obra; y están compuestos por materiales locales y no locales, mano de obra calificada y no calificada.

b) Costos indirectos

Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. Son determinados a través de porcentajes entre el 30% y 35%. Los precios de materiales y de mano de obra se establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en el casco urbano de Jutiapa.

Tabla III. Costos del sistema de abastecimiento de agua potable

PRESUPUESTO GENERAL				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO (Q)	TOTAL (Q)
SISTEMA DE BOMBEO	Global	1	22006.48	22006.48
LINEA DE IMPULSIÓN + ANCLAJES				
Tubería HG Liviano	m	198	60.75	12028.5
Tubería PVC 2" 250 PSI	m	60	29.67	1780.2
Tubería PVC 2" 160 PSI	m	330	12.83	4233.9
Sub-total				18042.6
HIPOCLORADOR	u	1	800	800
RED DE DISTRIBUCIÓN				
Tubería PVC 1 1/2" C/160 PSI	m	36	9.4	338.4
Tubería PVC 1 1/4" C/160 PSI	m	180	6.25	1125
Tubería PVC 1" C/160 PSI	m	834	4.55	3794.7
Tubería PVC 3/4" C/250 PSI	m	516	3	1548
sub total				6806.1
CONEXIONES PREDIALES	Global	53	255.63	13548.39
TANQUE DE CAP.+ AL. Y DIST.				
Concreto ciclópeo	m ³	21	550	11550
Acero de refuerzo	m ²	16	144.5	2312
Accesorios	Global	1	3000.9	3000.9
Sub-total				16862.9
CASETA DE BOMBEO	GLobal	1	7510	7510
CAJA ROMPE PRESIÓN	Global	1	2133.4	2133.4
CAJAS DE VÁLVULAS	Global	1	377.2	377.2
TOTAL DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				88087.07
MANO DE OBRA			POR MES	TOTAL
Maestro de obra	global	1	4290	12870
Albañiles	global	4	2860	11440
sub total				Q24,310.00
GRAN TOTAL				Q113,197.07

2.7.1 Cálculo de la tarifa por consumo

2.7.1.1 Costo de energía

Es el costo por consumo de energía eléctrica.

$$CEE = Ckw / Hr * (0.746KW/Hr/HP) * Pot * Hb * 30$$

CEE = Costo mensual por consumo de energía eléctrica

Ckw/Hr = Costo de kilowatts/hora

0.746 = Consumo de kw/Hr por caballo de fuerza

Pot = 5 HP

Hb = 8 hrs

Ckw/Hr = 0.56 Ctv.

CEE = Q501.31 por mes

2.7.1.2 Costo de operación

Contempla el pago mensual a fontaneros para efectuar revisiones en el sistema, operar el equipo de bombeo y sistema de cloración.

Co = Q 800.00 por mes

2.7.1.3 Depreciación del equipo

Comprende lo que el equipo se va deteriorando conforme el tiempo, para ello se debe calcular la depreciación del equipo de bombeo, estimando que su vida útil es de 10 años y empleando la expresión siguiente:

$$DE = CE/12 * P$$

Costo equipo bombeo (Q) = Q22,006.48

Período de diseño de bomba (P) = 10 años

Meses en un año = 12

DE = Q183.39 por mes

2.7.1.4 Costo de mantenimiento

Para calcularlo se estima el cuatro por millar del costo total del proyecto, y servirá para la compra de materiales.

$$CM = 0.004 * M / P$$

Costo total de materiales (M) = Q120,000.00

Período de diseño en años (P) = 20

0.004 = Corresponde al 4 por millar

CM = Q24.00 por mes

2.7.1.5 Costo de tratamiento

Se utiliza para la compra de tabletas para el hipoclorador, se calcula así:

$$CT = (30 * CH * Qc * Rac * 86400) / (45400 * Cc)$$

Costo de 100 libra de hipoclorito de calcio (CH) = Q900.00

Caudal día máximo a los 4 años de servicio (Qc) = 0.5 L/s

Relación agua cloro en una parte por millar (Rac) = 0.001

Concentración de cloro al 65% (Cc) = 0.65

CT = Q39.53 por mes

2.7.1.6 Gastos administrativos

Se considera un 10% de la suma de operación, mantenimiento, tratamiento, depreciación del equipo y coto de energía.

$$Ga = 0.10*(Co + CM + CT + DE + CEE)$$

$$Ga = \mathbf{Q86.83 \text{ por mes}}$$

2.7.1.7 Costo por reserva

Se considera un porcentaje de la suma de operación, mantenimiento, tratamiento, depreciación de equipo y costo por energía. Para calcular este costo se consideró un 10%.

$$CR = \mathbf{Q86.83 \text{ por mes}}$$

2.7.1.8 Tarifa mensual por servicio

Es la suma de los incisos anteriores, distribuida entre el número de viviendas.

Costo por operación	Q800.00
Costo por mantenimiento	Q24.00
Costo por tratamiento	Q39.53
Costo por Equipo	Q183.39
Costo por En. Eléctrica	Q501.31
Gasto administrativo	Q86.83
Costo por reserva	<u>Q86.83</u>
total por mes	Q1,721.89

Tarifa mensual por familia = $Q1,721.89/53$ viviendas = **Q32.48/servicio**

Para que el sistema de suministro de agua por bombeo de la comunidad sea sostenible, se requiere una tarifa mensual de Q32.48 por familia, durante los primeros 4 años de operación; esta cuota es accesible para los usuarios, según información proporcionada por ellos.

2.8 Diseño del puente Los Cocos ubicado en el casco urbano del municipio de Jutiapa

2.8.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en un puente de dos vías, de 16.00 metros de largo y un ancho de rodadura de 7.10 mts. Está compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y sus barandales de protección, basándose para su diseño, en las normas AASHTO y ACI para los elementos de concreto.

2.8.2 Levantamiento topográfico

Es la base principal para el diseño del puente, puesto que proporciona la información necesaria para determinar la geometría, altura, posición y ubicación del mismo. Para realizar el estudio topográfico se procedió a medir y orientar con respecto al norte magnético, ubicando estaciones a cada 10.00 metros, con el objeto de recabar la información de planimetría necesaria. Los datos de campo fueron procesados en gabinete, permitiendo así dibujar el eje central del

puede, ubicando en cada punto las cotas del terreno, para luego plotear las curvas de nivel. Se utilizó el equipo siguiente:

1 Teodolito marca Salmoiraghi 4150

1 Cinta métrica de 50m.

1 Estadal de 4.00 mts.

Estacas.

2.8.3 Estudio del suelo

Es otro de los aspectos importantes para el diseño de un puente, ya que mediante estos resultados, se puede conocer con que tipo de suelo se cuenta, además se puede determinar el valor soporte del mismo. Ya que no fue posible desarrollar un estudio de suelos, se procedió a realizar una inspección ocular al terreno, determinándose como un área muy árida y con un suelo de tipo limo arcilloso. El valor soporte asumido es de 20,000 kg/cm².

2.8.4 Estudio hidrológico e hidráulico

2.8.4.1 Cálculo del área tributaria

Consiste en delimitar el área de la cuenca que contribuye al aumento del caudal, hasta el punto donde se ubicará la estructura. Para determinar el área, se planimetró la cuenca del río Salado en una hoja del Instituto Geográfico

Nacional (I.G.N.), escala 1:50,000. Dicha área se utilizará para calcular el caudal máximo que será empleado para el diseño del puente.

De los cálculos efectuados se determinó que el área tributaria al río Salado es de 200 hectáreas.

2.8.4.2 Intensidad de lluvia

Es la cantidad de agua pluvial que cae sobre la cuenca en estudio, medida en milímetros por cada hora; depende del clima, vegetación y altura sobre el nivel del mar. Éste se obtuvo en el INSIVUMEH, mediante una gráfica de curvas de intensidad de lluvia.

$$I = 10 \text{ mm de agua en 1 hora}$$

2.8.5 Cálculo del caudal máximo

Para determinar el caudal utilizaremos el método racional.

2.8.5.1 Método racional

A través de éste método, se define la crecida máxima de acuerdo a las curvas de Intensidad-Duración de lluvia, elaboradas en la estación meteorológica más cercana al punto donde se ubicará el puente. Se calcula mediante la fórmula:

$$\text{Cálculo: } Q = \frac{C.I.A}{3.6} = \frac{0.07 * 10.00 * 200.00}{3.6} = 38.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.9.1 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Para efectos de diseño, se aplicará lo siguiente:

1. Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cms. para cimientos y muros, 5 cms. para losas arriba y 2.5 cms abajo, 5 cms. para columnas y vigas.
2. Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.
3. Traslapes: AASHTO 8.25 D.G.C. 509.080 se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cms.

4. Ganchos: AASHTO 8.23.2.2 los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, ó 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta:

1. La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
2. Se debe colocar una capa de 5 cms. de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
3. Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta:

1. Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida.
2. Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río.
3. No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
4. Proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar sobrepresiones.

2.9.2 Datos y especificaciones

Luz libre	= 14.90 mts.
Luz eficaz	= 16.00 mts.
Ancho útil	= 7.10 mts.
Ancho total	= 8.40 mts.
Esfuerzo máximo del concreto $f'c$ (3,000 PSI)	= 210 kg/cm ² .
Esfuerzo de fluencia del acero Fy (40,000 PSI)	= 2810 kg/cm ² .
Tensión admisible en concreto $fc=0.45f'c$	= 126.45kg/cm ²
Tensión admisible en acero fs	= 1400 kg/cm ² .
Peso volumétrico concreto ciclópeo Wcc	= 2700 kg/m ³ .
Peso volumétrico concreto armado Wc	= 2400 kg/m ³ .
Peso volumétrico del asfalto Wa	= 2100 kg/m ³ .
Peso volumétrico del suelo Ws *	= 1700 kg/m ³ .
Capacidad de soporte del suelo Vs *	= 20000 kg/m ² .
Profundidad de cimentación desde la rasante H *	= 4.00mts.
Sobrecarga	= HS 20-44.

2.10 Diseño de losa

Para diseñar la losa, se toma en cuenta la integración de 3 momentos, entre estos:

1. Momento debido al peso muerto.
2. Momento debido a sobrecarga.
3. Momento debido a cargas de impacto.

2.10.1 Momento debido al peso muerto

La luz eficaz de la losa entre vigas es de 2.50 mts. = S. Según la especificación AASHTO 8.9.2: para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, se recomienda un espesor $t \geq 17$ cm.

Se diseñará con un peralte de 18 cm. Con estos datos se integrará el momento por carga muerta.

$$M_{cm} = WS^2/10$$

$$W_{losa} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 1 \text{ m} = 432.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = W_a * t_a * b = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} = 114.45 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 546.52 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = W_{cm} * S^2 / 10 = (546.52 \text{ kg/m}) (3.00 \text{ m})^2 / 10 = 491.87 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = 491.87 \text{ kg-m}$$

2.10.2 Momento debido a sobrecarga

Según (AASHTO 3.24.3.1) es:

$$M_{cv} = [0.80(S+2)/32]*P \quad \text{Donde: } S = \text{espaciamiento entre vigas en pies} = 8.20'$$
$$P = 16,000 \text{ lbs}$$

$$M_{cv} = [0.80 (8.20' + 2) / 32] * 16,000 \text{ lb} = 4,080.00 \text{ lb-pie}$$

$$M_{cv} = 564.08 \text{ kg-m}$$

2.10.3 Momento de impacto

La entrada violenta de los camiones a los puentes, genera cargas dinámicas internas en la estructura, razón por la cual se deben considerar cargas adicionales. Se recomienda utilizar como momento máximo de impacto el 30% del momento por carga viva (AASHTO 1.2.12)

$$I = 50/(L+125) \quad \text{ó} \quad I = 15.24/(L+38), \text{ sí } L \text{ es en metros}$$

De manera que $I < 0.30$

$$\text{Donde } L = 8.20'$$

$$I = 50 / (8.20' + 125) = 0.375 > 0.30$$

$$\text{Por lo tanto, tomar } I = 0.30$$

$$MI_{MAX} = 0.30 \times Mcv = 0.30 \times 564.08 \text{ Kg-m.} = 169.22 \text{ Kg-m.}$$

2.10.4 Cargas últimas

Es el momento total con el que se diseñará la losa, y resulta de la integración de los momentos por carga muerta, carga viva e impacto. Se calcula con la fórmula:

Datos:

$$I = 0.30$$

$$Mcm = 491.87 \text{ Kg-m.}$$

$$Mcv = 564.08 \text{ Kg-m.}$$

$$M_u = 1.3[M_{cm} + (5/3)(M_{cv} * l)]$$

$$M_u = 1.3 [491.87 \text{ kg-m} + (5/3) (564.08 \text{ kg-m} * 1.3)] = 2,228.26 \text{ kg-m}$$

2.10.5 Cálculo del peralte

Con el momento último, se corrobora el peralte de la losa con la fórmula siguiente:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * F_y * b (1 - 0.59 * F_y / f'c)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{222,826}{0.9 * 0.0277 * 2810 * 100 (1 - 0.59 * 0.0277 * 2810 / 210)}}$$

$d = 6.38 \text{ cms.} < \text{eficaz}$ $d \text{ eficaz} = 18 - 2.50 = 15.50 \text{ cms.}$

Por lo que el espesor asumido de 18 cms. es el adecuado para las cargas.

