



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

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES PARA LAS ALDEAS DE
SAQUIJÁ Y PURHÁ Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE
GRANADILLAS, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO,
DEPARTAMENTO ALTA VERAPAZ**

Ronald Fernando Macz Mó
Asesorado por: Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, abril de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES PARA LAS ALDEAS DE
SAQUIJÁ Y PURHÁ Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE
GRANADILLAS, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO,
DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

RONALD FERNANDO MACZ MÓ
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2004

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



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Eduardo Ramírez Saravia
EXAMINADOR	Ing. Miguel Angel Dávila Calderón
EXAMINADOR	Ing. Lionel Barillas Romillo
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES PARA LAS ALDEAS
DE SAQUIJÁ Y PURHÁ Y SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA
LA ALDEA DE GRANADILLAS, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN
CHAMELCO, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 22 de noviembre de 2001

Ronald Fernando Macz Mó

AGRADECIMIENTOS

- A DIOS TODOPODEROSO, por haberme permitido realizar esta meta.
- A la Universidad de San Carlos de Guatemala, especialmente a la Facultad de Ingeniería, por darme la formación académica.
- Al Ing. Juan Merck Cos, por su valiosa asesoría en el presente trabajo de graduación.
- A las autoridades de la municipalidad de San Juan Chamelco, del departamento de Alta Verapaz, y a los habitantes de las aldeas Saquijá, Puhá y Granadillas, por su colaboración en el desarrollo de mi EPS.
- A mis compañeros y amigos: Rodolfo Martínez, Carlos Díaz, Alejandro Calderón, Fernando Ponce, Omar Contreras, Francisco Arrecis, William Bajan, Walter Cuc y Marlon Sep.
- Y a todas aquellas personas que contribuyeron a la realización de este trabajo.

ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres	Federico Macz Choc Olga Virgilia Mó Pop de Macz Por su apoyo incondicional
Mis hermanos	Antonio Egberto, María Rosana Miriam Eugenia y Claudia Stela (+)
Mi familia	Abuelos, tíos, primos, sobrinos y parientes en general
Mis amigos	Sinceramente

ÍNDICE GENERAL

	Página
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVI
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XVIII
1. INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía del lugar.....	1
1.1.1. Ubicación y localización.....	1
1.1.2. Límites y colindancias.....	1
1.1.3. Extensión.....	3
1.1.4. Clima.....	3
1.1.5. Población e idioma.....	3
1.1.6. Suelo y topografía.....	4
1.1.7. Vías de acceso.....	7
1.1.8. Servicios públicos.....	7
1.1.9. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura del lugar.....	8
2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
1. Diseño de puente vehicular.....	10
2. Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa.....	10
3. Cálculo de caudales máximos para el diseño de los puentes.....	11
2.3.1. Método racional.....	12
2.3.1.1. Cálculo de áreas tributarias.....	12

2.3.1.2.	Dato de intensidad de lluvia.....	13
2.3.1.3.	Cálculo de caudales máximos.....	13
4.	Levantamiento topográfico.....	14
5.	Evaluación de la calidad del suelo.....	14
6.	Diseño del puente vehicular para la aldea Saquijá.....	15
2.6.1.	Descripción del proyecto.....	15
2.6.2.	Datos para el diseño.....	15
2.6.3.	Diseño de la superestructura.....	16
2.6.3.1.	Diseño de la losa.....	16
2.6.3.1.1.	Cálculo de momentos.....	16
2.6.3.1.1.1.	Momento debido a peso muerto.....	16
2.6.3.1.1.2.	Momento debido a sobrecarga.....	17
2.6.3.1.1.2.1.	Cargas vivas en el sentido transversal.....	17
2.6.3.1.1.2.2.	Factor de impacto.....	17
2.6.3.1.1.3.	Cargas últimas.....	18
2.6.3.1.2.	Comprobación de peralte del diseño de losa.....	18
2.6.3.1.3.	Cálculo del refuerzo.....	18
2.6.3.1.3.1.	Para refuerzo transversal en la cama inferior.....	18
2.6.3.1.3.2.	Refuerzo transversal de la cama superior.....	19
2.6.3.1.3.3.	Refuerzo longitudinal (AASHTO 3.24.10.2.).....	20
2.6.3.2.	Diseño de acera (banqueta).....	20
2.6.3.2.1.	Cálculo de momentos.....	20
2.6.3.2.1.1.	Carga muerta.....	20
2.6.3.2.1.2.	Carga viva.....	20
2.6.3.2.1.3.	Carga total.....	21
2.6.3.2.1.4.	Momento actuante.....	21
2.6.3.2.2.	Cálculo de refuerzo.....	21
2.6.3.2.2.1.	Refuerzo transversal de la cama inferior.....	21
2.6.3.2.2.2.	Refuerzo transversal de la cama superior.....	21

2.6.3.2.2.3. Refuerzo longitudinal.....	21
2.6.3.3. Diseño de barandal (postes y pasamanos).....	22
2.6.3.3.1. Pasamanos.....	22
2.6.3.3.2. Postes.....	23
2.6.3.4. Diseño de vigas.....	25
2.6.3.4.1. Viga intermedia.....	26
2.6.3.4.1.1. Momento por carga muerta.....	26
2.6.3.4.1.1.1. Momento debido al peso propio.....	26
2.6.3.4.1.1.2. Momento debido al peso de diafragma interno	27
2.6.3.4.1.1.3. Momento total.....	27
2.6.3.4.1.2. Momento por carga viva.....	28
2.6.3.4.1.3. Factor de impacto.....	30
2.6.3.4.1.4. Factor de distribución para viga interna (centro de los carriles).....	30
2.6.3.4.1.5. Momento total actuante en la viga.....	31
2.6.3.4.1.6. Cálculo de refuerzo.....	31
2.6.3.4.1.6.1. Refuerzo en el centro de la viga.....	31
2.6.3.4.1.6.2. Refuerzo a 3.00 m del apoyo.....	32
2.6.3.4.1.6.3. Refuerzo adicional.....	33
2.6.3.4.1.7. Cálculo de esfuerzos cortantes.....	33
2.6.3.4.1.7.1. Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	34
2.6.3.4.1.7.2. Esfuerzos cortantes por carga viva.....	34
2.6.3.4.1.7.3. Factor de impacto.....	35
2.6.3.4.1.7.4. Esfuerzos cortantes totales.....	36
2.6.3.4.1.7.5. Cálculo de refuerzo.....	36
2.6.3.4.2. Viga exterior.....	38
2.6.3.4.2.1. Momento por carga muerta.....	38
2.6.3.4.2.1.1. Momento debido al peso propio.....	38
2.6.3.4.2.1.2. Momento debido al peso de diafragma interno	39

2.6.3.4.2.1.3.	Momento total.....	39
2.6.3.4.2.2.	Momento por carga viva.....	39
2.6.3.4.2.3.	Factor de impacto.....	39
2.6.3.4.2.4.	Factor de distribución para viga externa.....	39
2.6.3.4.2.5.	Momento total actuante en la viga.....	40
2.6.3.4.2.6.	Cálculo de refuerzo.....	40
2.6.3.4.2.6.1.	Refuerzo en el centro de la viga.....	40
2.6.3.4.2.6.2.	Refuerzo a 3.00 m del apoyo.....	41
2.6.3.4.2.6.3.	Refuerzo adicional.....	42
2.6.3.4.2.7.	Cálculo de esfuerzos cortantes.....	42
2.6.3.4.2.7.1.	Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	42
2.6.3.4.2.7.2.	Esfuerzos cortantes por carga viva.....	42
2.6.3.4.2.7.3.	Factor de impacto.....	42
2.6.3.4.2.7.4.	Esfuerzos cortantes totales.....	43
2.6.3.4.2.7.5.	Cálculo de refuerzo.....	43
2.6.3.5.	Diseño de diafragmas.....	44
2.6.4.	Diseño de la subestructura.....	46
2.6.4.1.	Diseño de estructura de viga de apoyo.....	46
2.6.4.1.1.	Diseño de asiento o base.....	48
2.6.4.1.1.1.	Cálculo de refuerzo por flexión.....	48
2.6.4.1.1.2.	Cálculo de refuerzo por corte.....	49
2.6.4.1.2.	Diseño de cortina.....	49
2.6.4.1.2.1.	Empuje de tierra.....	49
2.6.4.1.2.2.	Fuerza longitudinal (LF).....	50
2.6.4.1.2.3.	Fuerza de sismo (S).....	51
2.6.4.1.2.4.	Combinación de cargas.....	51
2.6.4.1.2.5.	Cálculo de refuerzo.....	52
2.6.4.1.2.5.1.	Refuerzo por flexión.....	52
2.6.4.1.2.5.2.	Refuerzo por corte.....	52

2.6.4.2.	Diseño de estribo de concreto ciclópeo.....	53
2.6.4.2.1.	Momento de volteo (MV).....	54
2.6.4.2.2.	Momento estabilizante (ME), respecto a “B”.....	55
2.6.4.2.3.	Chequeo del muro sin superestructura.....	55
2.6.4.2.4.	Chequeo del muro con superestructura (carga viva).....	56
2.6.4.2.5.	Chequeo del muro con sismo (sin carga viva).....	57
2.6.5.	Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Saquijá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	59
7.	Diseño del puente vehicular para la aldea Purhá.....	60
2.7.1.	Descripción del proyecto.....	60
2.7.2.	Datos para el diseño.....	60
2.7.3.	Diseño de la superestructura.....	61
2.7.3.1.	Diseño de la losa.....	61
2.7.3.2.	Diseño de acera (banqueta).....	61
2.7.3.3.	Diseño de barandal (postes y pasamanos).....	61
2.7.3.4.	Diseño de vigas.....	62
2.7.3.4.1.	Viga intermedia.....	62
2.7.3.4.1.1.	Momento por carga muerta.....	62
2.7.3.4.1.1.1.	Momento debido al peso propio.....	62
2.7.3.4.1.1.2.	Momento debido al peso de diafragma interno	62
2.7.3.4.1.1.3.	Momento total.....	62
2.7.3.4.1.2.	Momento por carga viva.....	63
2.7.3.4.1.3.	Factor de impacto.....	64
2.7.3.4.1.4.	Factor de distribución para viga interna (centro de los carriles).....	64
2.7.3.4.1.5.	Momento total actuante en la viga.....	64
2.7.3.4.1.6.	Cálculo de refuerzo.....	64
2.7.3.4.1.6.1.	Refuerzo en el centro de la viga.....	64
2.7.3.4.1.6.2.	Refuerzo a 3.00 m del apoyo.....	65

2.7.3.4.1.6.3.	Refuerzo adicional.....	65
2.7.3.4.1.7.	Cálculo de esfuerzos cortantes.....	66
2.7.3.4.1.7.1.	Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	66
2.7.3.4.1.7.2.	Esfuerzos cortantes por carga viva.....	66
2.7.3.4.1.7.3.	Factor de impacto.....	67
2.7.3.4.1.7.4.	Esfuerzos cortantes totales.....	67
2.7.3.4.1.7.5.	Cálculo de refuerzo.....	67
2.7.3.4.2.	Viga exterior.....	69
2.7.3.4.2.1.	Momento por carga muerta.....	69
2.7.3.4.2.1.1.	Momento debido al peso propio.....	69
2.7.3.4.2.1.2.	Momento debido al peso de diafragma interno	69
2.7.3.4.2.1.3.	Momento total.....	69
2.7.3.4.2.2.	Momento por carga viva.....	69
2.7.3.4.2.3.	Factor de impacto.....	70
2.7.3.4.2.4.	Factor de distribución para viga externa.....	70
2.7.3.4.2.5.	Momento total actuante en la viga.....	70
2.7.3.4.2.6.	Cálculo de refuerzo.....	70
2.7.3.4.2.6.1.	Refuerzo en el centro de la viga.....	70
2.7.3.4.2.6.2.	Refuerzo a 3.00 m del apoyo.....	71
2.7.3.4.2.6.3.	Refuerzo adicional.....	71
2.7.3.4.2.7.	Cálculo de esfuerzos cortantes.....	72
2.7.3.4.2.7.1.	Esfuerzos cortantes debido a carga muerta.....	72
2.7.3.4.2.7.2.	Esfuerzos cortantes por carga viva.....	72
2.7.3.4.2.7.3.	Factor de impacto.....	72
2.7.3.4.2.7.4.	Esfuerzos cortantes totales.....	72
2.7.3.4.2.7.5.	Cálculo de refuerzo.....	72
2.7.3.5.	Diseño de diafragmas.....	74
2.7.4.	Diseño de la subestructura.....	74
2.7.4.1.	Diseño de estructura de viga de apoyo.....	74

2.7.4.1.1.	Diseño de asiento o base.....	74
2.7.4.1.1.1.	Cálculo de refuerzo por flexión.....	75
2.7.4.1.1.2.	Cálculo de refuerzo por corte.....	76
2.7.4.1.2.	Diseño de cortina.....	76
2.7.4.1.2.1.	Empuje de tierra.....	76
2.7.4.1.2.2.	Fuerza longitudinal (LF).....	77
2.7.4.1.2.3.	Fuerza de sismo (S).....	77
2.7.4.1.2.4.	Combinación de cargas.....	77
2.7.4.1.2.5.	Cálculo de refuerzo.....	77
2.7.4.1.2.5.1.	Refuerzo por flexión.....	78
2.7.4.1.2.5.2.	Refuerzo por corte.....	78
2.7.4.2.	Diseño de estribo de concreto ciclópeo.....	78
2.7.4.2.1.	Momento de volteo (MV).....	79
2.7.4.2.2.	Momento estabilizante (ME), respecto a “B”.....	79
2.7.4.2.3.	Chequeo del muro sin superestructura.....	80
2.7.4.2.4.	Chequeo del muro con superestructura (carga viva).....	80
2.7.4.2.5.	Chequeo del muro con sismo (sin carga viva).....	81
2.7.5.	Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Purhá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	83
8.	Diseño del sistema de agua potable para la aldea Granadillas.....	84
2.8.1.	Descripción del proyecto.....	84
2.8.2.	Levantamiento topográfico.....	84
2.8.3.	Caudal de aforo.....	84
2.8.4.	Calidad de agua.....	85
2.8.4.1.	Análisis físico químico sanitario.....	85
2.8.4.2.	Examen bacteriológico.....	86
2.8.5.	Período de diseño.....	86
2.8.6.	Estimación de población de diseño.....	87
2.8.7.	Dotación.....	87