2.10.6 Cálculo del refuerzo

a) Para refuerzo transversal en cama inferior

Se determina a través de la fórmula cuadrática:

$A_s = M_u / \phi * F_y (d - a/2)$	Donde: $M_u = 222,826 \text{ kg-cm}$
$a = A_s * F_y / \beta_1 * f'c * b$	$\phi = 0.90$ $b = 100 \text{ cms.}$
$r_{min} = 14.1 / F_y$	$d = 15.50 \text{ cms.}$ $es = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$
$A_{smin} = r_{min} * b * d$	$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'c < \text{ó igual a } 4,000 \text{ PSI}$
$r_{max} = 0.5 * r_{bal}$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$A_{smax} = r_{max} * b * d$	$r_{bal} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / es) + 0.003)] * (f'c / F_y)$

Se calcula el área de acero resultante del momento actuante, con las fórmulas descritas anteriormente, tanto para el cálculo del acero mínimo como para el máximo: Cálculo del área resultante debido al momento total actuante en la viga.

$$As = \frac{222,826 \text{ kg-cm}}{0.9 * 2,810 * (15.5 - a/2)} = \frac{88.11}{15.5 - a/2}$$

$$a = \frac{As * 2,810}{0.85 * 210 * 100} = 0.1574 * As$$

Con estas dos expresiones se plantea una ecuación de segundo grado, dando como resultado un área de acero de:

$$As = 5.86 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo.

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

$$\text{Donde: } \rho_{min} = 14.1/F_y; \text{ y } F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cms, y } d = 15.50 \text{ cms.}$$

$$As_{min} = (14.1/2,810) * 100 * 15.50 = 7.78 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo

$$As_{max} = \rho_{bal} * b * d$$

Donde:

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y)$$

$$b = 100 \text{ cms.}$$

$$d = 15.50 \text{ cms.}$$

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

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (} f'_c < a \text{ 4000 PSI).}$$

$$\varepsilon_s = 2.10E+6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot (0.003 / ((2810 / 2.10E+06) + 0.003)) \cdot (210 / 2810)$$

$$A_{smax} = 28.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 7.78 \text{ cm}^2 > A_s = 5.86 \text{ cm}^2 < A_{smax} = 28.94 \text{ cm}^2$$

Como A_{smin} es mayor que al A_s , tomar $A_{smin} = 7.78 \text{ cm}^2$

Distribución de varillas

$$\text{Espaciamiento máximo de varillas} = 3 \cdot t = 3 \cdot 18 = 54 \text{ cms.}$$

Se utilizarán varillas No. 5 (1.99 cm^2) distribuyéndolas así:

$$\left. \begin{array}{l} 7.78 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.99 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.255 \text{ mt.}$$

Utilizar varilla No.5 a cada 25 cms. como espaciamiento máximo, como se indica en los planos (Ver en Apéndices, hoja No. 111).

No.5 @0.25m.

b) Refuerzo transversal en cama superior

Se calcula solamente por temperatura:

$$A_{stemp} = 0.002 \cdot b \cdot t = 0.002 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 18 \text{ cm} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 3.60 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.352 \text{ m}$$

Equivalente a distribuir varillas No.4 a cada 35 cms. en ambos sentidos como espaciamiento máximo, como se indica en los planos (ver en apéndices, hoja No. 111).

No.4 @0.35 m.

c) Refuerzo longitudinal (AASHTO 3.24.10.2)

Es el acero de refuerzo que va en sentido del tránsito, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\text{Factor longitudinal} = FL = 2.20/(S)^{1/2} \quad \text{Donde: } FL \leq 0.67$$

$$S = \text{espaciamiento entre vigas en pies (8.20')}$$

El acero longitudinal se determina al multiplicar el FL, por la cantidad de área de acero que resulta del momento total actuante.

$$FL = 2.2/\sqrt{8.20'} = 0.77 > 0.67, \quad \text{Tomar } FL = 0.67$$

$$AsL = FL * As = 0.67 * 7.78 \text{ cm}^2 = 5.21 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 4, y la distribución se calculará de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 5.21 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} \quad X = 0.243 \text{ m.}$$

Utilizar varilla No.4 a cada 20 cms. como espaciamiento máximo, como se indica en los planos (Ver en Apéndices, hoja No. 111).

No.4 @ 0.20 m.

2.11 Diseño de acera (banqueta)

2.11.1 Carga muerta

Se tomará el peso propio de la acera y barandal, integrándose cada uno de sus elementos en cargas distribuidas.

Integrando las cargas tenemos:

$$W_{acera} = W_c * t * L = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.60 \text{ m} = 216.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{poste} = W_c * b * h = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.17 \text{ m} * 0.225 \text{ m} = 91.80 \text{ kg/m}$$

$$W_{pasamanos} = W_c * b * h = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.30 \text{ m} = 108.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 415.80 \text{ kg/m}$$

2.11.2 Carga Viva

Según AASHTO 1.2.11-A, la banqueta debe diseñarse para soportar una carga viva de 415.02 kg/m².

$$W_{acera} = (415.02 \text{ kg/m}^2) (1.00 \text{ m}) = 415.02 \text{ kg/m}$$

$$W(\text{baranda vertical}) = 100.00 \text{ \#/pie} = 148.82 \text{ kg/m}$$

$$W(\text{baranda horizontal}) = 300.00 \text{ \#/pie} = 446.45 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 1,010.29 \text{ kg/m}$$

2.11.3 Carga total

Integrando la carga viva y muerta, se calcula la carga total por medio de la fórmula:

$$W_a = 1.4(W_{cm}) + 1.7(W_{cv})$$

$$W_a = 1.4 (415.80 \text{ kg/m}) + 1.7 (1,010.29 \text{ kg/m}) = 2,299.61 \text{ kg/m}$$

2.11.4 Momento actuante

Con la carga actuante, se calcula el momento actuante, que se utilizará para el cálculo del refuerzo.

$$M_a = WL^2/2 = (2,299.61 \text{ kg/m}) (0.60 \text{ m})^2 / 2 = 413.93 \text{ kg-m}$$

2.11.5 Cálculo del refuerzo

a) Refuerzo transversal en cama inferior

Datos:	$M = 413.93 \text{ kg-m}$	$t = 15 \text{ cm}$	$\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$
	$d = 12.50 \text{ cm.}$	$\emptyset = 0.90$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
	$b = 100 \text{ cm.}$	$\beta_1 = 0.85$	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Resolviendo la ecuación cuadrática, con el mismo procedimiento del inciso 2.10.6 , se obtiene el A_s requerido, el mínimo y máximo.

$\rho_{\min} = 0.00502$	$\rho_{\max} = 0.01867$	$a = 0.157 \text{ As}$
$A_{S\min} = 6.27$	$A_{S\max} = 23.34$	$A_s = 1.32$

Utilizar varillas No. 4, distribuyéndolas de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 6.27 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.202 \text{ mt.}$$

Utilizar Asmin, equivalente a distribuir varillas No.4 a cada 20cm., como espaciamiento máximo, como se indica en los planos (ver en apéndices, hoja No. 111).

No.4 @0.20m.

c) Refuerzo transversal de cama superior

$$A_{Stem} = 0.002 * t * b = 0.002 * 15 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 3, la distribución se calculará de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 3.00\text{cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 0.71\text{cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.23 \text{ mt.}$$

Utilizar varillas No.3 a cada 20cm., como espaciamiento máximo, como se indica en los planos (ver en apéndices, hoja No. 111).

A2 = No.3 @0.20m.

c) Refuerzo longitudinal

Se calcula como un porcentaje del área de acero requerida del refuerzo transversal en cama inferior, el porcentaje se calcula como lo indica el inciso 2.10.6.

$$A_s = 67\% * A_{STransversal} = 67 \% * 6.27 \text{ cm}^2 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 3, y la distribución se calculará de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 4.20\text{cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 0.71\text{cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.169 \text{ mt.}$$

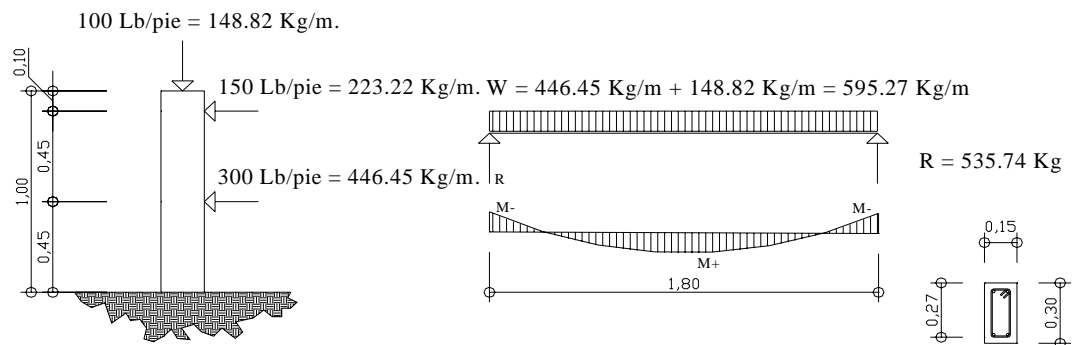
Equivalente a distribuir varilla No.3 a cada 15 cm., como espaciamiento máximo, (ver en apéndices, hoja No. 111).

No.3 @0.15m

2.11.6 Diseño de barandal (postes y pasamanos)

De acuerdo a AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan así:

Figura 3. Diagrama de cargas en el barandal



a) Pasamanos

Se diseña como viga continua, con dimensiones de 0.30m * 0.15m, como se indica en la figura 1, tomándose la carga mayor, o sea, 300 lb/pie = 446.45 kg/m.

$$M+ = W \cdot L^2 / 24 = (595.27 \text{ kg/m}) (1.80 \text{ m})^2 / 24 = 80.36 \text{ kg}_m$$

$$M- = W \cdot L^2 / 12 = (596.27 \text{ kg/m}) (1.80 \text{ m})^2 / 12 = 160.99 \text{ kg}_m$$

Se calcula el área de acero para cada momento, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el inciso 2.10.6, para luego compararlos con las áreas de A_{smax} y A_{smin} .

$$M_{-} = W \cdot L^2 / 12 = (596.27 \text{ kg/m}) (2.03 \text{ m})^2 / 12 = 204.76 \text{ kg}_m$$

Donde: $M_{+} = 8,036.00 \text{ kg-cm}$ $\phi = 0.90$ $es = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$

$M_{-} = 16,099.00 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

$d = 27.00 \text{ cms.}$ $b = 15 \text{ cms.}$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} < As_{\pm} < As_{max} \quad r_{bal} = 0.03734$$

$$r_{min} = 0.00502 \quad r_{max} = 0.01867$$

$$As_{min} = 2.03 \text{ cm}^2 > \begin{matrix} As_{+} = 0.12 \text{ cm}^2 \\ As_{-} = 0.24 \text{ cm}^2 \end{matrix} < As_{max} = 7.561 \text{ cm}^2$$

Como As_{min} es mayor que al As , tomar $As_{min} = 2.03 \text{ cm}^2$

Corte Actuante < Corte que Resiste la Sección

$$V_a = 535.74 \text{ kg} < V_{uc} = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (15.0) (27.0) = 2,643.99 \text{ kg}$$

El refuerzo quedará distribuido de la siguiente forma, (ver en apéndices, hoja No. 111)

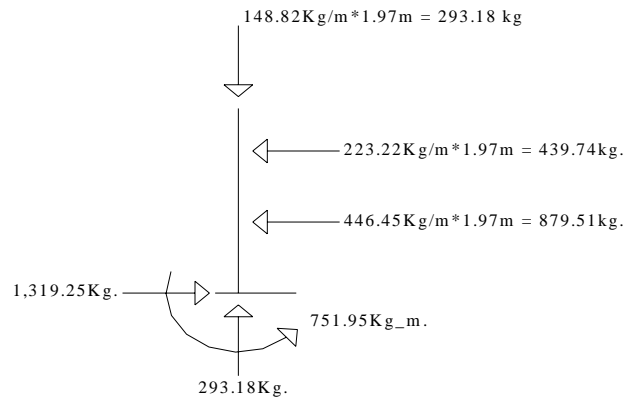
4 No.4 + Estribos No.2 @0.135m

b) Postes

Se seguirá el procedimiento de la ACI para el diseño de columnas a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, luego se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión solamente para determinar el punto 1. Seguidamente se calcula únicamente para la acción del momento de flexión que será el punto 2, el punto 3 se obtiene del diagrama de falla balanceada que se obtiene al analizar el compartimiento combinado de los materiales.

Las dimensiones de los postes serán de 0.23 mt * 0.18 mt, y se colocarán @ 1.80 mts.

Figura 4. Diagrama de cargas para diseño de postes



Chequeo por esbeltez $E_s = K(Lu)/r$ $r = 0.3(b)$ $b < h$

Donde:

E_s = Esbeltez

K = 1, (Por estar empotrado solo en un extremo).

r = Radio de giro

Lu = Longitud de la columna

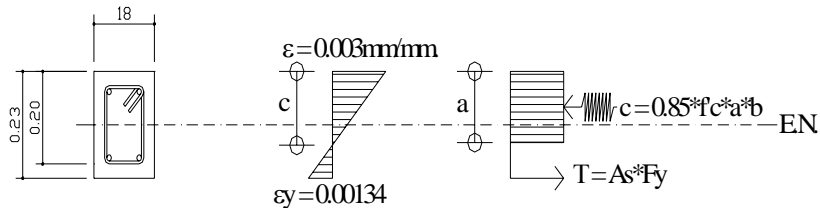
$$E_s = (1)(0.78)/(0.3)(0.18) = 14.44 < 21$$

Se constituirá el diagrama de interacción para 4 No.4 = 5.0672 cm²

$$\begin{aligned} \text{Compresión pura} = P1 &= \phi_c [A_s F_y + 0.85 f'_c A_g] \quad A_g = 18 * 23.0 = 414.00 \text{ cm}^2 \\ &= 0.7 [5.0672 * 2,810 + 0.85 * 210 * 414.00] \\ &= 61,696.48 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Compresión pura} = P2 = M &= \phi [A_s F_y (d - A_s F_y / 2 * f'_c * b)] \\ &= 0.9 [5.0672 * 2,810 (20.0 - 5.0672 * 2,810 / 1.7 * 210 * 18)] \\ &= 227,903.41 \text{ kg}_{cm} = 2,279.03 \text{ kg}_m \end{aligned}$$

Figura 5. Diagrama de falla balanceada para chequeo de armado de poste de barandal con refuerzo de 4 Ø de 1/2"



Por medio del diagrama de falla balanceada (Fig. 5), se determinan los siguientes datos:

Donde: $b = 18$ cms. $h = 23.0$ cms. $\phi_c = 0.70$ $f'_c = 210$ kg/cm²
 $\phi_s = 0.90$ $d = 20.0$ cms. $E_s = 2.10E+06$ kg/cm² $F_y = 2,810$ kg/cm²

$$\epsilon_y = F_y / E_s = \frac{2,810 \text{ kg/cm}^2}{2.10E+06 \text{ kg/cm}^2} = 0.00134$$

Por relación de Triángulos, el valor de c_1 es:

$$\left. \begin{aligned} \frac{0.00134 + 0.003}{20.00 \text{ cms.}} &= \frac{0.003}{c_1} \end{aligned} \right\} c_1 = 13.83 \text{ cms.}$$

$$a = 0.85 * c_1 = 0.85 * 13.83 \text{ cms.} = 11.76 \text{ cms.}$$

$$\text{Fuerzas: } T = A_s * F_y = 2 (1.2668) (2,810) = 7,119.42 \text{ kg}$$

$$c = 0.85 (210) (11.76) (18) = 37,773.03 \text{ kg}$$

$$SF_x = 0 \quad P_{ext} = P_{int}$$

$$P_b = 37,773.03 - 7,119.42 = 30,653.61 \text{ kg}$$

$$P_3 = P_{bn} = \phi_c * P_b = 0.70 * 30,653.61 = 21,457.53 \text{ kg}$$

$$SM = 0 \quad M_{ext} = M_{int}$$

$$M_b = 37,773.03 (0.1150 - 0.1176 / 2) + 7,119.42 (0.1150 - 0.03)$$

$$= 2,728.69 \text{ kg-m}$$

$$P_3 = M_{bn} = \phi_s * M_b = 0.90 * 2,728.69 = 2,455.82 \text{ kg-m}$$

Según resultados: $P3 > P2$ y $P1 > P3$, la sección con el refuerzo propuesto cumple. El refuerzo quedará de la siguiente forma, (ver en apéndice, hoja No. 111).

4 varillas No.4 +Estribos No.2 @0.18m

2.12 Diseño de vigas

2.12.1 Cálculo del momento de flexión

Se integrarán tres tipos de momento: por carga muerta, por sobre carga y por impacto. Para el dimensionamiento de la viga se utilizarán los siguientes criterios: para calcular el peralte de la viga, se recomienda utilizar la fórmula $L/16$, para no tener que calcular deflexiones al momento de armar la formaleta; y la base de la viga, no tendrá que ser menor que el peralte sobre 3.5.

Aplicando los criterios anteriores, las dimensiones de la viga serán de 0.50 m. de base, y peralte de 1.00 m. Ver figura 5.

2.12.2 Momentos por carga muerta

a) Momento debido al peso propio

Resulta de la integración de carga distribuida de la losa y nervio de la viga.

$$W_{\text{losa}} = 546.52 \text{ kg/m}^2 * 3 \text{ mts.} = 1,639.56 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{nervio}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ mts.} * 0.82 \text{ mts.} = \underline{984.00 \text{ kg/m}}$$

$$W_{\text{total}} = 2,623.56 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cu}} = 1.4 (2,623.56 \text{ kg/m}) = 3,672.98 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{MCM(MÁX)} &= WL^2/8 \\ \text{Mpp(máximo)} &= (3,672.98 \text{ kg/m}) (16.0 \text{ m})^2 / 8 = 117,535.36 \text{ kg}_m \\ \text{Mpp(3m del apoyo)} &= (3,672.98 \text{ kg/m}) (14.5 \text{ m})^2 / 8 = 96,530.51 \text{ kg}_m \end{aligned}$$

Momento total

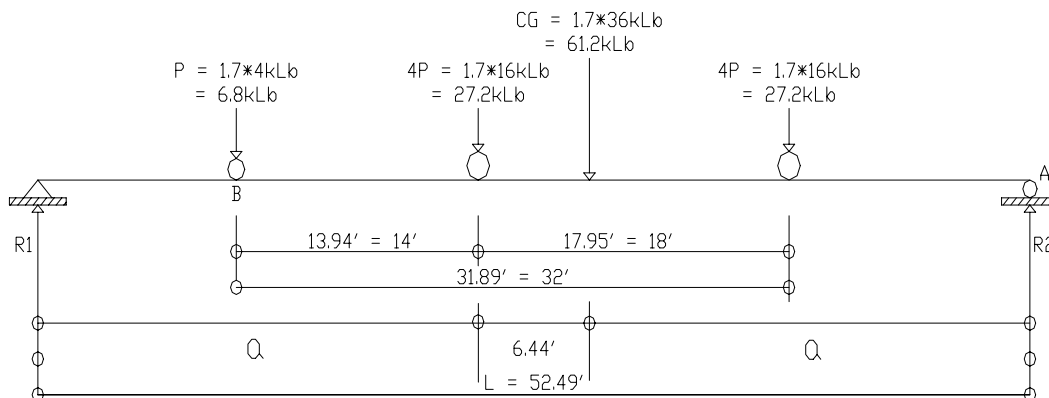
$$\begin{aligned} \text{MCM(máximo)} &= 117,535.36 \text{ kg}_m = 117,535.36 \text{ kg}_m \\ \text{Mpp(3m del apoyo)} &= 96,530.51 \text{ kg}_m = 96,530.51 \text{ kg}_m \end{aligned}$$

2.12.3 Momento por carga viva (sobrecarga)

Para calcular los momentos máximos se tomará en cuenta lo siguiente:

1. El corte máximo por carga viva en sentido longitudinal, ocurre sobre el apoyo, cuando la carga mayor se encuentre sobre el.
2. El momento máximo, ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad.

Figura 6 . Diagrama de posición donde ocurre el momento máximo



Cuando las distancias “a” son iguales, se produce el máximo momento. (Ver figura 6). Para calcular la distancia “a”, se procede a lo siguiente.

$$\text{SMB} = 27.20 \text{ kLb} * 14' + 27.20 \text{ kLb} * 32' - 61.20 \text{ kLb} * a' = 0$$

$$a' = 20.44'$$

$$2 * a + 6.44' = 52.50'$$

$$a = 23.03'$$

Una vez calculada la distancia “a”, se procede a calcular las reacciones en los apoyos R1 y R2, para calcular el momento máximo.

$$\text{SMA} = 52.50' R1 - 61.20 \text{ kLb} * 23.03' = 0$$

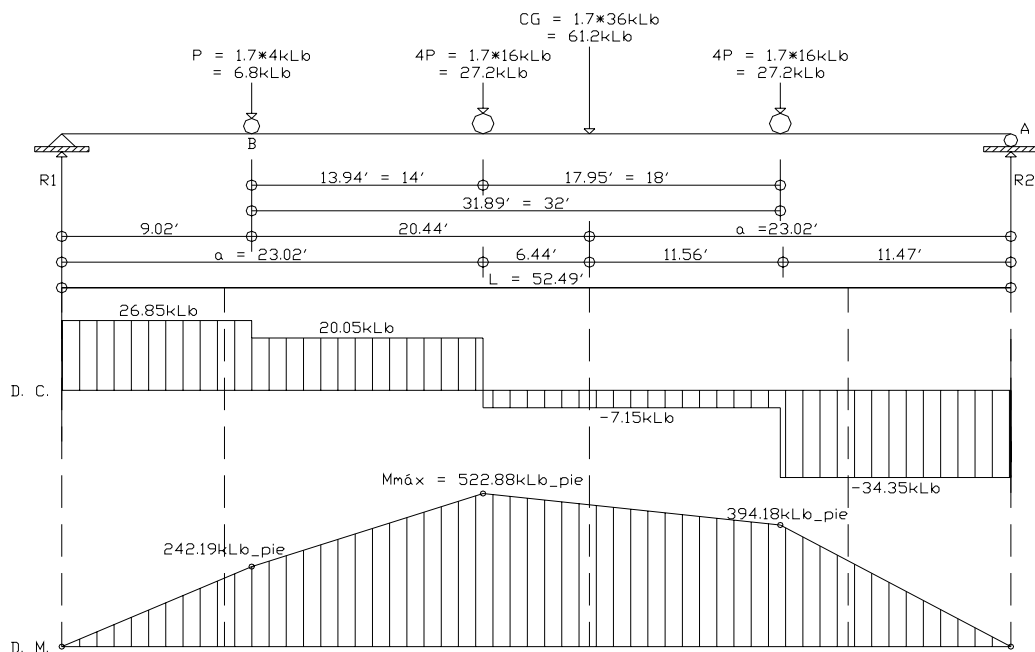
$$R1 = 26.85 \text{ kLb}$$

$$\text{SMmáx} = 26.85 \text{ kLb} * 23.03' - 6.8 \text{ kLb} * 14' = 523.16 \text{ kLb_pie}$$

$$\text{MCV(máx)} = 72,328.84 \text{ kg_mts}$$

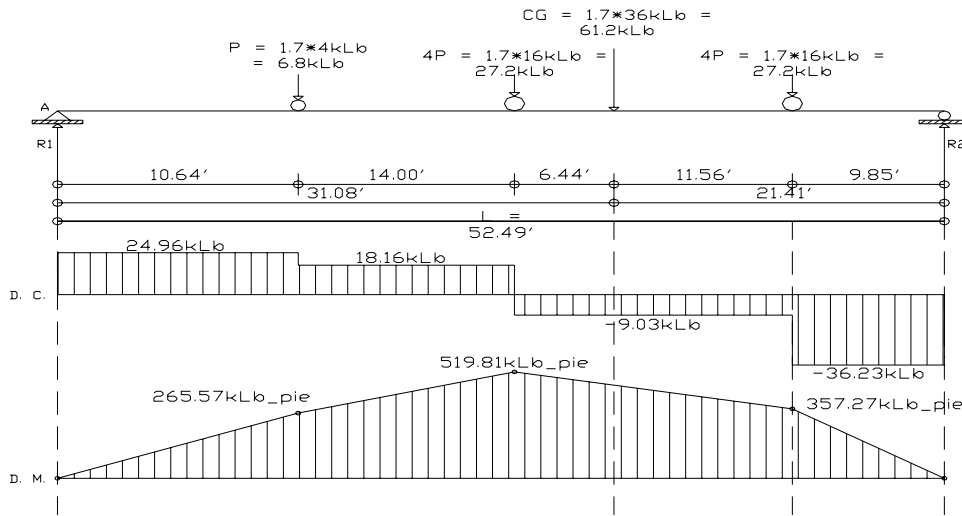
La figura 7, indica la distancia “a” calculada

Figura 7. Diagrama de momento máximo debido a sobrecarga



La figura 8 muestra la posición donde se producen los momentos a 3 metros del apoyo.