2.8.8. Determinación del caudal.....	88
2.8.8.1. Consumo medio diario.....	88
2.8.8.2. Consumo máximo diario.....	88
2.8.8.3. Consumo máximo horario.....	89
2.8.9. Captación.....	89
2.8.10. Diseño de la línea de conducción.....	89
2.8.11. Diseño del tanque de distribución.....	90
2.8.11.1. Determinación del volumen del tanque.....	90
2.8.11.2. Diseño estructural de la cubierta.....	90
2.8.11.3. Diseño estructural del muro.....	93
2.8.12. Diseño de la red de distribución.....	95
2.8.13. Obras hidráulicas.....	96
2.8.13.1. Válvulas de compuerta.....	96
2.8.13.2. Caja rompe presión.....	97
2.8.13.3. Conexión domiciliar.....	97
2.8.13.4. Paso aéreo.....	97
2.8.14. Desinfección.....	106
2.8.15. Presupuesto para instalar un sistema de agua potable para la aldea Granadillas, San Juan Chamelco, Alta Verapaz	107
 CONCLUSIONES	 108
RECOMENDACIONES	109
BIBLIOGRAFÍA	110
APÉNDICES	111

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa del municipio de San Juan Chamelco, Alta Verapaz, que contiene aldeas y caseríos.....	2
2. Mapa del departamento de Alta Verapaz, mostrando la división fisiográfica y la localización de los diferentes grupos de suelos.....	5
3. Geometría del puente en Saquijá.....	14
4. Modelo matemático de dos tramos con voladizo.....	16
5. Esquema de postes y pasamanos.....	22
6. Diseño de miembros verticales en barandal.....	23
7. Diagrama de falla balanceada.....	24
8. Sección transversal de losa y viga.....	26
9. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido al peso de diafragma.....	27
10. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva	28
11. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva a 3.00 m del apoyo.....	30
12. Diagrama de carga para viga interior, debido a carga viva en sentido transversal.....	31
13. Esquema de armado de viga interior.....	33
14. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga muerta.....	34
15. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a sobrecarga.....	35
16. Diagrama de corte para diseño en viga interior.....	36
17. Diagrama de confinamiento en viga interior.....	38

18.	Diagrama de carga para viga exterior, debido a carga viva en sentido transversal.....	40
19.	Esquema de armado de viga exterior.....	41
20.	Diagrama de corte para diseño en viga exterior.....	43
21.	Diagrama de confinamiento en viga exterior.....	44
22.	Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo.....	48
23.	Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo.....	50
24.	Fuerza longitudinal en viga de apoyo.....	50
25.	Detalle de recubrimiento de la cortina.....	52
26.	Cargas actuantes en diseño de estribos.....	53
27.	Geometría y diagrama de presiones en estribo.....	54
28.	Diagrama trapezoidal en estribo.....	55
29.	Diagrama de cargas en estribo con carga viva.....	56
30.	Diagrama de cargas en estribo sin carga viva.....	57
31.	Diagrama de carga en viga interior, debido a carga viva.....	63
32.	Diagrama de carga en viga interior, debido a carga viva a 3.00 m del apoyo.....	63
33.	Esquema de armado de viga interior.....	66
34.	Diagrama de carga en viga interior, debido a sobrecarga.....	66
35.	Diagrama de corte para diseño en viga interior.....	67
36.	Diagrama de confinamiento en viga interior.....	68
37.	Esquema de armado de viga exterior.....	71
38.	Diagrama de corte para diseño en viga exterior.....	72
39.	Diagrama de confinamiento en viga exterior.....	73
40.	Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo.....	75
41.	Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo.....	76
42.	Geometría y diagrama de presiones en estribo.....	78
43.	Diagrama trapezoidal en estribo.....	80
44.	Dimensiones de losas.....	91

45.	Diagrama de momentos.....	92
46.	Geometría y diagrama de presiones del muro.....	93
47.	Elevación lateral de paso aéreo 18 m de luz.....	98
48.	Área tributaria de la cuenca de los ríos para el diseño de los puentes.....	112
49.	Planos del diseño del puente vehicular para la aldea Saquijá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	113
50.	Planos del diseño del puente vehicular para la aldea Purhá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	117
51.	Fotos de los puentes existentes.....	121
52.	Planos del diseño del sistema de agua potable para la aldea Granadillas, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	122

TABLAS

I.	Posición fisiográfica, material madre y característica del perfil del suelo..	6
II.	Características importantes que influyen su uso.....	7
III.	Propuesta de inversión año 2003 Plan de Desarrollo Municipal.....	8
IV.	Momento de volteo en estribo.....	54
V.	Momento estabilizante en estribo.....	55
VI.	Momento estabilizante en estribo sin carga viva.....	58
VII.	Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Saquijá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	59
VIII.	Momento de volteo en estribo.....	79
IX.	Momento estabilizante en estribo.....	79
X.	Momento estabilizante en estribo sin carga viva.....	82
XI.	Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Purhá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	83
XII.	Caudal de aforo de las fuentes.....	85
XIII.	Momento estabilizante en el muro.....	93

XIV.	Tensión del cable de paso aéreo.....	99
XV.	Longitud de péndolas de paso aéreo.....	101
XVI.	Presupuesto para instalar un sistema de agua potable para la aldea Granadillas, San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	107
XVII.	Análisis físico químico sanitario de la fuente uno.....	132
XVIII.	Examen bacteriológico de la fuente uno.....	133
XIX.	Análisis físico químico sanitario de la fuente dos.....	134
XX.	Examen bacteriológico de la fuente dos.....	135
XXI.	Memoria de cálculo del diseño hidráulico del sistema de agua potable.....	136

GLOSARIO

AASHTO	Siglas de la American Association State Highway and Transportation Officials
ACI	Instituto Americano del Concreto
Aforo	Medir la cantidad de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos del ser humano.
Agua sanitariamente segura	Agua exenta de microorganismos patógenos y de sustancias químicas dañinas a la salud humana.
Aletón o ala	Muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de protección de los rellenos y para el encauzamiento de agua.
Aproche	Viene del inglés <i>to approach</i> (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura para el diseño.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de la carga viva con la carga muerta afectadas ambas por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente en una estructura.
Caudal	Cantidad o volumen de agua por unidad de tiempo.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son mucho más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua; todo esto combinado con el acero, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas

	lo hacen extremadamente resistente a esfuerzos de tensión.
Consumo	Cantidad de agua, que realmente es usada por una persona.
Demanda	Cantidad de agua deseada por el usuario.
DGC	Dirección General de Caminos
Dotación	Cantidad de agua que se asigna a una persona por día.
Especificaciones	Normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estribo	Cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la superestructura.
Gaviones	Canastas fabricadas con alambre galvanizado, las cuales se llenan con piedra de canto rodado de regular tamaño y se amarran entre sí para producir un muro para encauzar la cuenca del río, proteger contra las socavaciones laterales del mismo y proteger la subestructura del puente.
IGN	Instituto Geográfico Nacional
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología
Junta de expansión	Dispositivo que permite pequeños movimientos a la superestructura –ocasionados por cambios de temperatura o el paso de vehículos– sin que se dañe la estructura.
Luz	Distancia horizontal interna entre dos estribos o entre estribo y pila o entre dos pilas.
Mampostería	Sistemas constructivos y/o decorativos, contruidos a base de piedra, ladrillo, block, etc., simplemente acomodados o bien aglutinados con mortero. Mampostería seca: la que se construye sin emplear mortero.
Piezométrica	Relativo a cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de tuberías.

Pila o pilastra	Estructura intermedia que sirve de apoyo a la superestructura.
Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie. En Hidráulica expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Sistema predial	Sistema de abastecimiento de agua potable que consiste en un chorro para una vivienda ubicado en el predio que ocupa esta.
Subestructura	Parte inferior del puente, formado por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones, siendo éstos los apoyos extremos de la superestructura, que sirven para transmitir las cargas de ésta al suelo y para contener el relleno estructural o terraplén de la carretera.
Superestructura	Parte superior del puente, la cual permite el tránsito de vehículos transmitiendo las cargas a la subestructura y formada por las vigas, losa, diafragmas, torres, cables y pasamanos.
Turbiedad	Cantidad de partículas en suspensión en el curso del agua.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en las aldeas Saquijá, Purhá y Granadillas, municipio de San Juan Chamelco, del departamento de Alta Verapaz. Consolida la planificación del problema del servicio de comunicación y agua potable, brindando soluciones por medio de los conocimientos obtenidos durante la formación académica.

En la actualidad, los habitantes hacen uso de los puentes en mal estado, por encontrarse inseguros y deteriorados. Por consiguiente, se consideró oportuno realizar estudios para determinar la luz del puente, la cantidad de carriles y la carga de diseño.

También se realizó el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, ya que el existente es inadecuado y se encuentra en abandono. Entre las actividades necesarias que se desarrollaron figuran: visita preliminar de campo, levantamiento topográfico, aforo de fuente, análisis de laboratorio de agua, etc. Con base en las actividades realizadas se determinó que el sistema de abastecimiento de agua potable funcionara por gravedad. Debido a las características topográficas del lugar, se contempló la construcción de dos pasos aéreos, así como las obras de arte necesarias para garantizar el funcionamiento del sistema. El sistema de distribución será por medio de ramales abiertos, debido a lo disperso de las viviendas. La población a beneficiar será de 615 habitantes.

Así también, se elaboró el presupuesto del proyecto y los planos respectivos; éstos se incluyen en este trabajo de graduación.

OBJETIVOS

✦ GENERALES

1. Diseñar dos puentes vehiculares para las aldeas Saquijá y Purhá, del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz
2. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Granadillas, del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz

✦ ESPECÍFICOS

1. Realizar una investigación de tipo monográfico y una investigación diagnóstica sobre las diferentes necesidades de infraestructura en los mencionados
2. Contribuir mediante este diseño de infraestructura a la ampliación de la comunicación entre comunidades, gracias a la construcción de puentes que garanticen una dinámica económica y social en beneficio de la población en general
3. Proporcionar a la municipalidad respectiva el diseño, cálculo y presupuesto de los puentes y del abastecimiento de agua potable, para elevar la calidad de vida de los habitantes de las aldeas Saquijá, Purhá y Granadillas

INTRODUCCIÓN

El municipio de San Juan Chamelco, del departamento de Alta Verapaz, se encuentra a 220 kilómetros al norte de la ciudad capital. Es un municipio que basa su economía en la producción agroforestal y cuyas actuales autoridades municipales tienen la visión de solucionar las distintas necesidades de la población.

A partir de lo anterior, se analizaron como proyectos prioritarios para el municipio de San Juan Chamelco del departamento de Alta Verapaz los siguientes:

Diseño de un puente vehicular entre las aldeas Chiché-Saquijá y otro en la aldea Purhá que se encuentran a 2 kilómetros de la cabecera municipal; actualmente estos puentes se encuentran deteriorados y peligra el tránsito de los vehículos sobre ellos, máxime si se toman en cuenta que se encuentra en el perímetro del área urbana siendo estas muy transitables y que el puente para la aldea Chiché-Saquijá servirá para el acceso al municipio vecino. Como solución a la petición de los vecinos se diseñará un puente con capacidad de carga HS 20-44, de dos vías, para mejorar el tránsito y el acceso de vehículos pesados que exige el desarrollo de la región.

Otro de los proyectos es el diseño del sistema de agua potable para la aldea Granadillas, que se encuentra a 22 kilómetros de la cabecera municipal. Actualmente no cuenta con este recurso vital para el ser humano, y al tenerlo, se podrá elevar el nivel de vida de la población, contribuyendo al desarrollo social, económico y, sobre todo, a la salud de la aldea.

Este trabajo de graduación está conformado por dos partes.

En la primera, se desarrolla una investigación de carácter monográfico donde se encuentra la ubicación y localización geográfica del municipio, así como también, una investigación diagnóstica, la cual nos permitió conocer las necesidades de los servicios básicos y de infraestructura del municipio, llegando a la priorización de los tres proyectos antes mencionados.

En la segunda parte, se desarrolla lo concerniente al diseño de dos puentes y el sistema de agua potable, cumpliendo con todas las especificaciones adecuadas para cada caso, dejando así una guía de todo el procedimiento utilizado para el análisis y diseño de cada proyecto. Así mismo, se incluyen el presupuesto y los planos respectivos.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del lugar

1.1.1. Ubicación y localización

San Juan Chamelco es un municipio del departamento de Alta Verapaz, de la región norte del territorio de la República de Guatemala, que se encuentra a 220 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala. Las aldeas Saquijá y Purbá se encuentran a dos kilómetros, y la aldea Granadillas a 22 kilómetros de la cabecera municipal.

La cabecera municipal se localiza en las siguientes coordenadas: 15°25'20'' de latitud y 50°19'45' de longitud; a una altura aproximada a 1,420.00 MSNM.

1.1.2. Límites y colindancias

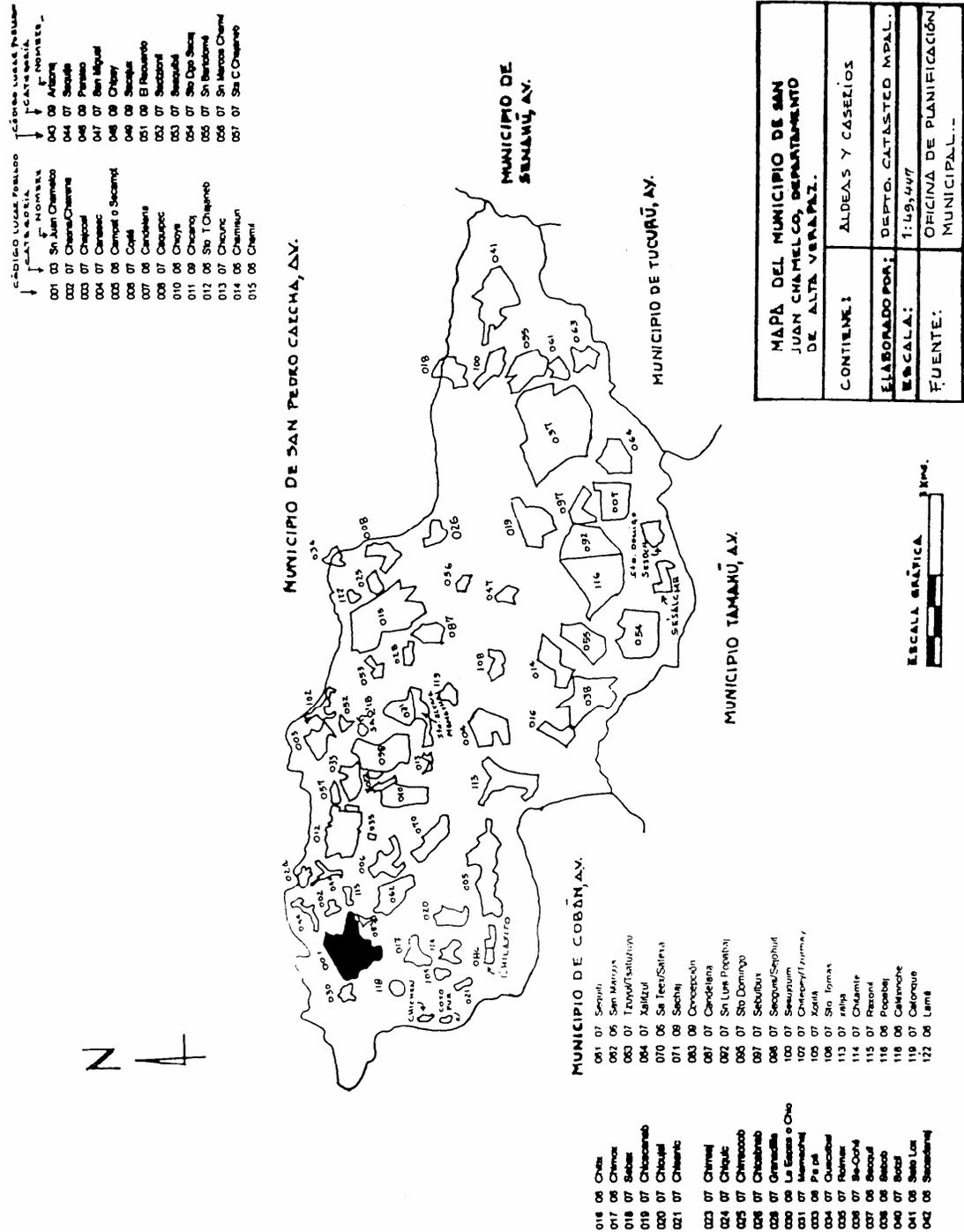
El municipio de San Juan Chamelco limita al norte con el municipio de San Pedro Carchá; al este, con el municipio de Tucurú; al oeste, con la cabecera departamental Cobán, y al sur, con Tamahú (ver figura 1).

La aldea Saquijá limita al norte con San Pedro Carchá, Alta Verapaz; al este, con el caserío Chiquic y Sotzil; al oeste, con Cobán Alta Verapaz, y al sur, con el área urbana y caserío Che'xena.

La aldea Purbá limita al norte y este con la aldea San Marcos; al oeste, con la aldea Chimox, y al sur, con el caserío Chicutal.

La aldea Granadillas limita al norte con el caserío Sehaquiba y la aldea Chamil; al este, con el caserío Candelaria; al oeste, con los caseríos Santa Elena Mamachaj y Catonque, y al sur, con el caserío Santo Tomás Seapac.

Figura 1. Mapa del municipio de San Juan Chamelco, Alta Verapaz, que contiene aldeas y caseríos



Fuente. Plan de Desarrollo Municipal (2000-2005). Anexo #2.

1.1.3. Extensión

El municipio de San Juan Chamelco tiene una extensión aproximada de ochenta kilómetros cuadrados (80.00 km²).

1.1.4. Clima

Es variado, debido a que la formación geológica presenta diferentes alturas sobre el nivel del mar. El clima predominante es el templado, que oscila entre 18.70 a 23° C. Se marcan dos estaciones, verano e invierno. La humedad del suelo y el ambiente se caracterizan notablemente, ya que la precipitación pluvial oscila en 200 días anuales. Sin embargo, debemos hacer nota que aunque el promedio de días es lluvioso, los aguaceros no son muy copiosos, más bien, acompañados de truenos constantes. La estación meteorológica más cercana está en la cabecera departamental. Según sus datos, se estima una precipitación anual promedio de 2,198.52 mm.

1.1.5. Población e idioma

Según estimación para el Censo de 1991, el Instituto Nacional de Estadística, afirma que la población es de aproximadamente 32,000 habitantes, con un 95% de habla q'eqchi'. Los diagnósticos comunitarios fueron realizados durante los meses de julio a diciembre del 2000, con la participación de los pobladores de San Juan Chamelco y facilitadores de varias Organizaciones Gubernamentales y No Gubernamentales que laboran en el municipio, estimaron una población de 30,837 habitantes (6,010 viviendas), de los cuales 15,469 son hombres y 15,368 son mujeres.

La aldea Saquijá tiene un total de 461 habitantes (120 viviendas), de los cuales 226 son hombres y 235 son mujeres. La aldea Puhá tiene un total de 408 habitantes (71 viviendas), de los cuales 307 son hombres y 201 son mujeres. La aldea Granadillas tiene un total de 615 habitantes (130 viviendas), de los cuales 277 son hombres y 338 son mujeres.

1.1.6. Suelo y topografía

La cabecera municipal está situada en un valle llamado San Juan, circundado de montañas que adquieren diferentes denominaciones en idioma nativo, según el punto cardinal donde se encuentra. Al norte, la montaña denominada Cam Chaj, en q'eqchi' "pita de pino"; al sur la montaña cuyo nombre es Xucaneb, sin traducción; al oriente la montaña cuyo nombre es Paapá, que significa "agua de papa"; y al poniente la montaña denominada Bencab, cuya traducción significa "encima de la casa"; a mitad del valle corre un río llamado Chió, que significa "en los aguacatales".

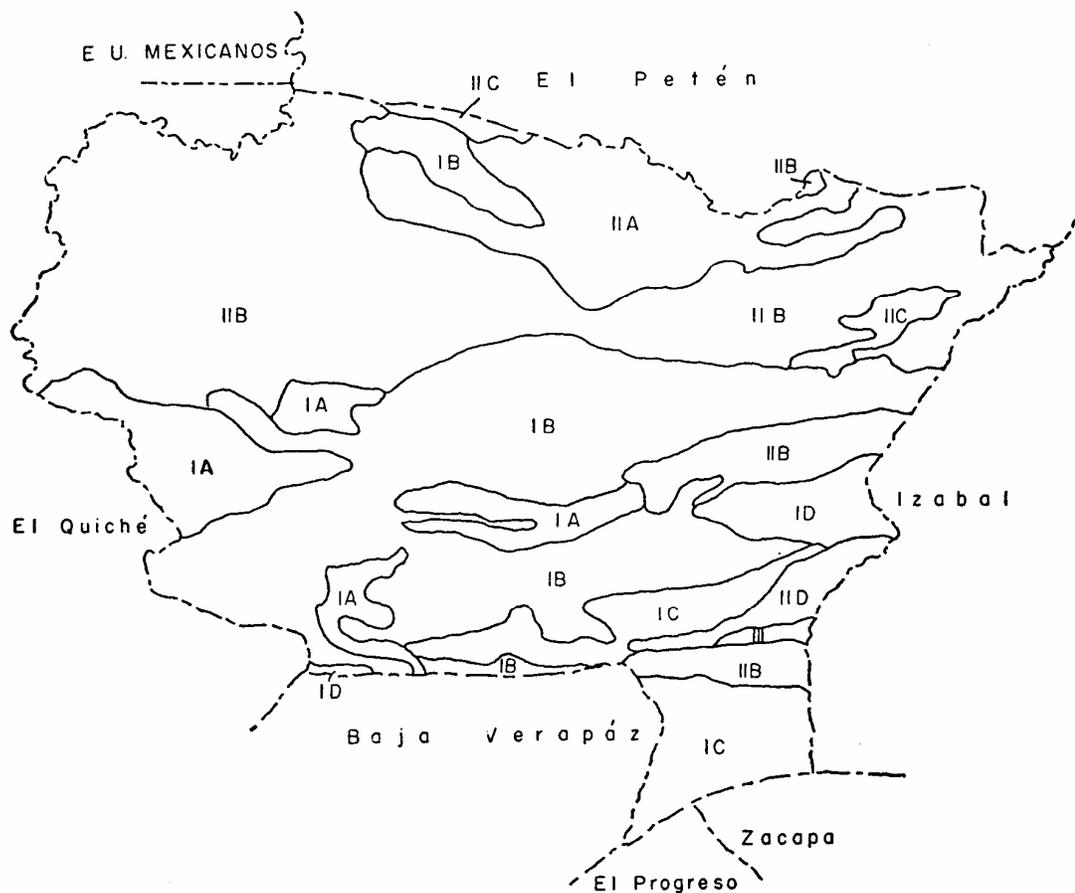
Los suelos de Alta Verapaz han sido clasificados en tres amplios grupos, divididos a su vez en subgrupos según la profundidad, la clase de material madre y el drenaje (ver figura 2):

- I. Suelos de los cerros de caliza
 - A. Suelos profundos, sobre caliza
 - B. Suelos poco profundos, sobre caliza
 - C. Suelos profundos, sobre esquisto y esquisto arcilloso
 - D. Suelos poco profundos, sobre serpentina
- II. Suelos de las tierras bajas de Petén-Caribe
 - A. Suelos profundos, bien drenados
 - B. Suelos poco profundos, bien drenados
 - C. Suelos profundos, mal drenados
 - D. Suelos aluviales
- III. Clases misceláneas de terreno

Los cerros de caliza se caracterizan por las pendientes inclinadas y los suelos poco profundos. Esta sección incluye áreas de rocas no calcáreas, como las de la Sierra de las Minas, aunque estos cerros tienen un componente calcáreo y con áreas grandes de serpentina que parecen haberse originado de caliza.

La agricultura consiste principalmente en la producción del maíz y el frijol para el consumo local, y del café para la exportación, dándosele alguna importancia a la crianza de ganado y cerdos. Gran parte del área, está sin desarrollar, como la región de la Sierra de las Minas, o se usa solamente para el pastoreo.

Figura 2. Mapa del departamento de Alta Verapaz, mostrando la división fisiográfica y la localización de los diferentes grupos de suelos



Fuente. Charley S. Simmons y José Manuel Tarano T. – José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** P. 491.

Los suelos **Chixoy y Tamahú** son poco profundos sobre caliza. Estos son los suelos más extensos de toda la región y constituyen más de la mitad del área de los cerros de caliza. Ocupan pendientes inclinadas a muy inclinadas, donde los afloramientos de roca y los precipicios son comunes.

Casi toda el área se encuentra bajo bosques, pero hay muchas partes que se usan para la producción de maíz. En algunos lugares el suelo no ha sufrido los estragos de la erosión. En muchos otros, donde la presión de la población es intensa, la erosión es seria y los bosques, en vez de regenerarse, han dado paso a los matorrales, maleza y helechos. El café se cultiva con éxito en gran parte del área, demostrando ser el mejor uso racional que se le puede dar a los terrenos de mediana inclinación.

Tabla I. Posición fisiográfica, material madre y característica del perfil del suelo

	Serie	Tamahú
	Símbolo	Tm
	Material madre	Caliza o mármol
	Relieve	Inclinado
	Drenaje interno	Rápido
Suelo Superficial	Color	Café muy oscuro
	Textura y consistencia	Franca a arcillosa; friable
	espesor aproximado	5 cm
Subsuelo	Color	Café oscuro
	Consistencia	Friable
	Textura y consistencia	Franco arcillosa a arcillosa
	espesor aproximado	30 - 40 cm

Fuente. Charley S. Simmons y José Manuel Tarano T. – José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** P. 496.

Tabla II. Características importantes que influyen su uso

Serie	Tamahú
Símbolo	Tm
Declive dominante (por ciento)	50 - 75
Drenaje a través del suelo	Rápido
Capacidad de abastecimiento de humedad	Regular
Capa que limita la penetración de las raíces	Llecho de roca serpentina a 40 cm
Peligro de erosión	Muy alta
Fertilidad natural	Alta
Problemas especiales en el manejo del suelo	Combate de erosión

Fuente. Charley S. Simmons y José Manuel Tarano T. – José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** P. 498.

1.1.7. Vías de acceso

San Juan Chamelco se localiza a ocho kilómetros de la cabecera departamental, Cobán. La carretera entre ambas poblaciones es asfaltada. Las aldeas Saquijá y Purhá se encuentran a dos kilómetros de la cabecera municipal, la vía de acceso entre ellas es de terracería y se encuentra en mal estado. La aldea Granadillas se ubica a 22 kilómetros de la cabecera municipal y la vía de acceso es de terracería. Estas carreteras son transitables en cualquier época del año.

1.1.8. Servicios públicos

El municipio de San Juan Chamelco cuenta con los siguientes servicios públicos:

- | | |
|--|---|
| <input checked="" type="checkbox"/> Agua potable | <input checked="" type="checkbox"/> Alumbrado eléctrico |
| <input checked="" type="checkbox"/> Correos y telégrafos | <input checked="" type="checkbox"/> Área de salubridad |
| <input checked="" type="checkbox"/> Mercados | <input checked="" type="checkbox"/> Biblioteca municipal |
| <input checked="" type="checkbox"/> Escuelas | <input checked="" type="checkbox"/> Transporte de pasajeros |

1.1.9. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura del lugar

La municipalidad de San Juan Chamelco preparó el Plan de Desarrollo Municipal. Este documento representa una nueva dinámica de administración municipal. En el se planifica la inversión en función de la priorización de los problemas y necesidades de la población. Con base en ese Plan, se formula una propuesta de inversión para cada año, y la del año 2003 es la siguiente:

Tabla III. Propuesta de inversión año 2003
Plan de Desarrollo Municipal

NÚMERO	TIPO DE PROYECTO	UBICACIÓN	SECTOR	REGIÓN
01	Apertura de carretera	Aldea Caclaib	Comunicaciones	01
02	Apertura de carretera	Aldea Chicunq	Comunicaciones	01
03	Introducción agua entubada	Sactzicnil	Salud	01
04	Apertura de carretera	Santo Tomás Seapac	Comunicaciones	02
05	Apertura de carretera	Chitepey	Comunicaciones	02
06	Introducción agua entubada	Granadillas	Salud	02
07	Apertura de carretera	Chamisun - Candelaria	Comunicaciones	03
08	Ampliación red de agua entubada	Chamisun	Salud	03
09	Ampliación red de agua entubada	San Bartolomé Secaj	Salud	03
10	Apertura de carretera	Chicacnab-Sacquil	Comunicaciones	04
11	Apertura de carretera	Sacquil-Satolox	Comunicaciones	04
12	Introducción agua entubada	Sebax	Salud	04
Alternativas	Reforestación	Chitixl	Socio productivo	03
Alternativas	Reforestación	Chamisun	Socio productivo	03

I	Pavimentación	Dominga Quim-José Tzub	Comunicaciones	2ª avenida 1ª calle
II	Pavimentación	Mario García-Romelia Cab	Comunicaciones	2ª calle
III	Pavimentación	Valentín Leal-María Cao	Comunicaciones	1ª avenida
IV	Pavimentación	Domingo Tut-Nazareno San Luis	Comunicaciones	2ª calle
V	Pavimentación	Carlos Tot-Puente Chiché	Comunicaciones	0ª avenida
VI	Pavimentación	Isaías Bac-Waldemar Sierra	Comunicaciones	3ª calle
VII	Pavimentación	Félix Chub-Alfonso Botzoc	Comunicaciones	1ª avenida
VIII	Pavimentación	Marino Barrientos-Miguel Cho Si	Comunicaciones	0ª calle “A”
IX	Apertura de carretera	San Miguel Chamil-Chicacnab	Comunicaciones	----- -
X	Construcción de puente	Chiché-Saquijá	Transporte	----- -
XI	Construcción de puente	Aldea Purhá	Transporte	----- -

Fuente. Oficina de Planificación Municipal (jueves 25 de octubre de 2001).