Figura 8. Diagrama de corte y momento producido por la sobrecarga a 3 metros del apoyo



$$SMA = - 52.50 \text{ ' } R2 + 61.20 \text{ kLb} * 31.09 \text{ ' } = 0$$

$$R2 = 36.24 \text{ kLb}$$

$$SM(3\text{m del apoyo}) = 36.24 \text{ kLb} * 9.85 \text{ ' } = 356.98 \text{ kLb_pie}$$

$$1CV(3\text{m del apoyoc} = 49,354.84 \text{ kg_mts}$$

2.12.4 Momento debido a impacto

$$\text{Factor de impacto: } I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{16.00 + 38} = 0.28 < 0.30 \quad I = 28 \%$$

$$MI(\text{m}á\text{x}) = 72,328.84 \text{ kg_mts} (0.28) = 20,252.08 \text{ kg_mts}$$

$$MI(3\text{m del apoyo}) = 49,354.84 \text{ kg_mts} (0.28) = 13,819.36 \text{ kg_mts}$$

2.12.5 Momento total actuante en la viga

Es el resultante de la sumatoria del momento por carga muerta, viva y por impacto.

$$\begin{aligned} M(\text{diseño}) &= 117,535.36 + 72,328.84 + 20,252.08 = 210,116.28 \text{ kg}_m \\ l(3\text{m del apoyo}) &= 96,530.51 + 49,354.84 + 13,819.36 = 159,704.71 \text{ kg}_m \end{aligned}$$

2.12.6 Cálculo del refuerzo

a) Refuerzo en el centro de la viga

Con el momento máximo calculado en el inciso anterior, se procede a calcular el área de acero de refuerzo.

$$\begin{aligned} M_{\text{diseño}} &= 21,011,628 \text{ kg-cm} & \beta_1 &= 0.85 & F_y &= 2,810 \text{ kg/cm}^2 \\ e_s &= 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2 & d &= 92 \text{ cm.} & f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi &= 0.90 & b_w &= 50 \text{ cm.} & b &= 300 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se propone una viga rectangular de 0.50 x 1.00 m.

Cálculo de $A_{s\text{max}}$:

$$\begin{aligned} r_{\text{bal}} &= b^2 [0.003 / (F_y / e_s + 0.003)] (f'_c / F_y) \\ r_{\text{bal}} &= 0.85^2 [0.003 / (2,810 / 2.10\text{E}+06 + 0.003)] (210 / 2,810) = 0.037 \\ r_{\text{max}} &= 0.5 r_{\text{bal}} = 0.5 * 0.037 = 0.01867 \\ A_{s\text{max}} &= r_{\text{max}} * b_w * d = 0.01867 * 50 * 92 = 85.88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En base al área de $A_{s\text{max}}$, se calcula el momento resultante, siguiendo el mismo procedimiento del inciso 2.10.6. El resultado de M_{max} es de 170,445.10 kg-m

$$M_{\text{max}} = 170,455.10 \text{ kg-m} < M_{\text{diseño}} = 210116.28 \text{ kg-m}$$

Calculando el área de acero para M(diseño), se tiene lo siguiente:

$$A_{smax} = 85.88 \text{ cm}^2 < A_s(\text{diseño}) = 111.63 \text{ cm}^2$$

Con los resultados obtenidos, el área de acero que se utilizará a flexión será de 85.88 cm^2 . Para la distribución del acero se utilizará varilla No. 10

$$\left. \begin{array}{l} 7.94 \text{ cm}^2 - 1 \text{ var} \\ 85.88 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 10.81 = 11 \text{ varillas No. 10}$$

El refuerzo a compresión se calcula con la siguiente fórmula:

$$33\% * A_{smax} = 0.33 * 85.88 \text{ cm}^2 = 28.34 \text{ cm}^2$$

Para verificar el área, se comparará con el momento resultante de la diferencia del momento de diseño y máximo.

$$MR = (\text{Momento de diseño} - \text{Momento máximo})$$

$$M_R = 210,116.28 - 170,455.10 = 39,661.18 \text{ kg-m}$$

Con el mismo procedimiento del inciso 2.10.6, se utilizará la fórmula cuadrática para calcular el A_s' que resiste el momento resultante

$$A_s' = 17.57 \text{ cm}^2$$

El área a utilizar es de 28.34 cm^2 . Se utilizará varilla No. 10, distribuidas de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 7.94 \text{ cm}^2 - 1 \text{ var} \\ 28.34 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 3.57 = 4 \text{ varillas No. 10}$$

Para asegurar que el acero a compresión fluye, se tendrá que cumplir con el parámetro siguiente:

$$\rho_{cal} \geq \rho_{min}$$

$$\rho_{cal} = A_s/bw*d = 85.88 / 50 * 92 = 0.0187$$

$$\rho_{min} = b1^2[0.003/(0.003-F_y/es)](f_c/F_y)(d'/d)+A_s''/bw*d$$

$$\rho_{min} = 0.85^2 [0.003/(0.003 - 2,810/2.10E+06)](210/2,810)(9/ 92) + 28.34/50 * 92 = 0.0157 < 0.0187$$

Los resultados indican que los parámetros cumplen con las condiciones anteriores, dando seguridad que el acero a compresión está trabajando normalmente con las cargas que soporta.

b) Refuerzo a 3.00 metros del apoyo

Para el cálculo del refuerzo, se utilizará el mismo procedimiento del inciso 2.12.6-a comparándose el momento de diseño con el máximo. Para calcular el acero máximo se utilizarán las fórmulas siguientes:

$$\rho_{max} = 0.50 \times \rho_{bal} \quad \rho_{bal} = 0.037 \text{ (calculado en inciso 2.10.6)}$$

$$bw = \text{Base de viga} = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$A_{Smax} = \rho_{max} * bw * d = 0.01867 * 50 * 92 = 85.88 \text{ cm}^2$$

El momento resultante del área de A_{smax} es de 170,445.10 kg-m que se calculó de la misma forma como se indica en el inciso 2.10.6. El momento de diseño se calculó en el inciso 2.12.5

$$M_{\max} = 170,455.10 \text{ kg-m} > M_{\text{diseño}} = 159,704.71 \text{ kg-m}$$

Ya que el momento máximo es mayor que el momento de diseño, se concluye que la viga no necesita refuerzo a compresión, sin embargo por efectos de seguridad, se reforzará con del 33% $A_{s\max}$. El refuerzo por flexión a 3 metros se calcula en base al momento de diseño ($M_{\text{diseño}} = 159,704.71 \text{ kg-m}$), utilizando el mismo procedimiento del inciso 2.10.6.

$$A_s = 79.44 \text{ cm}^2$$

Para distribuir el área de acero se utilizará varilla No. 10, mediante el siguiente procedimiento

$$\left. \begin{array}{l} 7.94 \text{ cm}^2 - 1 \text{ var} \\ 79.44 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 10 = 10 \text{ varillas No. 10}$$

2.13 Cálculo de esfuerzos cortantes

2.13.1 Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

Se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto, empleando la fórmula $CCM \times L$, considerando primero que el corte máximo ocurre en $L/2$.

$$V_{CM} = W \cdot L/2 \quad \text{y si hubiere cargas concentradas: } \sum P/2$$

Donde:

W = Carga distribuida debido a la carga muerta (losa y nervio de viga).

$$= 3672.98 \text{ kg/m}$$

L = longitud total de la viga = 16 m

$$V_{CM(max)} = 3672.98 \text{ kg/m} \times 16 \text{ m} / 2 = 29,383.84 \text{ kg}$$

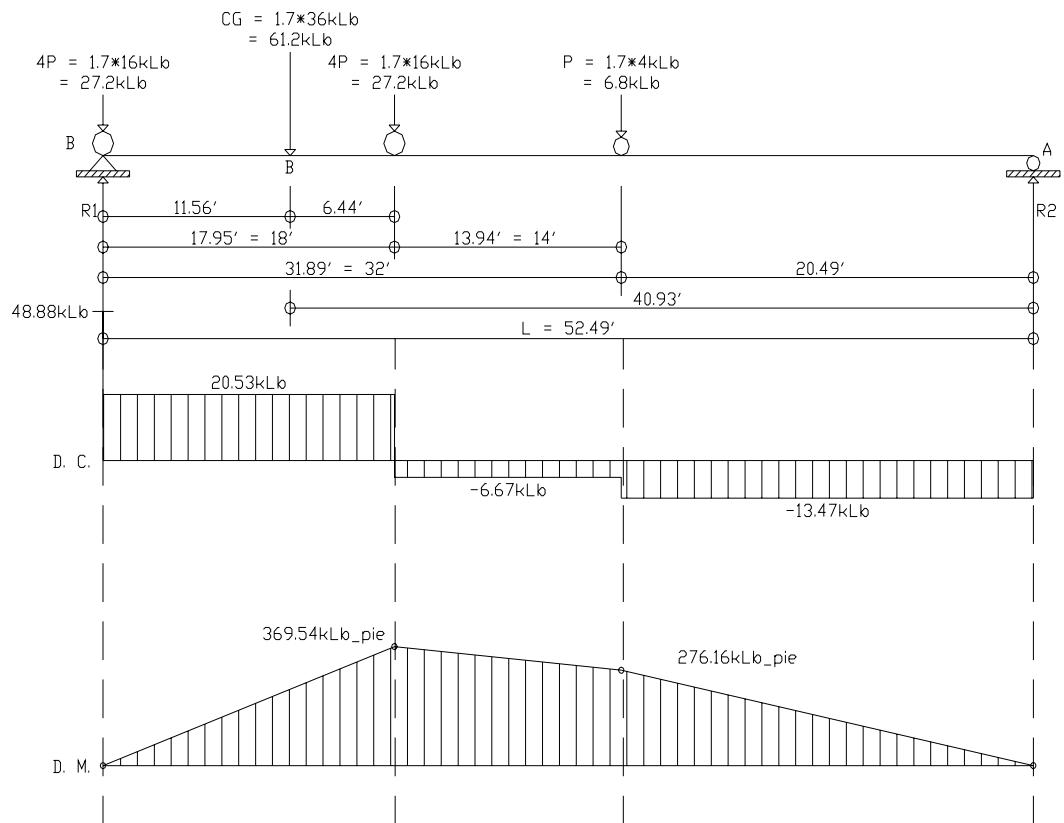
$$V_{CM(3m \text{ del apoyo})} = 3672.98 \text{ kg/m} \times 16 \text{ m} / 2 - 3672.98 \text{ kg/m} \times 3 \text{ m} = 18,364.90 \text{ kg}$$

$$V_{CM(8m \text{ del apoyo})} = 3672.98 \text{ kg/m} \times 0.00 \text{ m} / 2 - 0.00 = 0.00 \text{ kg}$$

2.13.2 Esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante máximo, se produce cuando el eje trasero de la carrocería del camión, se encuentra en el apoyo de la viga. En la figura 9, se muestra el diagrama de corte y momento.

Figura 9. Diagrama de corte máximo



El corte máximo será el valor de la reacción en B, en este caso R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo A, calculándose con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \text{SMA} &= 0 \\ 52.50' \cdot R1 - 27.20 \text{ kLb} (52.50' + 34.50') - 6.80 \text{ kLb} \cdot 20.50' &= 0 \\ \text{VCV(max)} = R1 &= 47.73 \text{ kLb} = 21,649.75 \text{ kg} \\ \text{VCV(3m del apoyo)} &= [27.2 \text{ kLb} (42.65' + 24.54') + 6.80 \text{ kLb} \cdot 10.65'] / 52.50' \\ &= 36.19 \text{ kLb} = 16,415.62 \text{ kg} \\ \text{VCV(8.00m del apoyo)} &= [27.2 \text{ kLb} (26.25' + 8.25') + 6.80 \text{ kLb} \cdot 0'] / 52.50' \\ &= 17.87 \text{ kLb} = 8,107.64 \text{ kg} \end{aligned}$$

2.13.3 Esfuerzos cortantes debido al impacto

Se calculan a través de un porcentaje de la carga viva, multiplicándose por el factor de impacto.

$$\text{VI} = \text{VCV} \cdot \text{FI}$$

Donde:

VCV = Corte por carga viva

FI = Factor de impacto (Calculado en el inciso 2.12.6)

$$\begin{aligned} \text{VI(máx)} &= 21,649.75 \text{ kg} (0.28) = 6,061.93 \text{ kg} \\ \text{VI(3m del apoyo)} &= 16,415.62 \text{ kg} (0.28) = 4,596.37 \text{ kg} \\ \text{VI(8.00m del apoyo)} &= 8,107.64 \text{ kg} (0.28) = 2,270.14 \text{ kg} \end{aligned}$$

2.13.4 Esfuerzos cortantes totales

Resultan de la sumatoria de los esfuerzos de corte producidos por la carga muerta, viva y por impacto. Se calculan de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}V(\text{m\u00e1ximo}) &= 29,383.84 + 21,649.75 + 6,061.93 = 57,095.52 \text{ kg} \\V(3\text{m del apoyo}) &= 18,364.90 + 16,415.62 + 4,596.37 = 39,376.89 \text{ kg} \\V(8\text{m del apoyo}) &= 0.00 + 8,107.64 + 2,270.14 = 10,377.78 \text{ kg}\end{aligned}$$

Para calcular el corte m\u00e1ximo de dise\u00f1o, se integra el corte por carga muerta y viva. El corte por carga muerta, resulta del peso de la losa, viga y diafragmas, y el corte por carga viva, resulta del c\u00e1lculo de la reacci\u00f3n R1, cuando el eje trasero est\u00e1 sobre ella.

$$\begin{aligned}V_{CM}(\text{max}) &= 2,623.56 * 16.0 / 2 + (1,350 + 2 * 900) / 2 = 22,563.48 \text{ kg} \\52.50 \text{ ' } * R1 - 16.00 \text{ kLb } (52.50 \text{ ' } + 34.50 \text{ ' }) - 4.00 \text{ kLb } * 20.50 \text{ ' } &= 0 \\V_{CV}(\text{max}) &= R1 = 28.08 \text{ kLb} = 12,735.15 \text{ kg}\end{aligned}$$

Sustituyendo en la f\u00f3rmula los datos tenemos:

$$\begin{aligned}V_{(\text{max Dise\u00f1o})} &= 1.3(V_{CM} + 5/3(V_{CV} * I)) \\&= 1.3 (22,563.48 + 5 / 3 (12,735.15 * 1.28)) = 64,651.33\end{aligned}$$

2.13.5 C\u00e1lculo del refuerzo

Para el c\u00e1lculo del refuerzo a corte, se toman en cuenta dos tipos de esfuerzos, entre estos: Esfuerzo que absorbe el concreto ($\emptyset V_c$) y el cortante m\u00e1ximo de dise\u00f1o (V_{max}).