Para el presente trabajo se seleccionaron tres propuestas identificadas con fondo gris, las que se desarrollan a continuación.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de puente vehicular

2.2. Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Antes de la realización de cualquier proyecto, es necesario tomar en cuenta algunos criterios, los cuales se definen a continuación:

1. Recubrimientos: AASHTO 8.22., medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm 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 la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.
3. Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal 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, cada 60 cm.
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, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
5. Se deben seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5. de AASHTO.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta que:

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 asfalto de 5 cm de espesor para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
3. Todos los elementos de acero estructural no embebidos en el concreto del puente, deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos, que deberán dejarse correctamente engrasados.
4. 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 que:

1. Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.
2. Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
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. Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.3. Cálculo de caudales máximos para el diseño de los puentes

El caudal de diseño constituye otro de los aspectos importantes. Se complementa con el estudio topográfico para la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente.

Existen varios métodos para determinar los caudales. Para el presente estudio, tomando en cuenta los datos que se pudieran recabar, se hace uso del método racional.

2.3.1. Método racional

Es un método que permite determinar crecidas analizando datos de frecuencia de lluvias intensas. En este método la precipitación máxima se estima por medio de la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde: Q = Caudal en m³/s
C = Coeficiente de escorrentía
I = Intensidad de lluvia en mm/hora
A = Área de la cuenca en ha (hectáreas)

2.3.1.1. Cálculo de áreas tributarias

El cálculo de las áreas tributarias para la cuenca del río en estudio se obtuvo planimetrando el mapa cartográfico 1:50,000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN) (ver figura 48 en apéndice).

El equipo empleado para efectuar los cálculos es el siguiente:

1 planímetro polar

1 hoja del I.G.N., con referencia E754X21623, cuya escala es de 1:50,000

De los cálculos efectuados se obtuvieron los siguientes resultados:

- a) Área tributaria para determinar el caudal máximo que será empleado para el diseño del puente en Saquijá:

$$At = 187.22 \text{ hectáreas}$$

- b) Área tributaria para determinar el caudal máximo que será empleado para el diseño del puente en Purhá:

$$At = 435.46 \text{ hectáreas}$$

2.3.1.2. Dato de intensidad de lluvia

Este fue obtenido del INSIVUMEH, para la estación Cobán, por ser la más cercana. La precipitación máxima en 24 horas se presentó, en el año de 1998, el 8 de julio, dando un total de:

$$I = 101.80 \text{ mm de agua en 24 horas}$$

2.3.1.3. Cálculo de caudales máximos

a) Cálculo del caudal para determinar el diseño del puente en Saquijá:

Datos: Área tributaria = 187.22 hectáreas
Intensidad de lluvia = 101.80 mm de agua en 24 horas
Coeficiente de escorrentía = 0.09 que corresponde a área boscosa

$$\text{Cálculo: } Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.09 * 101.80 * 187.22}{360} = 4.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Cálculo del caudal para determinar el diseño del puente en Purhá:

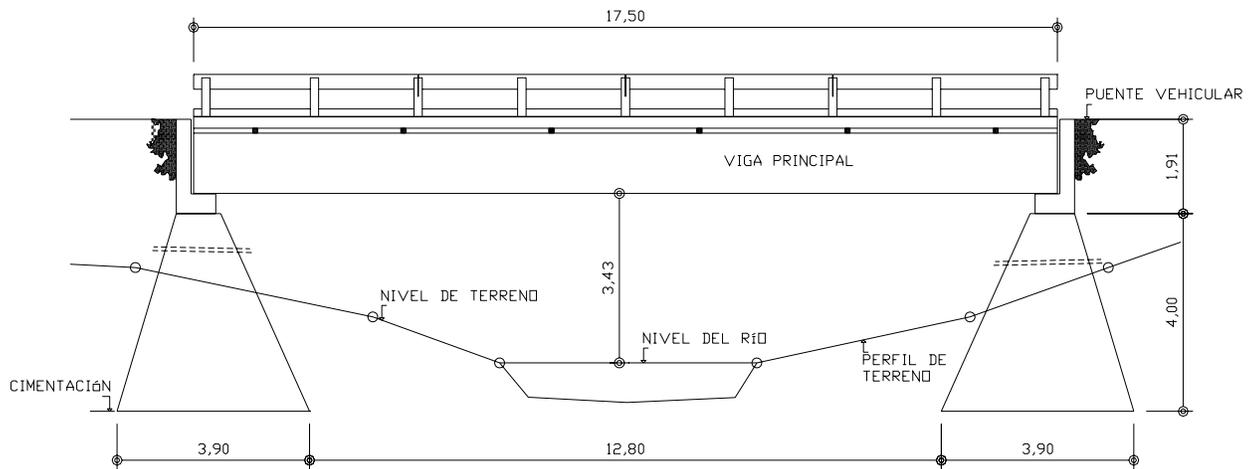
Datos: Área tributaria = 435.46 hectáreas
Intensidad de lluvia = 101.80 mm de agua en 24 horas
Coeficiente de escorrentía = 0.09 que corresponde a área boscosa

$$\text{Cálculo: } Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.09 * 101.80 * 435.46}{360} = 11.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal calculado servirá para determinar las alturas mínimas de los puentes y áreas de descargas, pues se sabrá la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos, a fin de definir los aspectos geométricos (ver figura 3) y los materiales para la construcción de la subestructura.

Considerando criterios conservadores se determinó una altura de 3.43 m y de 2.59 m entre las vigas principales y nivel del río, obteniendo como velocidades máximas las siguientes: para el puente de Saquijá 0.08 m/s y para el puente de Purhá 0.32 m/s.

Figura 3. Geometría del puente en Saquijá



2.4. Levantamiento topográfico

Constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de puentes, ya que proporciona datos necesarios para la determinación de la geometría de las partes constitutivas del puente. Para el levantamiento topográfico se utilizó el método taquimétrico, obteniendo los resultados en los planos que se presenta en el apéndice.

Equipo utilizado:

- 1 Teodolito marca WILD HEERBRUGG
- 1 Cinta métrica de 100m/330ft STANLEY
- 1 Estadal de 4.00 m
- 1 GARMIN GPS 45
- 1 Altimetro marca LIETZ

2.5. Evaluación de la calidad del suelo

Para determinar la calidad del suelo se realizó observación directa, cerca de los muros de contención existentes y se observaron las partes descubiertas (ver figura 51 en apéndice). Se llegó a la conclusión de que el suelo es de limo arcilloso y se presume un valor soporte de 20,000 kg/cm².

2.6. Diseño del puente vehicular para la aldea Saquijá

2.6.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en un puente de dos vías, de aproximadamente 17.50 ml y un ancho de rodadura de 7.10 m, compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y barandales de protección.

Actualmente presta servicios en este lugar un puente que fue construido durante el gobierno del general Jorge Ubico (14 de febrero 1931 - 1º julio 1944). A la fecha ya sobrepasó su vida útil y se encuentra en mal estado debido a la falta de mantenimiento. Además es considerado un patrimonio cultural.

El diseño de los elementos estructurales se basa en las normas AASHTO y del ACI para los elementos de concreto, utilizando la teoría de esfuerzo último.

2.6.2. Datos para el diseño

Luz libre	= 16.60 m
Luz eficaz	= 17.50 m
Ancho útil	= 7.10 m
Ancho total	= 8.40 m
Esfuerzo máximo del concreto $f'c$ (3,000 PSI) ^(a)	= 210 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero Fy (40,000 PSI) ^(a)	= 2,810 kg/cm ²
Peso concreto ciclópeo Wcc	= 2,700 kg/m ³
Peso concreto armado Wc	= 2,400 kg/m ³
Peso del asfalto Wa	= 2,100 kg/m ³
Peso del suelo Ws ^(b)	= 1,700 kg/m ³
Capacidad soporte del suelo Vs ^(b)	= 20,000 kg/m ²
Profundidad de cimentación desde la rasante H ^(b)	= 5.91 m
Sobrecarga	= HS 20-44

(a) Esfuerzo a compresión a los 28 días.

(b) Estudio de suelos.

Para el diseño de las vigas principales se utilizará esfuerzo máximo del concreto $f'c$ de 281 kg/cm² (4,000 PSI) y un esfuerzo de fluencia del acero Fy de 4,200 kg/cm² (60,000 PSI).

2.6.3. Diseño de la superestructura

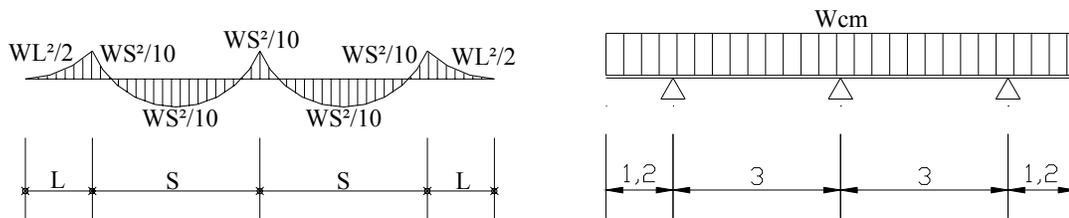
2.6.3.1. Diseño de la losa

2.6.3.1.1. Cálculo de momentos

2.6.3.1.1.1. Momento debido a peso muerto

Para las losas deberá calcularse un momento máximo negativo y uno positivo, perpendicular a las vigas principales, de la siguiente forma:

Figura 4. Modelo matemático de dos tramos con voladizo



La AASHTO recomienda que el espesor de losa no debe ser menor de 6 pulgadas. Para este diseño se utilizará un peralte de losa de 18 cm.

Determinando la cargas muertas por causa del concreto u otras cargas, tenemos:

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

$$W_{asfalto} = W_a * t_a * b = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} = 105.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandales} = \text{dependiendo del fabricante} = 9.52 \text{ kg/m}$$

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

Para el cálculo de momentos se utilizará la siguiente fórmula:

$$M_{cm} = WS^2/10 \text{ ó } WL^2/2$$

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

$$M_{cm} = W_{cm} * L^2 / 2 = (546.52 \text{ kg/m}) (1.20 \text{ m})^2 / 2 = 393.49 \text{ kg-m}$$

tomando el mayor

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

2.6.3.1.1.2. Momento debido a sobrecarga

2.6.3.1.1.2.1. Cargas vivas en el sentido transversal

Para lograr la combinación crítica, se puede realizar una infinidad de pruebas, pero AASHTO simplifica el caso por medio de la tabla 3.23.1. En ella se recomiendan diferentes distribuciones de carga en función de la separación de vigas, el material de construcción, los carriles del puente y la posición de la viga.

La fórmula más usual (AASHTO 3.24.3.1.) es:

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

$$P = \text{carga del camión del eje más pesado en libras}$$

$$= 16,000 \text{ \#}$$

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

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

2.6.3.1.1.2.2. Factor de impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas los puentes por los camiones, no se efectúa de manera suave y gradual, sino violenta. Ello produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura. Por esta razón se deben tomar en cuenta las cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan como una fracción de la carga viva, la cual incrementa en un porcentaje que, según AASHTO 1.2.12., se calcula así:

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

Así mismo, la AASHTO considera que no es necesario usar un porcentaje de impacto mayor que el 30%, independiente del valor dado por la fórmula.

De manera que $I \leq 0.30$

$$I = 50 / (8.20^2 + 125) = 0.375 > 0.30$$

Por lo tanto, tomar $I = 0.30$

2.6.3.1.1.3. Cargas últimas

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

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

2.6.3.1.2. Comprobación de peralte del diseño de losa

Con base en el momento máximo actuante en la losa, se emplea con la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * \rho * F_y * b (1 - 0.59 * \rho * F_y / f_c)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{222,826.00}{0.9 * 0.0277 * 2,810 * 100 (1 - 0.59 * 0.0277 * 2,810 / 210)}}$$

$$d = 6.38 \text{ cm} < d_{\text{eficaz}} \quad \text{utilizar: } d = 18 - 2.50 = 15.50 \text{ cm}$$

Como el peralte mínimo calculado es menor al canto eficaz, se comprueba que el espesor de losa de 18 cm cumple con los requerimientos de diseño.

2.6.3.1.3. Cálculo del refuerzo

2.6.3.1.3.1. Para refuerzo transversal en la cama inferior

Se usarán las fórmulas y los datos siguientes:

$$\rho_{\min} = 14.1 / F_y \quad A_{S_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_{\text{bal}} \quad \rho_{\text{bal}} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f_c / F_y) \quad A_{S_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_s = [d \pm \sqrt{(d^2 - 2 * M_u / \phi * \beta_1 * f_c * b)}] / (F_y / \beta_1 * f_c * b)$$

Donde: $M_u = 222,826 \text{ kg-cm}$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $d = 15.5 \text{ cm}$ $\phi = 0.90$ $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$ $\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c < \text{ó igual a } 4,000 \text{ PSI}$

Al determinar el refuerzo, es necesario que sea mayor o igual que el refuerzo mínimo. Resolviendo la ecuación y calculando las cuantías de acero se determina:

$$\rho_{\min} = 14.1/F_y = 14.1/2,810 = 0.00502$$

$$A_{S\min} = \rho_{\min} * b * d = 0.005 * 100 * 15.50 = 7.78 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{bal}} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y) = 0.03734$$

$$= 0.85^2 [0.003 / ((2,810 / 2.10E+06) + 0.003)] * (210 / 2,810)$$

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_{\text{bal}} = 0.5 * 0.03734 = 0.01867$$

$$A_{S\max} = \rho_{\max} * b * d = 0.01867 * 100 * 15.50 = 28.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [d \pm \sqrt{(d^2 - 2 * M_u / \phi * \beta_1 * f'_c * b)}] / (F_y / \beta_1 * f'_c * b) = \{ 15.50 - \sqrt{[15.50^2 - (2 * 222,826) / (0.90 * 0.85 * 210 * 100)]} \} / [2,810 / (0.85 * 210 * 100)]$$

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

$$A_{S\min} < A_s < A_{S\max}$$

$$A_{S\min} = 7.78 \text{ cm}^2 > A_s = 5.86 \text{ cm}^2 < A_{S\max} = 28.94 \text{ cm}^2$$

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

Este cálculo equivale a distribuir una varilla No.4 a cada 15.00 cm como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.1.3.2. Refuerzo transversal de la cama superior

Se calcula solamente por temperatura:

$$A_{S\text{temp}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Este cálculo equivale a distribuir una varilla No.4 a cada 30.00 cm como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.1.3.3. Refuerzo longitudinal (AASHTO 3.24.10.2.)