Datos: $V(\text{max diseño}) = 64,651.33 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
 $e_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 92 \text{ cm}$ $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ $t = 18 \text{ cm}$ $b_w = 50 \text{ cm}$ $b = 300 \text{ cm}$

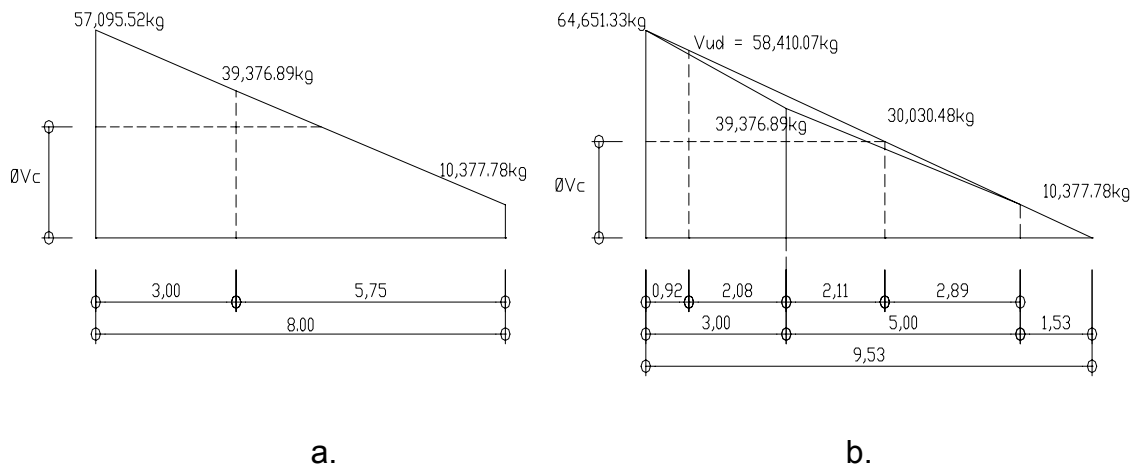
En la figura 10a, se presenta el diagrama de corte real para calcular con la siguiente fórmula, la fuerza última del concreto a corte:

$$\phi V_c = \beta_1 * 0.53(\sqrt{f_c}) * b_w * d = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (50)(92) = 30,030.48 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante externo que actúa produciendo fallas por corte se localiza en el punto ubicado a una distancia $d = 0.92$ del extremo (ver figura 10b), se calcula proporcionalmente por una relación de triángulos:

$$V_{ud} = V_{\text{max}} * (L_1 - d) / L_1 = 64,651.33 (9.53 - 0.92) / 9.53 = 58,410.07 \text{ kg}$$

Figura 10. Diagrama de corte real y de diseño



Comprobación de los límites de espaciamiento: primero se determina el cortante que resiste sólo el acero, con la fórmula siguiente:

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c$$

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 58,410.07 - 30,030.48 = 28,379.59 \text{ kg}$$

El esfuerzo último que resiste el acero es:

$$\beta_1 * 1.1 * (\sqrt{f_c}) * b_w * d \quad , \text{ Donde;}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

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

$$b_w = 0.50 \text{ m.}$$

$$d = 0.92 \text{ m}$$

$$0.85 (1.10) \sqrt{210} (50) (92) = 62,327.41 \text{ kg} > \emptyset V_s$$

Utilizar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo $S_{\max} = 92/2 = 46 \text{ cms.}$

Considerando que el esfuerzo que resiste la sección es mayor que el corte actuante en el acero, se utilizará como espaciamiento máximo $S = d/2 = 92/2 = 46 \text{ cm.}$ Para calcular el espaciamiento de los estribos en la viga, se utilizará la fórmula siguiente:

$$S = (\beta * F' y * d * 2 * A) / \emptyset V_s$$

Donde: $\beta = 0.85$, $F' y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$, $d = 0.92 \text{ m}$

$A = \text{Área de acero a utilizar (se usará hierro No. 4)}$

$$S_{(\max \text{ Diseño})} = 0.85 (2,810) (92) (2 * 1.27) / 28,379.59 = 19.67 \text{ cms}$$

(Utilizar No.4 @ 0.15mts.)

Se hará un cálculo a un metro más adelante para proponer otro espaciamiento:

$$V_{ud \text{ A } 1.00M} = 64651.33 \times (9.53 - 1.92) / 9.53 = 51626.09 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_s \text{ A } 1.00M = 51626.09 \text{ kg} - 30030.48 \text{ kg} = 21595.60 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 4, tenemos:

$$S_{A 1.00M} = 2 \times 1.27 \times 2810 \times 92 / 21595.60 = 30.40 \text{ cm (Utilizar No. 4 @ 30 cm.)}$$

Se hará un cálculo a dos metros más adelante para proponer otro espaciamiento:

$$Vud_{A 2.00M} = 64651.33 \times (9.53 - 2.92) / 9.53 = 44842.10 \text{ kg}$$

$$\emptyset Vs_{A 2.00M} = 44842.10 \text{ kg} - 30030.48 \text{ kg} = 14811.62 \text{ kg}$$

Utilizando varilla No. 4, tenemos:

$$S_{A 2.00M} = 2 \times 1.27 \times 2810 \times 92 / 14811.62 = 44.33 \text{ cm (Utilizar No. 4 @ 40 cm.)}$$

El resto se distribuirá a un espaciamiento de $S = d/2 = 92/2 = 45 \text{ cm}$. hasta el centro de la viga. (ver armado de viga en apéndices, hoja No. 111).

No. 4 @ 45cm.

2.14 Diseño de diafragmas

Son vigas que se colocan transversalmente, a las vigas interior y exterior, su función es no permitir el movimiento lateral de las mismas, se colocan al centro y en los tercios de la luz cuando se tiene una superestructura no mayor de 40 mts. El ancho normal es de 30 cms., con recubrimiento mínimo de 2". El alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales, y no menor que 50 cms.; si se colocan diafragmas en los extremos, estos serán 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 P'.

$$P' = P/N \quad \text{Donde: } P = \text{Peso propio}$$

$$N = \text{No. De vigas}$$

El refuerzo a colocar es acero mínimo, en dos camas: superior e inferior; se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg² por pie de alto (14.1/Fy; 5.29 cm² por metro de alto).

Según estos criterios, las dimensiones de los elementos son:

$$\text{Diafragma Central} = h = 0.75H = 0.75 * 1.00 \text{ cm} = 0.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizar 75 cm}$$

$$\text{Diafragma Exterior} = h = 0.50H = 0.50 * 1.00 \text{ cm} = 0.50 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizar 50 cm}$$

Las secciones de los diafragmas quedan así:

$$\text{Diafragma Central} = 75 \text{ cm. x } 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Diafragma Exterior} = 50 \text{ cm. x } 30 \text{ cm.}$$

refuerzo mínimo:

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

$$\text{Diafragma Central} = (14.1/2,810)(30 \text{ cm.})(70 \text{ cm.}) = 10.54 \text{ cm}^2 \text{ (Utilizar 4 No.6)}$$

$$\text{Diafragma Exterior} = (14.1/2,810)(30 \text{ cm.})(45 \text{ cm.}) = 6.77 \text{ cm}^2 \text{ (Utilizar 3 No.6)}$$

Refuerzo adicional:

Para el refuerzo adicional, se utilizará 5.29cm² por cada metro de longitud, en este caso, se calcula de la forma siguiente. (ver armado de diafragmas, apéndices, hoja No. 111).

$$\text{Diafragma Central} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(0.75 \text{ m.}) = 3.97 \text{ cm}^2 \quad \text{(Utilizar 4 No.4)}$$

$$\text{Diafragma Exterior} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(0.50 \text{ m.}) = 2.65 \text{ cm}^2 \quad \text{(Utilizar 2 No.4)}$$

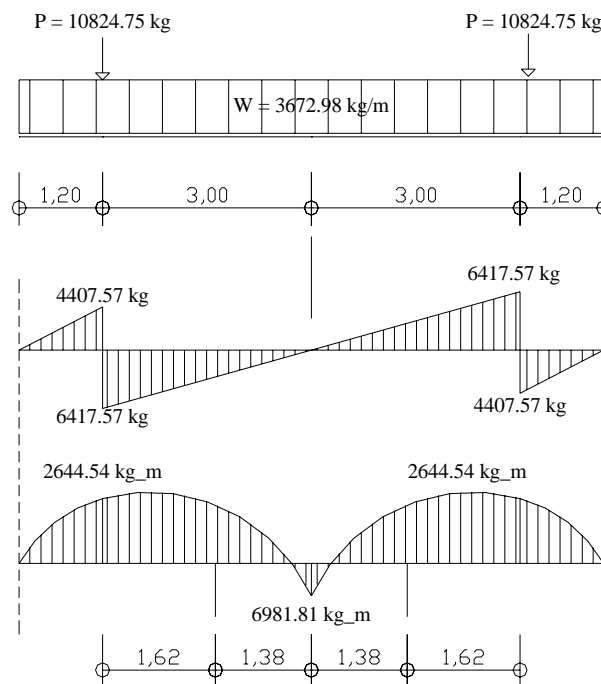
El refuerzo de corte será el mínimo a espaciamiento máximo, utilizar estribos No.3 @0.25m.

2.15 Diseño de la subestructura

2.15.1 Diseño de estructura de viga de apoyo

Es la viga transversal, en la cual se apoyarán las vigas principales (longitudinales). En la figura 11 se muestra el diagrama de cargas que actúan en la viga de apoyo, se diseña por aplastamiento.

Figura 11. Diagrama de fuerzas actuantes en viga de apoyo



a) Cálculo de refuerzo por flexión.

Las dimensiones de la viga son: 80 cm de base por 40 cm de peralte, se diseña con el momento máximo que nos indica la figura 11.

$$\begin{aligned}
 \text{Datos: } M_{\text{Diseño}} &= 6,981.81 \text{ kg}_m & F_y &= 2,810 \text{ kg/cm}^2 & \emptyset &= 0.90 \\
 d &= 27.50 \text{ cm.} & f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & \beta_1 &= 0.85 \\
 b &= 30.00 \text{ cm.} & h &= 40.00 \text{ cm.} & &
 \end{aligned}$$

Con el mismo procedimiento que indica el inciso 2.10.6, se calcula las áreas de acero, los resultados son los siguientes:

$$A_{S_{\min}} = 16.06 \text{ cm}^2 < A_s = 7.51 \text{ cm}^2 < A_{S_{\max}} = 59.74 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{S_{\min}}$, distribuyendo 6 No.6, distribuidos en la viga de apoyo, (Ver Apéndice, Hoja No. 111).

b) Cálculo de refuerzo por corte

En la figura 11, se muestra el corte máximo, que resulta de integrar gráficamente, las cargas distribuidas y puntuales.

$$\begin{aligned}
 \text{Datos: } V_{\text{diseño}} &= 6,417.57 \text{ kg} & \beta_1 &= 0.85 & F_y &= 2,810 \text{ kg/cm}^2 \\
 \epsilon_s &= 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2 & d &= 37.5 \text{ cm.} & f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 \emptyset &= 0.90 & b &= 80 \text{ cm.} & h &= 40 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = \beta_1 * 0.53(\sqrt{f_c}) * b_w * d = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (80)(37.5) = 19,585.10 \text{ kg}$$

Según los resultados, el corte de diseño es menor que el que resiste el concreto, por lo cual se reforzará a un espaciamiento $d/2 = 37.5/2 = 18.75 = 18$ cm. Utilizar estribo No.4 @0.18m. (ver armado en apéndices, hoja No. 111).

2.16 Diseño de cortina

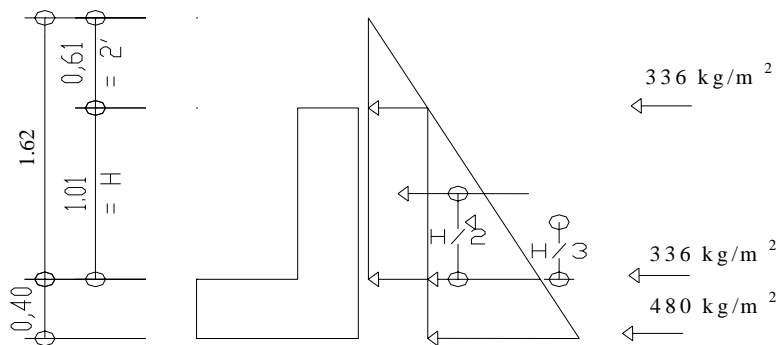
Se parte del criterio que la cortina está empotrada a la viga de apoyo. Las fuerzas que intervienen son:

2.16.1 Empuje de tierra

AASHTO 3.20, considera una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies (0.61 m.) de alto, con una presión de 480 kg/m^3 (30 Lb/pie^3). El peso del suelo se toma con el equivalente líquido de 480 kg/m^2 .

En la figura 12, se muestra el diagrama de fuerzas que actúan sobre la cortina y a la vez, el dimensionamiento de la misma.

Figura 12. Geometría y diagrama de presiones de la cortina.

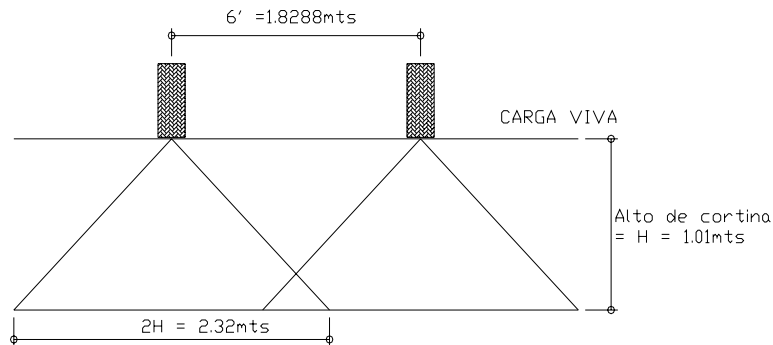


$$E = (336 \text{ kg/m}^2 \times 1.01 \text{ m}) \times (336 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 \text{ m} \times 1.01 \text{ m}) = 509.04 \text{ kg/m}$$

2.16.2 Fuerza longitudinal (LF)

Según AASHTO 1.2.13 la fuerza longitudinal, debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad, se asume a 1.8288 m. sobre la rodadura.

Figura 13. Diagrama de localización del punto de aplicación de la fuerza longitudinal



$$P_{\text{camión}} = 14,514.96 \text{ kg por eje} \quad P = 7,257.48 \text{ kg por llanta}$$

$$LF' = \frac{0.05 * P}{2H} = \frac{0.05 * 7,257.48}{2 * 1.01} = 179.64 \text{ kg/m}$$

$$\text{por ser dos llantas:} \quad LF = 2 * 179.64 = 359.28 \text{ kg/m}$$

actuando a 6' sobre la superficie de la losa (AASHTO 3.9.1)

$$\text{El brazo de la LF:} \quad \text{Brazo} = 6' + H_{\text{cortina}} = 1.8288 + 1.01 = 2.839 \text{ mts}$$

2.16.3 Fuerza de sismo (S)

Se usará un coeficiente sísmico de 8%, se multiplicará al peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (E.Q.). El punto de aplicación de la fuerza se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

Peso propio de cortina = $2400\text{kg/m}^3 \times 0.4\text{m} \times 1.01\text{m} = 969.6 \text{ kg/m}$

E.Q. = $0.08 \times 969.6 \text{ kg/m} = 77.57 \text{ kg/m}$

Punto de aplicación = 0.505 m

2.16.4 Combinación de las cargas

Grupo I: Se consideran únicamente el momento producido por el empuje, tomándose como referencia el diagrama de presiones para localizar los puntos de aplicación de las fuerzas.

$$M = E \times b = E_1b_1 + E_2b_2$$

$$M = (336\text{kg/m}^2 \times 1.01 \text{ m}) \times (1.01 \text{ m} / 2) + (336\text{kg/m}^2 \times 0.5\text{m} \times 1.01 \text{ m}) \times 0.33 \times 1.01$$

$$M = 222.79 \text{ kg-m}$$

Grupo III. Esfuerzo. Actúan en este grupo, el momento producido por la fuerza de empuje y la fuerza longitudinal.

$$M = E_b + FL \times b$$

$$M = 222.79 \text{ kg-m} + 359.28 \text{ kg/m} \times 1.01\text{m} = 585.66 \text{ kg-m}$$

$$M = 585.66 \text{ kg-m} \times 1.25 = 468.53 \text{ kg-m}$$

Grupo VII: esfuerzo. Se considera que actúan en este grupo la fuerza de empuje multiplicada por el coeficiente sísmico y la fuerza de sismo.

$$M = E \times b + E.Q.$$

$$M = 222.79 \text{ kg-m} \times 1.08 + 77.57 \text{ kg/m} \times 0.505 \text{ m} = 279.78 \text{ kg-m}$$

$$M = 279.78 \text{ kg-m} / 1.33 = 210.36 \text{ kg-m}$$

Momento máximo: Se determina comparando el momento producido por los tres grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III

$$M = 468.53 \text{ kg-m}$$

Para calcular el refuerzo por flexión se utilizará la fórmula cuadrática como se muestra en el inciso 2.10.6.

Datos:

$$\begin{aligned} \text{Donde: } M_{\max} &= 468.53 \text{ kg-cm} & F_y &= 2,810 \text{ kg/cm}^2 & \phi &= 0.90 \\ d &= 26.87 \text{ cms.} & f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & \beta_1 &= 0.85 \\ b &= 101 \text{ cms.} & \epsilon_s &= 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Con el momento, se calcula las áreas de acero, como se realizó en el inciso 2.10.6

$$A_{s\min} = 13.62 \text{ cm}^2 > A_s = 0.69 \text{ cm}^2 < A_{s\max} = 50.67 \text{ cm}^2$$

Se distribuye el área de acero mínimo de la siguiente forma

6 No.5 + 2 No. 4 corridos, distribuidos en la cortina. (Ver armado, Apéndice hoja No. 111).

Según AASHTO 3.22.1b:

PARA CORTE:

$$\text{Grupo III} = 1.3(F + LF) = 1.3 (222.79 + 359.28) = 756.69 \text{ Kg}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(F + S) = 1.3 (222.79 + 77.57) = 390.47 \text{ Kg}$$

De los grupos calculados, el mayor corresponde al Grupo III:

$$M_{\max} = 46,853.00 \text{ kg-cm}$$

$$V_{\max} = 756.69 \text{ kg}$$

2.16.5 Cálculo del refuerzo

Calculando el acero por flexión, se tienen los siguientes datos:

Con el esfuerzo de corte que se estableció anteriormente, se procede a calcular el refuerzo por corte en la cortina.

$$\begin{array}{llll} \text{Datos:} & V_{\max} = 756.59 \text{ kg} & \beta_1 = 0.85 & F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \\ & \epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2 & d = 26.87 \text{ cm.} & f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ & \emptyset = 0.90 & b = 101 \text{ cm.} & h = 40 \text{ cm.} \end{array}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (101) (26.87) = 17,717.13 \text{ kg} > V_{\max}$$

La separación máxima de los estribos será $d/2$, utilizando estribo No.4 @0.13m. (ver en apéndices, hoja No. 111).

2.17 Diseño de asiento o base (neopreno)

En los apoyos se deberá colocar neopreno, que es una especie de caucho, el cual permite una homogeneidad en la unión de la viga principal, con la viga de apoyo, permitiendo un equilibrio de esfuerzos. Existen diferentes resistencias para este tipo de material, según las cargas y colocando específicamente el necesitado, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo. Se calculará de la forma siguiente:

Donde: P = Corte último de diseño (Ver figura 11)

A_p = Área de aplastamiento en cm^2 .

El aplastamiento = Corte último o de diseño, será $P = 69,886.79 \text{ kg}$

$$\text{Área de aplastamiento: } A_p = P/\phi * f_c = \frac{69,886.79}{0.71 * 210} = 468.72 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{468.72} = 21.65 \text{ cm}$$

Utilizar una base de Neopreno de 25x25 cm. con un espesor de 3/4"

2.18 Diseño de estribo de concreto ciclópeo

El primer análisis consistirá en chequear el volteo, deslizamiento y presiones.

Se utilizarán las siguientes fórmulas:

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

$$\text{Deslizamiento} = 0.5(W/E) > 1.5$$

$$\text{Presiones} = P = W/A[1 \pm (6 * e/b)] < 20,000 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Valor soporte del suelo})$$

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerza resistente

E = Fuerzas horizontales

$e = b/2 - a$ = Excentricidad

Siendo: $a = (ME - MV)/W$

Estas verificaciones se efectúan para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para la verificación por sismo en el cual no se considera carga viva.

Datos:

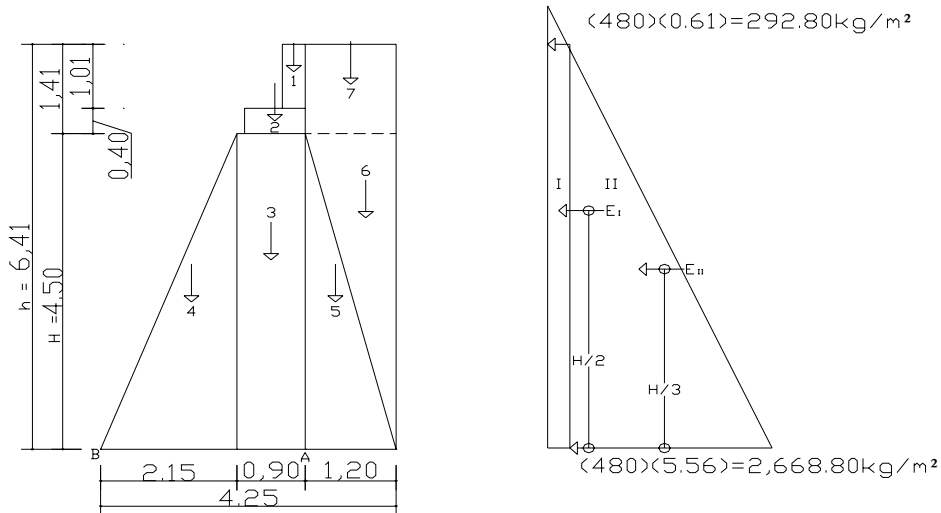
Peso del concreto ciclópeo $W_{cc} = 2,700 \text{ kg/m}^3$.

Peso del concreto armado $W_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$.

Peso del suelo $W_s = 1,700 \text{ kg/m}^3$.

Equivalente líquido = 480 kg/m³.
 Capacidad soporte del suelo Vs = 20,000 kg/m².

figura 14. Geometría y diagrama de presiones de los estribos



2.18.1 Momento de volteo (MV)

Tabla IV. Cálculo de momento de volteo producido por el peso del estribo

Sección	Altura(m)	Presión	Empuje Wv	B.P.(m)	Momento Mv (kg_m)
I	5.91	292.80	1,730.45	2.96	5,113.47
II	2.96	2,664.00	7,885.44	1.97	15,534.32
		Σ	9,615.89		20,647.79

2.18.2 Momento estabilizante (ME)

La tabla V muestra integración de cargas que producen momento respecto del punto “B” en la figura 14.

Tabla V. Cálculo del momento estabilizante debido al muro

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento (kg_m)
1	0.30	1.01	0.303	2,400.00	727.20	2.90	2,108.88
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	2.65	2,035.20
3	0.90	4.50	4.05	2,700.00	10,935.00	2.60	28,431.00
4	2.15	4.50	4.84	2,700.00	13,061.25	1.43	18,721.13
5	1.20	4.50	2.70	2,700.00	7,290.00	3.45	25,150.50
6	1.20	4.50	2.70	1,700.00	4,590.00	3.85	17,671.50
7	1.20	1.41	1.692	1,700.00	2,876.40	3.65	10,498.86
S					40,247.85		104,617.07

Chequeo solo del muro, sin considerar la sobrecarga.