Se deberá calcular con la siguiente fórmula:

$$\text{Factor longitudinal} = FL = 2.20/\sqrt{S} \quad \text{Donde: } FL \leq 0.67$$

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

El factor longitudinal (FL) se deberá multiplicar por el acero transversal calculado para obtener el acero longitudinal.

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

$$A_{SL} = FL * A_s = 0.67 * 7.78 \text{ cm}^2 = 5.21 \text{ cm}^2$$

Esto equivale a distribuir una varilla No.4 a cada 20.00 cm (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.2. Diseño de acera (banqueta)

2.6.3.2.1. Cálculo de momentos

2.6.3.2.1.1. Carga muerta

Determinando la cargas muertas por causa del concreto, tenemos:

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

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

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

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

2.6.3.2.1.2. Carga viva

De acuerdo con las especificaciones AASHTO 3.14.1.1., la banqueta debe diseñarse para soportar una carga viva de 85 #/pie² (415.02 kg/m²). Como la viga asumida tendrá un metro de ancho, la carga por unidad de anchura es:

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

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

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

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

2.6.3.2.1.3. Carga total

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

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

2.6.3.2.1.4. Momento actuante

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

2.6.3.2.2. Cálculo de refuerzo

2.6.3.2.2.1. Refuerzo transversal de la cama inferior

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

Al resolver la ecuación y calcular las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 2.6.3.1.3.1., tenemos:

$$A_{Smin} < A_s < A_{Smax}$$

$$A_{Smin} = 6.27 \text{ cm}^2 > A_s = 1.32 \text{ cm}^2 < A_{Smax} = 23.34 \text{ cm}^2$$

Como A_s es menor que A_{Smin} , se utilizará A_{Smin} , que es equivalente a distribuir entre postes varilla No.4 a cada 20.00 cm como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.2.2.2. Refuerzo transversal de la cama superior

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

Equivale a distribuir varilla No.3 a cada 20.00 cm como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.2.2.3. Refuerzo longitudinal

El factor longitudinal (FL) se deberá multiplicar por el acero transversal calculado para obtener el acero longitudinal:

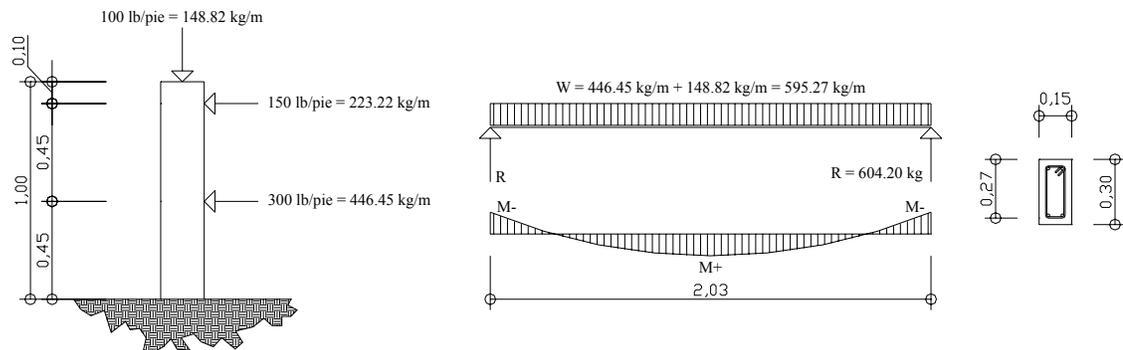
$$A_s = 67\% * A_{STransversal} = 67\% * 6.27 \text{ cm}^2 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Equivale a distribuir varilla No.3 a cada 15.00 cm como espaciamiento máximo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.3. Diseño de barandal (postes y pasamanos)

Según especificaciones AASHTO 2.7.1., los postes y pasamanos se diseñan con las cargas siguientes:

Figura 5. Esquema de postes y pasamanos



a. Cargas de diseño b. Diagrama de cargas y momentos c. Sección de pasamanos

2.6.3.3.1. Pasamanos

Se diseña como viga continua con dimensiones de 0.15x0.30 m y se tomará la carga mayor, o sea, 300 #/pie = 447.27 kg/m.

Procediendo al cálculo de los momentos positivos y negativos, con la siguiente fórmula:

$$M+ = W * L^2 / 24 = (595.27 \text{ kg/m}) (2.03 \text{ m})^2 / 24 = 102.21 \text{ kg-m}$$

$$M- = W * L^2 / 12 = (595.27 \text{ kg/m}) (2.03 \text{ m})^2 / 12 = 204.42 \text{ kg-m}$$

Resolviendo la ecuación y calculando las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 2.6.3.1.3.1., tenemos:

Donde: $M^+ = 10,221.00 \text{ kg-cm}$ $\emptyset = 0.90$ $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$
 $M^- = 20,442.00 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
 $d = 27.00 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\rho_{\min} = 0.00502$ $\rho_{\text{bal}} = 0.03734$ $\rho_{\max} = 0.01867$ $A_{S\min} < A_{S\pm} < A_{S\max}$

$A_{S\min} = 2.03 \text{ cm}^2 > A_{S^+} = 0.15 \text{ cm}^2 < A_{S\max} = 7.56 \text{ cm}^2$
 $A_{S^-} = 0.30 \text{ cm}^2$

Como $A_{S\min}$ es mayor que al A_s , tomar $A_{S\min} = 2.03 \text{ cm}^2$

Corte actuante < Corte que resiste la sección

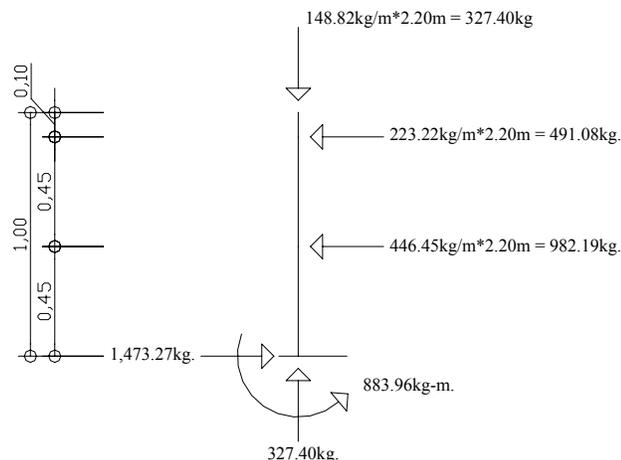
$V_a = 604.20 \text{ kg} < V_{uc} = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (15.0) (27.0) = 2,643.99 \text{ kg}$
Espaciamiento mínimo = $d/2 = 13.50 \text{ cm}$

El refuerzo equivalente será de 4 varillas No.4 corridos más estribos No.2 a cada 0.135 m (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.3.2. Postes

Se colocarán postes de concreto con dimensiones de 0.17x0.225 m a cada 2.20 m. Se diseñarán a flexo compresión, es decir, una carga axial + un momento. Las cargas actuantes se analizan de la siguiente manera:

Figura 6. Diseño de miembros verticales en barandal



Se chequea su esbeltez: $E_s = K(Lu)/r$ $r = 0.3(b)$ $b < h$
 Donde: $K = 1$ $Lu = 0.78$ m $b = 0.17$ m

$$E_s = (1)(0.78)/(0.3)(0.17) = 15.29 < 21 \leftarrow \text{Columnas cortas}$$

Para la sección de los postes de 0.17x0.225 m, se propone usar 4 varillas No.4 = 5.0672 cm².

Datos: $d = 19.50$ cm $F_y = 2,810$ kg/cm² $\phi_c = 0.70$ $\beta_1 = 0.85$
 $b = 17$ cm $f_c = 210$ kg/cm² $\phi = 0.90$
 Área gruesa = $A_g = 17 * 22.5 = 382.50$ cm²

$$\text{Compresión pura} = P1 = \phi_c [A_s * F_y + 0.85 * f_c * A_g]$$

$$= 0.7 [5.0672 * 2,810 + 0.85 * 210 * 382.50] = 57,760.56 \text{ kg}$$

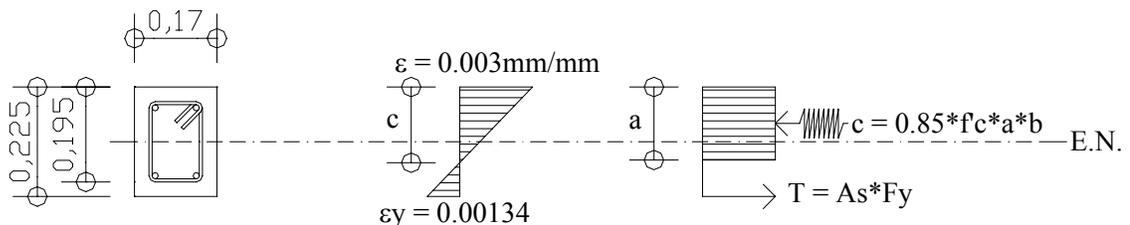
$$\text{Compresión pura} = P2 = M = \phi [A_s * F_y * (d - A_s * F_y / 2 * \beta * f_c * b)]$$

$$= 0.9 [5.0672 * 2,810 (19.5 - 5.0672 * 2,810 / 1.7 * 210 * 17)]$$

$$= 219,825.61 \text{ kg-cm} = 2,198.26 \text{ kg-m}$$

Por el análisis del diagrama de falla balanceada se determinan los siguientes datos:

Figura 7. Diagrama de falla balanceada



Donde: $b = 17$ cm $h = 22.5$ cm $\phi_c = 0.70$ $f_c = 210$ kg/cm²
 $\phi = 0.90$ $d = 19.5$ cm $\epsilon_s = 2.10E+06$ kg/cm² $F_y = 2,810$ kg/cm²

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

Por relación de triángulos, se determina el valor de c_1 :

$$\left. \frac{0.00134 + 0.003}{19.50 \text{ cm}} = \frac{0.003}{c_1} \right\} c_1 = 13.49 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * c_1 = 0.85 * 13.49 \text{ cm} = 11.46 \text{ cm}$$

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

$$c = 0.85 (210) (11.46) (17) = 34,775.37 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad P_{ext} = P_{int}$$

$$P_b = 34,775.37 - 7,119.42 = 27,655.95 \text{ kg}$$

$$P_3 = P_{bn} = \phi_c * P_b = 0.70 * 27,655.95 = 19,359.17 \text{ kg}$$

$$\Sigma M = 0 \quad M_{ext} = M_{int}$$

$$M_b = 34,775.37 (0.1125 - 0.1146 / 2) + 7,119.42 (0.1125 - 0.03)$$

$$= 2,506.95 \text{ kg-m}$$

$$P_3 = M_{bn} = \phi * M_b = 0.90 * 2,506.95 = 2,256.26 \text{ kg-m}$$

En conclusión: $P_3 > P_2$ y $P_1 > P_3$, la sección va de acuerdo con el refuerzo propuesto. El refuerzo equivalente distribuido será el refuerzo de 4 varillas No.4 más estribos No.2 a cada 0.18 m (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.4. Diseño de vigas

El espaciamiento entre vigas queda a criterio del diseñador. Una práctica muy usual es espaciar a 10 ó 12 pies. La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones, se recomienda que el peralte no sea menor que $L/16$. La base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5 para no chequear alabeo, en el entendido de que las secciones rectangulares y en forma de I son las más idóneas para trabajar a flexión.

De lo anterior, se establecieron las dimensiones de las vigas utilizadas, así: base de 0.50 m y peralte de 1.50 m.