I. Volteo = $ME/M_v = 104,617.07 / 20,647.79 = 5.07 > 1.5$ OK

II. Deslizamiento = $0.5(WE/W_v) = 0.5 (40,247.85 / 9,615.89) = 2.09 > 1.5$ OK

III. Presiones

$$a = (ME - M_v) / WE = (104,617.07 - 20,647.79) / 40,247.85 = 2.09 \text{ mts}$$

$$3a = 3 * 2.09 = 6.26 > 3.90 \text{ mts}$$

Excentricidad: $e = b/2 - a = 4.25 / 2 - 2.09 = 0.04$

$$P = WE / A [1 \pm (6 * e / b)] = \frac{40,247.85}{4.25 * 1} \left[1 \pm \frac{6 * 0.04}{4.25} \right]$$

$$P_{\max} = 9,987.42 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\min} = 8,952.74 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

Como se puede observar las presiones máximas y mínimas no sobrepasan el valor soporte real del suelo, por lo que las dimensiones del muro, son aptas para su construcción.

2.18.3 Chequeo del muro con superestructura y carga viva

La siguiente verificación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva. La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo R1= 21,649.75 kg, (ver cálculo en el inciso 2.13.2). El punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base 2.125 m. El peso de la superestructura se calcula de la siguiente forma:

Carga muerta:

$$\begin{aligned} W_{\text{losa}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.18 \text{ m} \times 18 \text{ m}^2 &= 7698.00 \text{ kg} \\ W_{\text{nervio}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1.03 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} &= 6180.00 \text{ kg} \\ W_{\text{acera}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.60 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} &= 288.00 \text{ kg} \\ W_{\text{diafragma}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 8.00 \text{ m} &= 2880.00 \text{ kg} \\ C_{\text{muerta}} &= &= \underline{17046.60 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (ME2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta. La suma de ME2 y ME (peso propio del estribo), darán como resultado el momento estabilizante total. Se hará el mismo procedimiento para calcular los valores de a y e como lo indica el inciso 2.18.2, para el cálculo de presiones que no deben de exceder del valor soporte del suelo.

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

$$ME2 = (21,649.75 \text{ kg} + 17046 \text{ kg}) \times 2.125 \text{ m} = 82035 \text{ kg-m}$$

$$MET = ME2 + ME = 82035 \text{ kg-m} + 104,617.07 \text{ kg-m} = 186652.06 \text{ kg-m}$$

$$WE = (W + CV + CM) = (40247.85 \text{ kg} + 17046 \text{ kg} + 21649.75 \text{ kg}) = 78943.6 \text{ kg}$$

Verificación de presiones:

$$a = (MET - MV) / ((CM + CV) + W)$$

$$a = (186652.06 \text{ kg-m} - 20647.79) / ((17046 \text{ kg} + 21649.75 \text{ kg}) + 40247.85) = 2.10 \text{ OK}$$

$$e = (b/2) - a = (4.25/2) - 2.10 = 0.025 \text{ m}$$

$$P1 = (WE/A) \times (1 + (6 \times e)/b) = (78943.6 \text{ kg} / 4.25 \text{ m} \times 1 \text{ m}) \times (1 + (6 \times .025)/4.25)$$

$$P1 = 19230.55 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P2 = (WE/A) \times (1 - (6 \times e)/b) = (78943.6 \text{ kg} / 4.25 \text{ m} \times 1 \text{ m}) \times (1 - (6 \times .025)/4.25)$$

$$P2 = 17919.38 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

La tercera y última verificación se hará por sismo, para esta prueba no se considerará la carga viva, se sumará el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W2), así mismo se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándoles el factor por sismo del 8% .

Con los datos obtenidos se realiza el procedimiento de verificar nuevamente el estribo por volteo, deslizamiento y presiones, considerando los mismos parámetros que para la verificación de muro solo.

$$W2 = W + CM = 40247.85 \text{ kg} + 17046 \text{ kg} = 57293.85 \text{ kg}$$

$$ME3 = ME + (CM \times \text{brazo}) = 104617.07 \text{ kg-m} + (17046 \text{ kg} \times 2.12 \text{ m})$$

$$ME3 = 140754.59 \text{ kg-m}$$

$$FH = 1.08 \times E + 0.08 \times W2 = 1.08 \times 9615.86 + 0.08 \times 57293.85 = 14968.64 \text{ kg}$$

Tabla VI. Cálculo del momento estabilizante sin carga viva

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento MV3 (kg_m)
1	0.30	1.01	0.303	2,400.00	727.20	5.41	3,930.52
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	4.70	3,609.60
3	0.90	4.50	4.05	2,700.00	10,935.00	2.25	24,603.75
4	2.15	4.50	4.84	2,700.00	13,061.25	1 1/2	19,591.88
5	1.20	4.50	2.70	2,700.00	7,290.00	1 1/2	10,935.00
6	1.20	4.50	2.70	1,700.00	4,590.00	3	13,770.00
7	1.20	1.41	1.692	1,700.00	2,876.40	5.21	14,971.66
S					40,247.85	MV2	91,412.40

$$MEQ = 0.08 \times MV2 = 0.08 \times 91412.40 \text{ kg-m} = 7313 \text{ kg-m}$$

$$MV3 = (1.08 \times MV) + (CM \times 0.08 \times h') + MEQ$$

$$MV3 = (1.08 \times 20647.79) + (17046 \times 0.08 \times 4.4) + 7313 = 35612.81 \text{ kg-m.}$$

Verificaciones:

$$\text{volteo} = ME2 / MV3 = 82035 \text{ kg-m} / (35612.81 \text{ kg-m}) = 2.30 \text{ OK}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 \times W2/FH = 0.50 \times 57293.85/14968.64 = 1.91 \text{ OK}$$

Presiones:

$$a = (ME3 - MV3) / W2 = (140754.59 - 35612.81) / (57293.85) = 1.84$$

$$e = (b/2) - a = 4.25/2 - 1.84 = 0.285 \text{ m.}$$

$$P1 = (W2/A) \times (1 + (6 \times e)/b) = (57293.85 \text{ kg} / 4.25 \text{ m} \times 1 \text{ m}) \times (1 + (6 \times 0.285)/4.25)$$

$$P1 = 18809.83 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$$

$$P2 = (W2/A) \times (1 - (6 \times e)/b) = (57293.85 \text{ kg} / 4.25 \text{ m} \times 1 \text{ m}) \times (1 - (6 \times .028)/4.25)$$
$$P2 = 8151.98 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

Con los resultados obtenidos, se concluye que los valores de las fuerzas no exceden el valor soporte del suelo.

2.19 Presupuesto general

Para integrar el presupuesto total de la obra, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos. Los precios tanto de mano de obra como de materiales se establecieron de acuerdo a los que se rigen en el casco urbano. En la tabla VII se muestra la integración de costos totales generales:

Tabla VII. Costos totales puente “Los Cocos”

PRESUPUESTO GENERAL					
DESCRIPCION	UN	CANT	P.U. (Q)	SUBTOTAL (Q)	TOTAL (Q)
RELLENO	m3	500	10	5000	
Mano de obra	Global	1	6692	6692	
Sub-total					Q11,692.00
LOSA					
Concreto	m3	23	490	11270	
Acero de Refuerzo	qq	31	215.32	6674.92	
Mano de obra	Global	1	22082	22082	
Sub-total					Q40,026.92
VIGAS 0.50 * 1.00					
Concreto	m3	27	487	13149	
Acero de refuerzo	qq	92	325.1	29909.2	
Mano de obra	Global	1	18240	18240	
Sub-total					Q61,298.20
DIAFRAGMAS					
Concreto	m3	3	427.66	1282.98	
Acero de refuerzo	qq	8	259.34	2074.72	
Mano de obra	Global	1	4240	4240	
Sub-total					Q7,597.70
CORTINA					
Concreto	m3	10	497.27	4972.7	
Acero de refuerzo	qq	7	278.26	1947.82	
Mano de obra	ml	14	1025	14350	
Sub-total					Q21,270.52
ESTRIBOS + ALETONES					
Concreto ciclópeo	m3	203	413	83839	
Mano de obra	m3	203	335.26	68057.78	
Sub-total					Q151,896.78
Mat. Para formaleta					
Madera	pie-tablar	3000	3.25	9750	Q9,750.00
BARANDAL					
Concreto	m3	2	760	1520	
Acero de refuerzo	qq	3.5	217.11	759.885	
Mano de obra	ml	32	37.5	1200	
Sub-total					Q3,479.89
Neopreno 25cm x 25cm	u	6	4166.67	25000.02	Q25,000.02
Sub-total					Q332,012.03
Imprevistos 5%					Q16,600.60
Fletes					Q5,000.00
TOTAL					Q353,612.63

CONCLUSIONES

1. Para garantizar el buen funcionamiento del equipo de bombeo y red de distribución, el Comité deberá proveer el mantenimiento necesario, ya que de esta forma se estará asegurando la eficiencia del sistema hasta el final del período de diseño.
2. Con el propósito de asegurar la potabilidad del agua, se incorporó al sistema un tratamiento a base de cloración, a través de un alimentador automático con pastillas de tricloro, con el propósito de evitar posibles contaminaciones bacterianas en la misma.
3. El puente está diseñado para soportar una carga (HS-20 = 32.8 Ton), por lo que la Municipalidad será la Institución encargada de velar para que estos límites de diseño no excedan de los establecidos, evitando así daños estructurales del puente.
4. El caudal que produce la fuente, es suficiente para abastecer a la comunidad, de El Cuje durante el período de diseño, sin embargo es de vital importancia que tanto Comité como la Municipalidad garanticen la protección, cuidado y mantenimiento de la misma a través de actividades como reforestación, limpieza y buen uso.

RECOMENDACIONES

Al Comité Pro-Mejoramiento del Caserío el Cuje

1. Proteger la fuente, prohibiendo el paso de personas, colocación de letrinas y tala de árboles cercanos a la misma.
2. Educar a los usuarios de la comunidad sobre el uso racional del agua potable para lograr una mejor distribución a todas las viviendas.
3. El personal que asigne el Comité para la operación y mantenimiento del sistema deberá estar debidamente capacitado sobre la operación y mantenimiento del sistema, con el fin de evitar daños severos al mismo.

A la Municipalidad de Jutiapa:

4. No permitir la creación de basureros clandestinos cerca de la ubicación del puente, para evitar posibles problemas a la estructura y permitir la libre circulación del agua.
5. Dragar el cauce del río, por lo menos cada año, en un tramo de cien metros aguas arriba y cien metros aguas abajo.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar Salguero, Edgar Horacio. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de los cantones Sur y Oriente de la Cabecera Municipal de Patzún, Chimaltenango. Tesis de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Abril de 1998.
2. Meli Piralla, Roberto. **Diseño Estructural**. Editorial Limusa. México 1985.
3. León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la Aldea Yichwitz Chonó, San Pedro Soloma, Huehuetenango. Tesis de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Noviembre de 2000.
4. Canales Portillo, Marvin Enrique. Diseño de tres puentes vehiculares y de un camino vecinal, para el municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos. Tesis de graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos. Octubre de 2002.
5. Simmons, Charles S. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala**. Editorial del Ministerio de Educación Pública.

APÉNDICES

Figura 15. Examen bacteriológico del agua

Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social
 Dirección General de Servicios de Salud
DIRECCIÓN DE AREA
 Barrio Latino, Jutiapa
 Telefax. 844-1315

INFORME EXAMEN BACTERIOLÓGICO DE AGUA
 (Por Membranas de Filtración)

EXAMEN BACTERIOLÓGICO:

MUESTRA DE : AGUA

FECHA QUE FUE CAPATADA : 22 agosto 2002

HORA EN QUE SE CAPTO: 9 horas

LUGAR: CASERIO EL CUJE SAN JOSE BUENA VISTA JUTIAPA

FUENTE: NACIMIENTO EL CUJE

RESPONSABLE: RODOLFO MENCOS CHANG

HORA Y FECHA INICIO DE EXAMEN : 23 agosto 2002

CARACTERÍSTICAS GENERALES:

COLOR : Claro

SUBSTANCIAS EN SUSPENSIÓN : Ninguna

INVESTIGACIÓN DEL GRUPO COLIFORME : E. Coli

GRADOS CENTÍGRADOS DE INCUBACIÓN : Ambiente

No. MEMBRANAS FILTRANTES	MEDIO SELECTIVO	VOLUMEN DE MUESTRA	COLIFORMES X 100/ML	TIEMPO DE INCUBACIÓN
1	--	50cc	00	24 horas

CONCLUSIONES : El a ua es apta para el consumo humano.