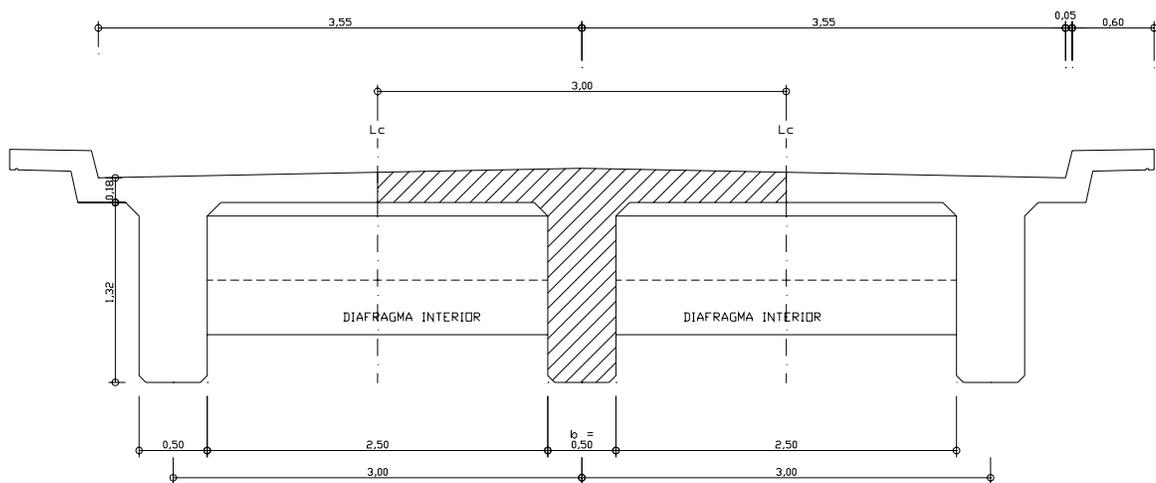
2.6.3.4.1. Viga intermedia

2.6.3.4.1.1. Momento por carga muerta

2.6.3.4.1.1.1. Momento debido al peso propio

Para obtener el momento máximo debido a sobrecarga, se determina la posición de las cargas que producen momentos máximos, siendo la posición la siguiente:

Figura 8. Sección transversal de losa y viga



$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 3.00 \text{ m} = 1,296.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 3.00 \text{ m} = 315.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ m} * 1.32 \text{ m} = \underline{1,584.00 \text{ kg/m}}$$

$$W_{\text{pp}} = 3,195.00 \text{ kg/m}$$

El momento debido a peso propio como viga simplemente soportada se calcula con la siguiente fórmula:

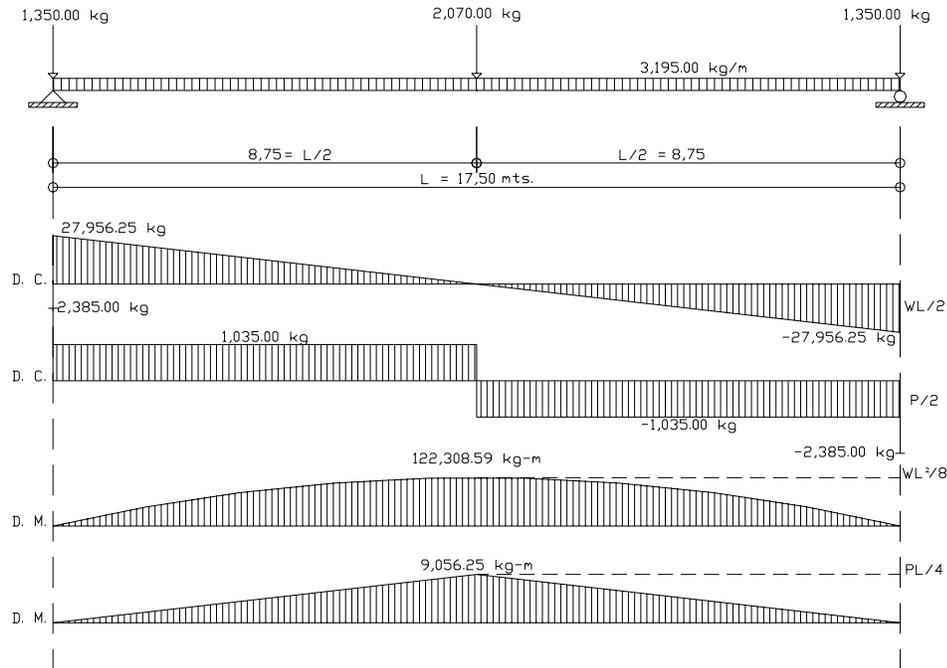
$$M = WL^2/8$$

$$M_{\text{pp(máximo)}} = (3,195.00 \text{ kg/m})(17.5 \text{ m})^2/8 = 122,308.59 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{pp(3m del apoyo)}} = 122,308.59 - (3,195.00)(11.5 \text{ m})^2/8 = 69,491.25 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.1.1.2. Momento debido al peso de diafragma interno

Figura 9. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido al peso de diafragma



$$Pdi' = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 1.15 \text{ m}) * 2.50 \text{ m} = 2,070.00 \text{ kg}$$

$$Pde' = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.75 \text{ m}) * 2.50 \text{ m} = 1,350.00 \text{ kg}$$

El momento debido a la carga del diafragma interno como viga simplemente soportada se calcula con la siguiente fórmula:

$$M = PL/4$$

$$M_{pd(\text{máximo})} = (2,070.00 \text{ kg/m})(17.5 \text{ m}) / 4 = 9,056.25 \text{ kg-m}$$

$$M_{pd(3\text{m del apoyo})} = 9,056.25 - (2,070.00)(11.5 \text{ m}) / 4 = 3,105.00 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.1.1.3. Momento total

$$M_{CM(\text{máximo})} = 122,308.59 \text{ kg-m} + 9,056.25 \text{ kg-m} = 131,364.84 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM(3\text{m del apoyo})} = 69,491.25 \text{ kg-m} + 3,105.00 \text{ kg-m} = 72,596.25 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.1.2. Momento por carga viva

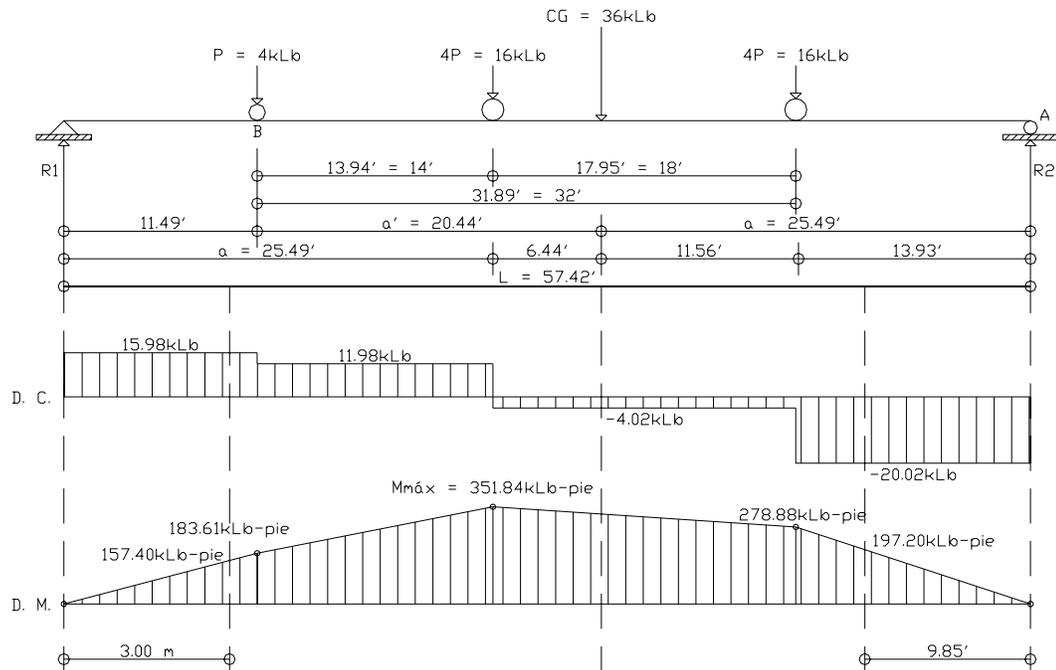
El análisis estructural consistirá en que la carga que afecte se encuentre en movimiento, lo que significa que cambia de posición a cada instante. Por eso es difícil determinar las condiciones realmente críticas.

Para vigas simples de luces cortas en donde no cabe más de un camión, no se complica la determinación de las condiciones críticas, de modo que:

- ⊕ El corte máximo por carga viva sentido longitudinal, ocurre sobre el apoyo cuando la carga mayor se encuentre sobre él.
- ⊕ El momento máximo por carga viva móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Todo lo anteriormente descrito es la simplificación máxima de lo que se conoce como el método de líneas de influencia para cortes, momentos y reacciones.

Figura 10. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva



Para obtener el momento máximo debido a sobrecarga (puesto que la separación entre vigas $S = 2.50 \text{ m} > 1.83 \text{ m} = 6'$, por el espaciamiento entre llantas de seis pies), se determina la posición de las cargas que producen momento máximo, siendo la posición siguiente (ver figura 10):

Para hallar "a", calcular el momento en el punto "B":

$$\begin{aligned} \sum M_B &= 16.00 \text{ klb} * 14' + 16.00 \text{ klb} * 32' - 36.00 \text{ klb} * a' = 0 \\ a' &= 20.44' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 * a + 6.44' &= 57.42' \\ a &= 25.49' \end{aligned}$$

Para hallar "R1", calcular el momento en el punto "A":

$$\begin{aligned} \sum M_A &= 57.42' R1 - 36.00 \text{ klb} * 25.49' = 0 \\ R1 &= 15.98 \text{ klb} \end{aligned}$$

Para hallar "Mmax", calcular el momento en el punto, aplicado por la carga central:

$$\begin{aligned} \sum M_{\text{máx}} &= 16.00 \text{ klb} * 25.49' - 4.00 \text{ klb} * 14' = 351.84 \text{ klb-pie} \\ M_{\text{CV(máx)}} &= 48,643.62 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Para obtener el momento debido a sobrecarga a 3.00 m (9.85') del apoyo, tenemos:

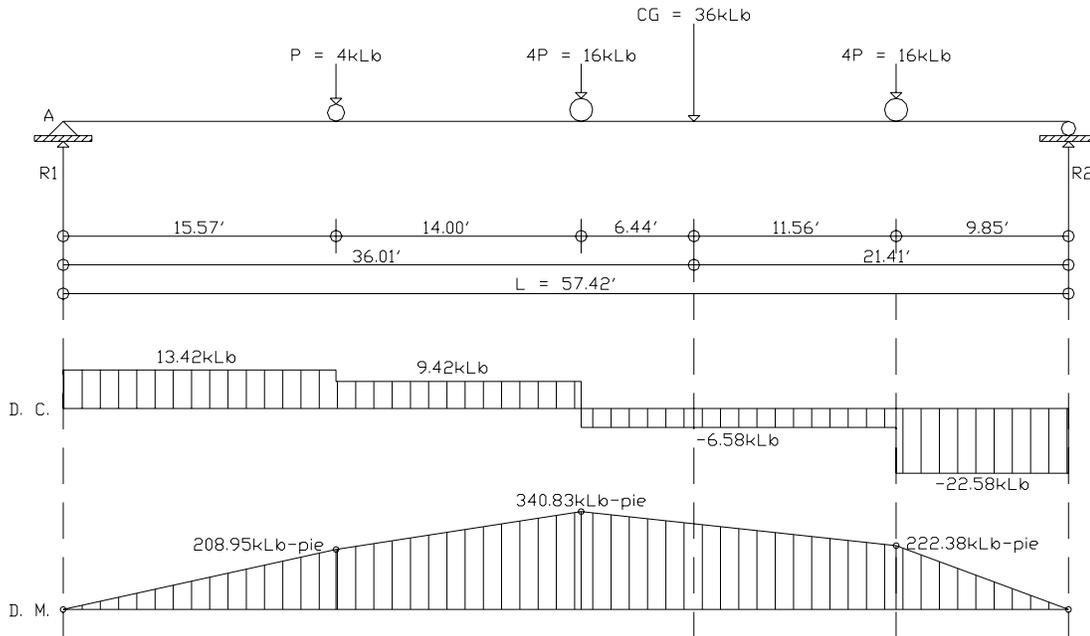
Para hallar "R2", calcular el momento en el punto "A":

$$\begin{aligned} \sum M_A &= - 57.42' R2 + 36.00 \text{ klb} * 36.01' = 0 \\ R2 &= 22.58 \text{ klb} \end{aligned}$$

Para hallar "M_{CV(3m del apoyo)}", calcular el momento en el punto, aplicado a una distancia de 3.00 m del apoyo:

$$\begin{aligned} \sum M_{(3\text{m del apoyo})} &= 22.58 \text{ klb} * 9.85' = 222.38 \text{ klb-pie} \\ M_{\text{CV}(3\text{m del apoyo})} &= 30,745.34 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Figura 11. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva a 3.00 m del apoyo



2.6.3.4.1.3. Factor de impacto

Factor de impacto:
$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{17.50 + 38} = 0.27 < 0.30$$

Como el factor de impacto calculado es menor que 0.30, el factor de impacto será 1.27.

2.6.3.4.1.4. Factor de distribución para viga interna (centro de los carriles)

El factor de distribución FD se interpreta de la siguiente manera: es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga (AASHTO 3:23.1.).

Para hallar "R", calcular el momento en el punto de apoyo exterior:

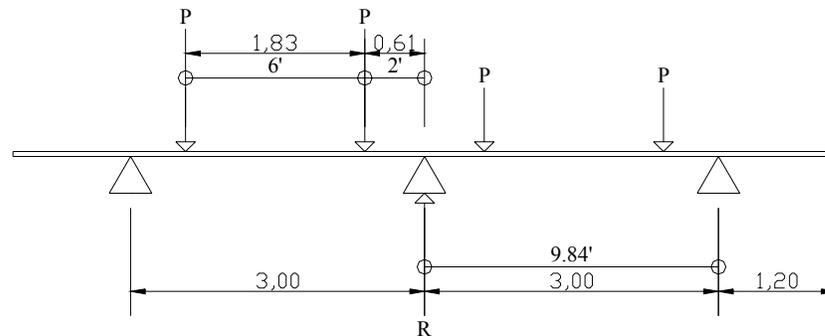
$$\sum M_Lc = R * 9.84' - P * 7.84' - P * 1.84' = 0$$

$$R = 0.98 P \quad \text{Para una pista, como es doble se multiplica por dos}$$

$$FD = 0.98 * 2 = 1.96$$

Entonces, el $FD_{interna} = 1.96\%$. Esto sucede cuando un trailer coloca una llanta a una distancia de 2' del eje o línea central.

Figura 12. Diagrama de carga para viga interior, debido a carga viva en sentido transversal



2.6.3.4.1.5. Momento total actuante en la viga

El momento último se calculará de la siguiente manera:

$$M_u = 1.3(M_{CM} + 5/3(M_{cv} * I * FD))$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 1.3 [131,364.84 + 5 (48,643.62 * 1.27 * 1.96) / 3]$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 433,122.31 \text{ kg-m}$$

$$M_{u(3m \text{ del apoyo})} = 1.3 [72,596.25 + 5 (30,745.34 * 1.27 * 1.96) / 3]$$

$$M_{u(3m \text{ del apoyo})} = 260,192.94 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.1.6. Cálculo de refuerzo

En el cálculo del refuerzo de vigas, se utilizará un esfuerzo máximo del concreto de 281 kg/cm² (4,000 PSI) y un esfuerzo de fluencia del acero de 4,200 kg/cm² (60,000 PSI).

2.6.3.4.1.6.1. Refuerzo en el centro de la viga

Al resolver la ecuación y calcular las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 2.6.3.1.3.1., tenemos:

Datos: $M_{\text{diseño}} = 43,312,231 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 143 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$\emptyset = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

$\rho_{\text{min}} = 0.003$

$\rho_{\text{bal}} = 0.029$

$\rho_{\text{max}} = 0.0145$

$A_{S_{\text{min}}} = 24.00 \text{ cm}^2$

$A_{S_{\text{max}}} = 103.7 \text{ cm}^2$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s+} = [d \pm \sqrt{(d^2 - 2 * \mu / \phi * \beta_1 * f_c * b)}] / (F_y / \beta_1 * f_c * b) = \{ 143 - \sqrt{[143^2 - (2 * 43,312,231) / (0.90 * 0.85 * 281 * 50)]} \} [4,200 / (0.85 * 281 * 50)]$$

$$A_{s+} = 90.11 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 12 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

Cálculo del refuerzo a compresión:

Se refuerza por sismo que es el 33% A_{s+} , si no pide a compresión colocamos A_{smin} :

$$A_{scomp} = 33 \% * 90.11 \text{ cm}^2 = 29.74 \text{ cm}^2$$

Utilizar A_{scomp} , ya que es mayor que el A_{smin} . El refuerzo equivalente distribuido a compresión es de 4 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.4.1.6.2. Refuerzo a 3.00 m del apoyo

Al resolver la ecuación y calcular las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 2.6.3.1.3.1., tenemos:

$$\text{Datos: } M_{\text{diseño}} = 26,019,294 \text{ kg-cm} \quad \beta_1 = 0.85 \quad F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 143 \text{ cm} \quad f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90 \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = 0.003 \quad \rho_{\text{bal}} = 0.029 \quad \rho_{\max} = 0.0145$$

$$A_{s\min} = 24.00 \text{ cm}^2 \quad A_{s\max} = 103.7 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{S(3\text{m del apoyo})} = [d \pm \sqrt{(d^2 - 2 * \mu / \phi * \beta_1 * f_c * b)}] / (F_y / \beta_1 * f_c * b) = 51.38 \text{ cm}^2$$

$$= \{ 143 - \sqrt{[143^2 - (2 * 26,019,294) / (0.90 * 0.85 * 281 * 50)]} \} [4,200 / (0.85 * 281 * 50)]$$

$$50 \% * A_{s+} = 50 \% * 90.11 \text{ cm}^2 = 45.06 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{S(3\text{m del apoyo})}$, ya que es mayor a 50% A_{s+} . El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 7 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.4.1.6.3. Refuerzo adicional

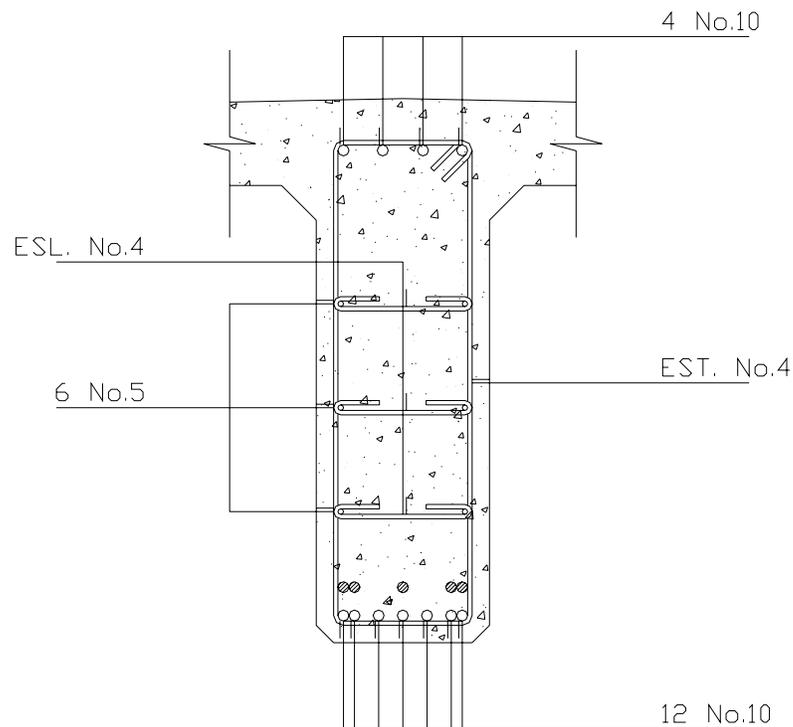
Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg² por pie de alto (5.29 cm² por metro de alto, en el sistema internacional).

Cálculo del refuerzo adicional:

$$Ra = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * h = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 1.50 \text{ m} = 7.94 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 6 varillas No.5.

Figura 13. Esquema de armado de viga interior

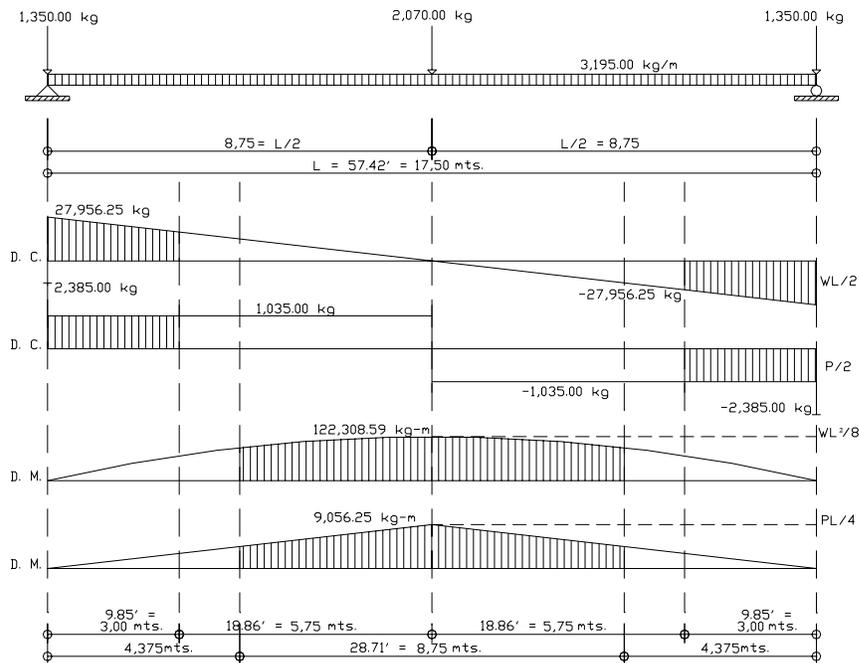


2.6.3.4.1.7. Cálculo de esfuerzos cortantes

Para el cálculo de refuerzo por corte, es necesario calcular el esfuerzo cortante total actuante en la viga, compuesta por el esfuerzo cortante debido a su peso muerto, el esfuerzo cortante debido a sobrecarga y el esfuerzo cortante debido a impacto.

2.6.3.4.1.7.1. Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

Figura 14. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga muerta



El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la fórmula clásica:

$$V_{CM} = W * L / 2 \quad \text{Y si hubiere cargas concentradas: } \Sigma P / 2$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo:

$$V_{CM(max)} = 3,195.00 * 17.5 / 2 + (2,070 + 2 * 1,350) / 2 = 30,341.25 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante a 3.00 m del apoyo:

$$V_{CM(3m \text{ del apoyo})} = 3,195.00 * 11.5 / 2 + (2,070) / 2 = 19,406.25 \text{ kg}$$

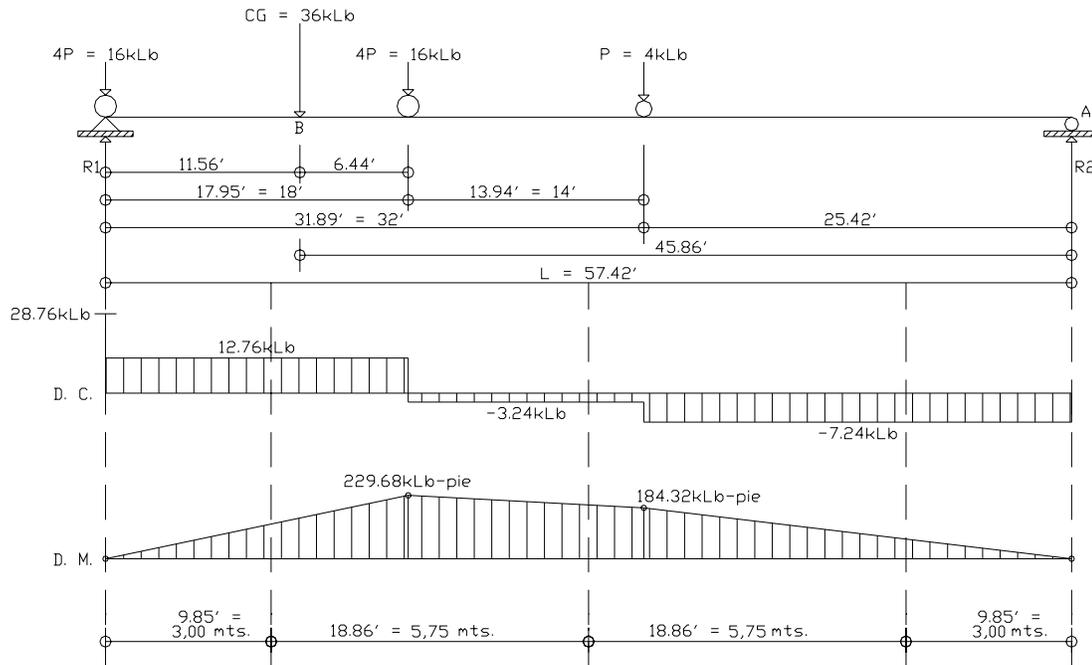
Cálculo del esfuerzo cortante al centro de la viga:

$$V_{CM(8.75m \text{ del apoyo})} = 3,195.00 * 0.0 / 2 + (0.0) / 2 = 0.00 \text{ kg}$$

2.6.3.4.1.7.2. Esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante debido a sobrecarga se calcula sacando la reacción de la siguiente posición de cargas:

Figura 15. Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a sobrecarga



Para hallar "R1" (esfuerzo cortante máximo), calcular el momento en el punto "A":

$$\curvearrowright + \sum M_A = 0$$

$$57.42' \cdot R1 - 16.00 \text{ klb} (57.42' + 39.42') - 4.00 \text{ klb} \cdot 25.42' = 0$$

$$V_{CV(\max)} = R1 = 28.76 \text{ klb} = 13,043.11 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada a una distancia de 3.00 m del apoyo:

$$V_{CV(3\text{m del apoyo})} = [16.0 \text{ klb} (47.57' + 29.57') + 4.00 \text{ klb} \cdot 15.57'] / 57.42' \\ = 22.58 \text{ klb} = 10,241.93 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada al centro de la viga:

$$V_{CV(8.75\text{m del apoyo})} = [16.0 \text{ klb} (28.71' + 10.71') + 4.00 \text{ klb} \cdot 0'] / 57.42' \\ = 10.98 \text{ klb} = 4,982.41 \text{ kg}$$

2.6.3.4.1.7.3. Factor de impacto

Calculado en el inciso 2.6.3.4.1.3., tenemos que el factor de impacto será 1.27.

2.6.3.4.1.7.4. Esfuerzos cortantes totales

El esfuerzo cortante último se calculará de la siguiente manera:

$$V_u = 1.3(V_{CM} + 5/3(V_{CV} * I))$$

Cálculo de esfuerzo cortante último:

$$V_{u(\text{max diseño})} = 1.3 (30,341.25 + 5 / 3 (13,043.11 * 1.27)) = 75,333.92 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada a una distancia de 3.00 m del apoyo:

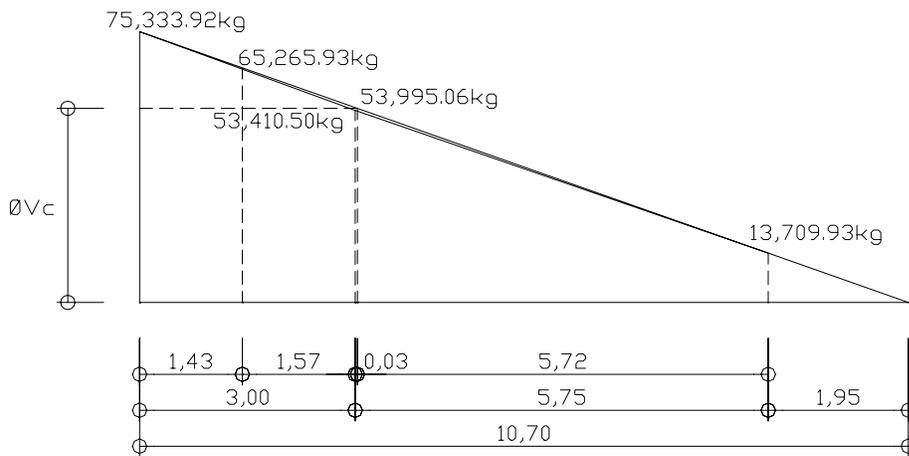
$$V_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3 (19,406.25 + 5 / 3 (10,241.93 * 1.27)) = 53,410.50 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicada al centro de la viga:

$$V_{u(8.75\text{m del apoyo})} = 1.3 (0.00 + 5 / 3 (4,982.41 * 1.27)) = 13,709.93 \text{ kg}$$

2.6.3.4.1.7.5. Cálculo de refuerzo

Figura 16. Diagrama de corte para diseño en viga interior



Para el cálculo de refuerzo, se obtiene el esfuerzo cortante absorbido por el concreto $\emptyset V_c$ y el esfuerzo a una distancia “d” del apoyo de la viga V_{ud} :

Datos: $V_{(\text{max diseño})} = 75,333.92 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 143 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\emptyset = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

$$\emptyset V_c = \beta_1 * 0.53(\sqrt{f_c}) * b * d = 0.85 (0.53) \sqrt{281} (50)(143) = 53,995.06 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = V_{\text{max}} * (L_1 - d) / L_1 = 75,333.92 (10.70 - 1.43) / 10.70 = 65,265.93 \text{ kg}$$

El espaciamiento se calcula por la fórmula:

$$S = \beta_1 * F_y * d * A_v / \phi V_s$$

Este espaciamiento se deja en función del área de la varilla a utilizar. Se propone un área de varilla y se procede a calcular el espaciamiento, el cual se compara con los límites de espaciamiento, previamente establecidos. Este refuerzo corresponde a la porción de viga contigua al apoyo y se procede de la misma forma para calcular el refuerzo a cada cierta distancia, procurando que la viga no quede sobrerreforzada. Cuando el esfuerzo cortante que absorbe el concreto es mayor que el esfuerzo cortante máximo, se calcula el esfuerzo mínimo por medio de la fórmula: $A_{vmin} = 3.5 * b * S / F_y$, con espaciamiento máximo.

$$A_{vmin} = 3.50 * 50 * 72 / 4,200 = 2.98 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento: se utilizará varilla No.4 (1.2668 cm²), se multiplica por dos porque en un estribo aparece dos veces el área de refuerzo.

Con este resultado, se concluye que $V_{(\text{max diseño})} >$ que ϕV_c . Por lo tanto, no cumple $S = d/2 = 143/2 = 71.50 \text{ cm}$. Se recomienda que los estribos no vayan a más de $H/4 = 150/4 = 37.50 \text{ cm}$.