OBSERVACIONES : Se recomienda para un futuro tratamiento de la misma

LUGAR Y FECHA : Jutiapa, 30 de agosto 2002


FIRMA Y SELLO RESPONSABLE: 

Figura 16. Examen físico – químico del agua

<p>REPUBLICA DE GUATEMALA CENTRO AMERICA</p> 	<p>LABORATORIO NACIONAL DE SALUD "LNS" DIRECCIÓN DE REGULACIÓN, VIGILANCIA Y CONTROL DE LA SALUD</p>	<p>MINISTERIO DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL</p> 
--	---	--

INFORME DE MUESTRAS CONTROL

Nombre del Producto	AGUA DE ALDEA EL CUJE, SAN JOSE BUENA VISTA, JUTIAPA	Procedencia	CENTRO DE SALUD JUTIAPA
Remitente	Dr. GENARD MENDEZ	No. de LNS	AC02-0200
Tipo de Recipiente	PLASTICO	Fecha de Recibido	14/02/2002
		Fecha de Egreso	18/03/2002

Resultados de Análisis

ANALISIS	RESULTADO	SEGÚN NORMA	
		L.M.A.*	L.M.P.*
Olor	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE	NO RECHAZABLE
pH	8.18	7 - 7.5	6.5 -8.5
Nitritos	0.09 mg/L.	-----	1 mg/L.
Nitratos	NO DETECTADO	-----	10 mg/L.
Hierro Total	NO DETECTADO	0.1 mg/L.	1.0 mg/L.
Calcio	19.57 mg/L.	75 mg/L.	150 mg/L.
Magnesio	4.83 mg/L.	50.00 mg/L.	100 mg/L.
Conductividad	539 uS/cm	-----	< de 1,500. uS/cm.
Dureza Total	68.8 mg/L.	100.00 mg/L.	500.000 mg/L.
Turbiedad	NO DETECTADO	5.0 UNT*	15.0 UNT*

La muestra fue Analizada a temperatura de 25 °C
*Resultados expresados en mg/L= miligramos/litro, ppm= partes por millón

Observaciones
*LMA = LIMITE MAXIMO ACEPTABLE, *LMP = LIMITE MAXIMO PERMISIBLE
LA MUESTRA CUMPLE CON LA NORMA COGUANOR NGO 29001, ESPECIFICACIONES PARA AGUA POTABLE.

Analista/Supervisor FH,EC/ES	Código Laboratorio C133/99
---------------------------------	-------------------------------

[Signature]
SUPERVISOR

[Signature]
Vo.Bo.
Licda. Evenora López de Bonatti
Jefe del LNS



Km. 22 Carretera al Pacífico. Bárcenas, Villa Nueva, Guatemala, C. A.
PBX: 631-2013. Telefax: 631-2017. Tels.: 631-3668, 631-3617, 631-3676, 631-3677.

Tabla VIII. Límites de las características físicas del agua

CARACTERISTICAS	LMA	LMP
Color	5.0 U	50.0 U
Olor	No rechazable	No rechazable
Sabor	No rechazable	No rechazable
PH	7.0 – 8.5	6.5 – 9.2
Residuos totales	500.0 Mg/Lt.	1,500.0 Mg/Lt.
Turbiedad	5.0 UTN	25.0 UTN
Temperatura	18°C – 30°C	No mayor de 34°C

U = Unidad de color en la escala de platino-Cobalto

UTN = Unidades Nefelométricas de turbiedad.

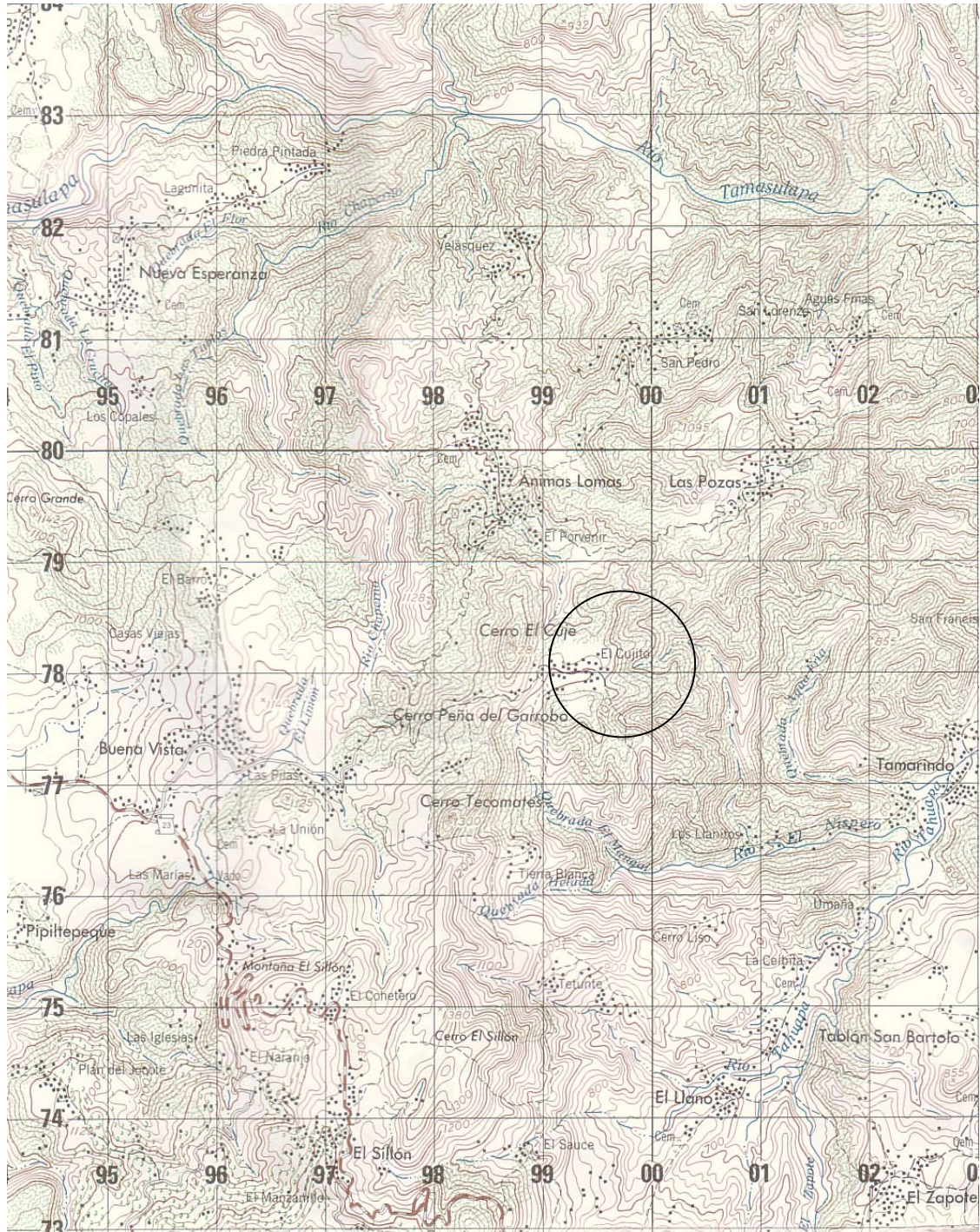
Tabla IX. Límites de las características químicas del agua

SUBSTANCIAS	LMA	LMP
Detergentes aniónicos	0.20 Mg/Lt.	1.00 Mg/Lt.
Aluminio (AL)	0.050 Mg/Lt.	0.10 Mg/Lt.
Bario (Ba)	-----	1.00 Mg/Lt.
Boro (Bo)	-----	1.00 Mg/Lt.
Calcio (Ca)	75.00 Mg/Lt.	200.00 Mg/Lt.
Cinc (Zn)	5.00 Mg/Lt.	15.00 Mg/Lt.
Cloruros (Cl)	200.00 Mg/Lt.	600.00 Mg/Lt.
Cobre (Cu)	0.050 Mg/Lt.	1.50 Mg/Lt.
Dureza Total	100.00 Mg/Lt.	500.00 Mg/Lt.
Fluoruros (F)	-----	1.700 Mg/Lt.
Hierro total (Fe)	0.10 Mg/Lt.	1.00 Mg/Lt.
Magnesio (Mg)	50.00 Mg/Lt.	150.00 Mg/Lt.
Manganeso (Mn)	0.050 Mg/Lt.	0.50 Mg/Lt.
Niquel (Ni)	0.010 Mg/Lt.	0.020 Mg/Lt.
Substancias fenólicas	0.001 Mg/Lt.	0.002 Mg/Lt.
Sulfatos (SO4)	200.00 Mg/Lt.	400.00 Mg/Lt.

Tabla X. Diámetros internos de tubería PVC

Diámetro Comercial	Diámetro interior 100 PSI	Diámetro Interior 125 PSI	Diámetro Interior 160 PSI	Diámetro Interior 250 PSI	Diámetro Interior 315 PSI
1/2"					0.716
3/4"				0.926	
1"			1.195	1.161	
1 1/4"			1.532	1.464	
1 1/2"			1.754	1.676	
2"			2.193	2.095	
2 1/2"			2.655	2.537	
3"		3.284	3.23	3.088	
4"	4.28	4.224	4.154	3.97	
6"	6.301	6.217	6.115	5.845	

Figura 27. Mapa de localización del caserío El Cuje



APÉNDICE A
ANÁLISIS DE AGUA

APÉNDICE B

CUADROS

Cuadro No. 1
**Límite máximo aceptable y límite máximo permisible de las
 Características Físicas del agua potable**

CARACTERÍSTICAS	LMA	LMP
Color	5.0 U	50.0 U
Olor	No rechazable	No rechazable
Sabor	No rechazable	No rechazable
PH	7.0 – 8.5	6.5 – 9.2
Residuos totales	500.0 Mg/Lt.	1,500.0 Mg/Lt.
Turbiedad	5.0 UTN	25.0 UTN
Temperatura	18°C – 30°C	No mayor de 34°C

U = Unidad de color en la escala de platino-Cobalto

UTN = Unidades Nefelométricas de turbiedad.

Cuadro No. 2
**Límite máximo aceptable y límite máximo permisible de sustancias químicas
 contenidas en el agua potable**

SUBSTANCIAS	LMA	LMP
Detergentes aniónicos	0.20 Mg/Lt.	1.00 Mg/Lt.
Aluminio (AL)	0.050 Mg/Lt.	0.10 Mg/Lt.
Bario (Ba)	-----	1.00 Mg/Lt.
Boro (Bo)	-----	1.00 Mg/Lt.
Calcio (Ca)	75.00 Mg/Lt.	200.00 Mg/Lt.
Cinc (Zn)	5.00 Mg/Lt.	15.00 Mg/Lt.
Cloruros (Cl)	200.00 Mg/Lt.	600.00 Mg/Lt.
Cobre (Cu)	0.050 Mg/Lt.	1.50 Mg/Lt.
Dureza Total	100.00 Mg/Lt.	500.00 Mg/Lt.
Fluoruros (F)	-----	1.700 Mg/Lt.
Hierro total (Fe)	0.10 Mg/Lt.	1.00 Mg/Lt.
Magnesio (Mg)	50.00 Mg/Lt.	150.00 Mg/Lt.
Manganeso (Mn)	0.050 Mg/Lt.	0.50 Mg/Lt.
Niquel (Ni)	0.010 Mg/Lt.	0.020 Mg/Lt.
Substancias fenólicas	0.001 Mg/Lt.	0.002 Mg/Lt.
Sulfatos (SO4)	200.00 Mg/Lt.	400.00 Mg/Lt.

Diámetro Comercial	Diámetro interior 100 PSI	Diámetro Interior 125 PSI	Diámetro Interior 160 PSI	Diámetro Interior 250 PSI	Diámetro Interior 315 PSI
1/2"					0.716
3/4"				0.926	
1"			1.195	1.161	
1 1/4"			1.532	1.464	
1 1/2"			1.754	1.676	
2"			2.193	2.095	
2 1/2"			2.655	2.537	
3"		3.284	3.23	3.088	
4"	4.28	4.224	4.154	3.97	
6"	6.301	6.217	6.115	5.845	
8"	8.205	8.095	7.961	7.609	

APÉNDICE C

**PLANOS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE**

APÉNDICE D

PLANOS DE DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación, se desarrolla el Diseño de abastecimiento de agua potable para el Caserío el Cuje, y puente vehicular en el Barrio los Cocos, cabecera municipal de Jutiapa, Jutiapa. Este documento consta de dos capítulos compuestos de la siguiente manera:

Capítulo I: Consiste en una Investigación Monográfica del lugar en estudio, así como un Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura.

Capítulo II: Consiste en la fase de Servicio Técnico Profesional, el cual está conformado por dos secciones, la primera abarca el diseño del abastecimiento de agua potable, y de acuerdo al estudio topográfico, se determinó que el sistema será por bombeo, así también se describe todo lo relacionado al cálculo de la línea de impulsión, red de distribución y obras de captación.

Para el diseño del puente vehicular, se tomaron en cuenta los siguientes aspectos: Topografía, datos hidrológicos y especificaciones de las normas AASHTO y ACI.