Cálculo de separación de estribos para $\phi V_c = 53,995.06 \text{ kg}$:

$$\left. \begin{aligned} \frac{75,333.92}{10.70} &= \frac{53,995.06}{X} \\ X &= 7.67 \text{ m} \\ X' &= X - 1.95 = 7.67 - 1.95 = 5.72 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

Con relación de triángulos semejantes (ver figura 16), teniendo como dato la altura de $V_{(\text{max diseño})}$ y de ϕV_c , se calculó la distancia que será cubierta por $d/2$ y es de 5.72 m. La distancia restante se calculará con el espaciamiento S. A 5.72 m se colocará estribo No.4 a cada 0.35 m. Para mayor seguridad en la resistencia al corte (ver figura 17).

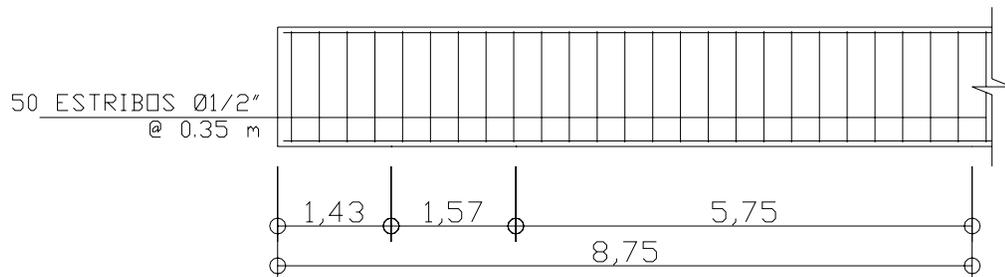
Una vez determinados estos esfuerzos se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo y se obtiene por medio de la fórmula $\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c$.

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 65,265.93 - 53,995.06 = 11,270.87 \text{ kg}$$

$$S = 0.85 (4,200)(143)(2 * 1.27) / 11,270.87 = 115.05 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a más de $H/4$. Por lo tanto, se utilizará estribo No.4 a cada 0.35 m (ver figura 17).

Figura 17. Diagrama de confinamiento en viga interior



2.6.3.4.2. Viga exterior

El procedimiento empleado para el diseño de la viga exterior es el mismo, por lo que se obviarán los incisos con el resultado igual.

2.6.3.4.2.1. Momento por carga muerta

2.6.3.4.2.1.1. Momento debido al peso propio

Integración de cargas:

$$W_{losa} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 2.22 \text{ m} = 959.04 \text{ kg/m}$$

$$W_{wafalto} = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 2.05 \text{ m} = 215.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ m} * 1.32 \text{ m} = 1,584.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{acera} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.65 \text{ m} = \underline{234.00 \text{ kg/m}}$$

$$W_{pp} = 2,992.29 \text{ kg/m}$$

Cálculo del momento debido al peso propio como viga simplemente soportada:

$$M_{pp(\text{máximo})} = (2,992.29 \text{ kg/m})(17.5 \text{ m})^2 / 8 = 114,548.60 \text{ kg-m}$$

$$M_{pp(3\text{m del apoyo})} = 114,548.60 - (2,992.29)(11.5 \text{ m})^2 / 8 = 65,082.31 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.2.1.2. Momento debido al peso de diafragma interno

El momento debido a la carga del diafragma interno como viga simplemente soportada se calcula de la siguiente manera:

$$P_{di}' = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 1.15 \text{ m}) * 1.25 \text{ m} = 1,035.00 \text{ kg}$$

$$P_{de}' = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.75 \text{ m}) * 1.25 \text{ m} = 675.00 \text{ kg}$$

$$M_{pd(\text{máximo})} = (1,035.00 \text{ kg/m})(17.5 \text{ m}) / 4 = 4,528.13 \text{ kg-m}$$

$$M_{pd(3\text{m del apoyo})} = 4,528.13 - (1,035.00 \text{ kg/m})(11.5 \text{ m}) / 4 = 1,552.50 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.2.1.3. Momento total

$$M_{CM(\text{máximo})} = 114,548.60 \text{ kg-m} + 4,528.13 \text{ kg-m} = 119,076.73 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM(3\text{m del apoyo})} = 65,082.31 \text{ kg-m} + 1,552.50 \text{ kg-m} = 66,634.81 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.2.2. Momento por carga viva

Para la distribución de sobrecarga, es la misma calculado en el inciso 2.6.3.4.1.2. del diseño de la viga interior:

$$M_{cv(\text{máx})} = 48,643.62 \text{ kg-m} \quad M_{cv(3\text{m del apoyo})} = 30,745.34 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.2.3. Factor de impacto

Calculado en el inciso 2.6.3.4.1.3., tenemos que el factor de impacto será 1.27.

2.6.3.4.2.4. Factor de distribución para viga externa

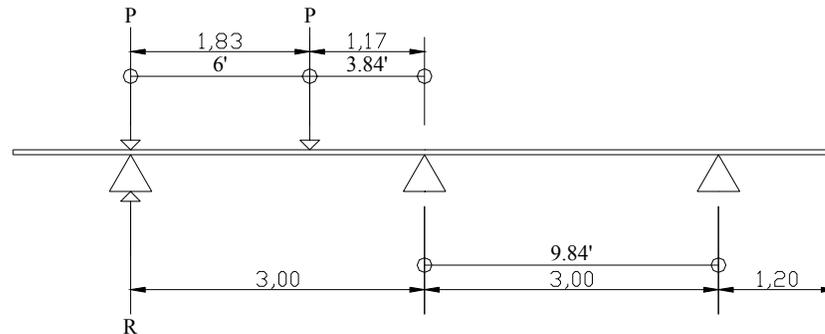
Para hallar "R", calcular el momento en el eje o línea central:

$$\overset{+}{\curvearrowright} \Sigma M_{Lc} = R * 9.84' - P * 3.84' - P * 9.84' = 0$$

$$R = 1.39 P$$

Entonces, el $F_{D\text{externa}} = 1.39\%$. Esto sucede cuando un trailer coloca una llanta en la viga 39% de la otra llanta.

Figura 18. Diagrama de carga para viga exterior, debido a carga viva en sentido transversal



2.6.3.4.2.5. Momento total actuante en la viga

El momento último se calculará de la siguiente manera:

$$Mu_{(\text{máximo})} = 1.3 [119,076.73 + 5 (48,643.62 * 1.27 * 1.39) / 3]$$

$$Mu_{(\text{máximo})} = 340,852.68 \text{ kg-m}$$

$$Mu_{(3\text{m del apoyo})} = 1.3 [66,634.81 + 5 (30,745.34 * 1.27 * 1.39) / 3]$$

$$Mu_{(3\text{m del apoyo})} = 204,220.54 \text{ kg-m}$$

2.6.3.4.2.6. Cálculo de refuerzo

2.6.3.4.2.6.1. Refuerzo en el centro de la viga

Datos: $M_{\text{diseño}} = 34,085,268 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 143 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$\emptyset = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{\text{min}} = 0.003 \quad A_{S\text{min}} = 24.00 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{max}} = 0.0145 \quad A_{S\text{max}} = 103.7 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s+} = \left\{ 143 - \sqrt{143^2 - (2 * 34,085,268) / (0.90 * 0.85 * 281 * 50)} \right\} [4,200 / (0.85 * 281 * 50)] = 68.89 \text{ cm}^2$$

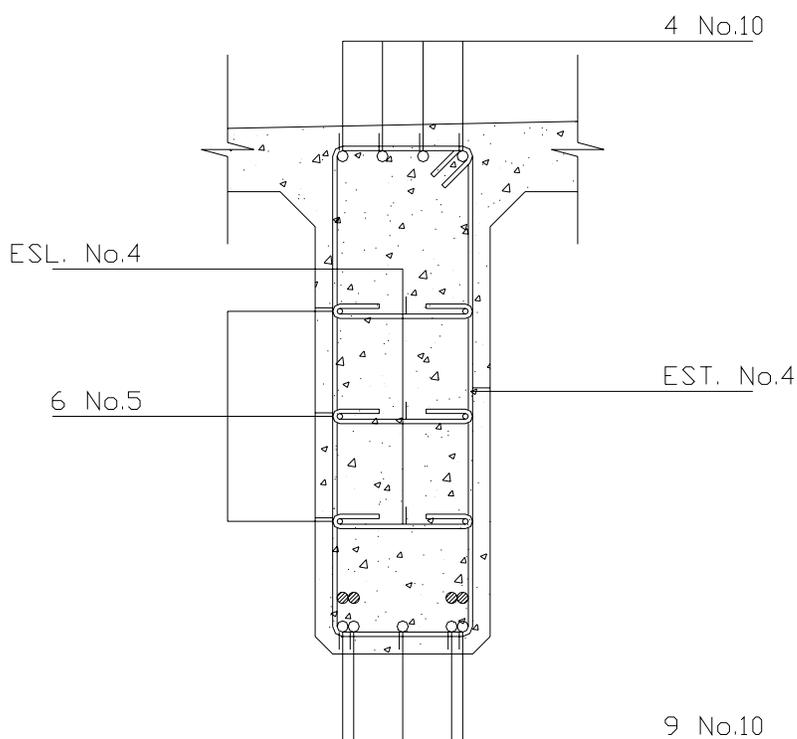
El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 9 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

El cálculo del refuerzo a compresión se refuerza por sismo, que es el $33\%A_{s+}$. Si no pide a compresión, colocamos A_{smin} .

$$A_{scomp} = 33 \% * 68.89 \text{ cm}^2 = 22.74 \text{ cm}^2$$

Utilizar A_{smin} , ya que es mayor que el A_{scomp} . El refuerzo equivalente distribuido a compresión es de 4 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

Figura 19. Esquema de armado de viga exterior



2.6.3.4.2.6.2. Refuerzo a 3.00 m del apoyo

Datos: $M_{diseño} = 20,422,054 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 143 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{min} = 0.003 \quad A_{Smin} = 24.00 \text{ cm}^2 \quad \rho_{max} = 0.0145 \quad A_{Smax} = 103.7 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{S(3m \text{ del apoyo})} = \left\{ 143 - \sqrt{143^2 - (2 * 20,422,054) / (0.90 * 0.85 * 281 * 50)} \right\} / [4,200 / (0.85 * 281 * 50)] = 39.72 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * A_{s+} = 50 \% * 68.89 \text{ cm}^2 = 34.45 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{S(3m \text{ del apoyo})}$, ya que es mayor a $50\%A_{s+}$. El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 5 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.3.4.2.6.3. Refuerzo adicional

Como el refuerzo adicional calculado en el inciso 2.6.3.4.1.6.3., es equivalente distribuir a tensión 6 varillas No.5 (ver figura 19).

2.6.3.4.2.7. Cálculo de esfuerzos cortantes

2.6.3.4.2.7.1. Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

Cálculo del esfuerzo cortante máximo:

$$V_{CM(max)} = 2,992.29 * 17.5 / 2 + (1,035 + 2 * 675) / 2 = 27,375.04 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante a 3.00 m del apoyo:

$$V_{CM(3m \text{ del apoyo})} = 2,992.29 * 11.5 / 2 + (1,035) / 2 = 17,723.17 \text{ kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante al centro de la viga:

$$V_{CM(8.75m \text{ del apoyo})} = 2,992.29 * 0.0 / 2 + (0.0) / 2 = 0.00 \text{ kg}$$

2.6.3.4.2.7.2. Esfuerzos cortantes por carga viva

Para la distribución del esfuerzo cortante es el mismo calculado en el inciso 2.6.3.4.1.7.2., respecto el diseño de la viga interior:

$$V_{CV(max)} = 13,043.11 \text{ kg}$$

$$V_{CV(3m \text{ del apoyo})} = 10,241.93 \text{ kg}$$

$$V_{CV(8.75m \text{ del apoyo})} = 4,982.41 \text{ kg}$$

2.6.3.4.2.7.3. Factor de impacto

Calculado en el inciso 2.6.3.4.1.3., tenemos que el factor de impacto será 1.27.

2.6.3.4.2.7.4. Esfuerzos cortantes totales

Cálculo de esfuerzo cortante último:

$$V_{u(\text{max diseño})} = 1.3 (27,375.04 + 5 / 3 (13,043.11 * 1.27)) = 71,477.84 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicado a una distancia de 3.00 m del apoyo:

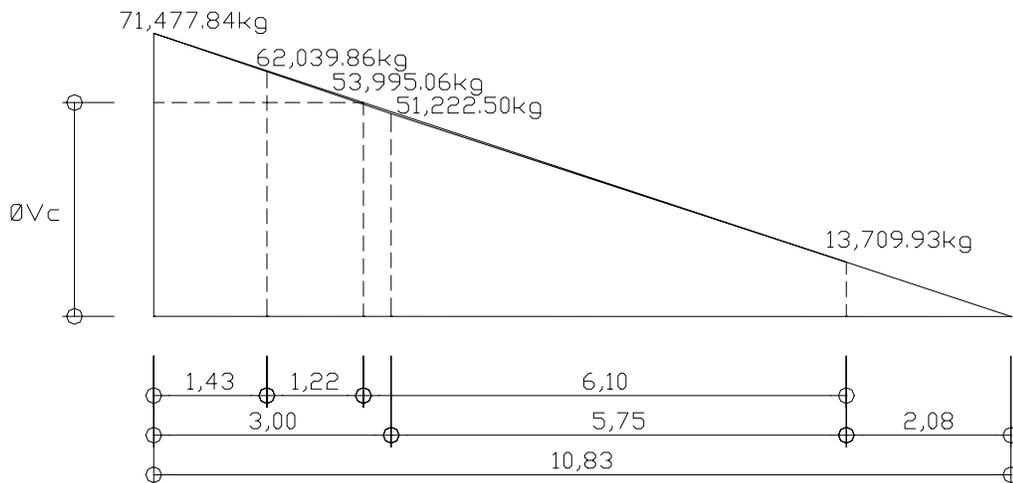
$$V_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3 (17,723.17 + 5 / 3 (10,241.93 * 1.27)) = 51,222.50 \text{ kg}$$

Cálculo de esfuerzo cortante en el punto aplicado al centro de la viga:

$$V_{u(8.75\text{m del apoyo})} = 1.3 (0.00 + 5 / 3 (4,982.41 * 1.27)) = 13,709.93 \text{ kg}$$

2.6.3.4.2.7.5. Cálculo de refuerzo

Figura 20. Diagrama de corte para diseño en viga exterior



Datos: $V_{(\text{max diseño})} = 71,477.84 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 143 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

$$\phi V_c = \beta_1 * 0.53(\sqrt{f_c}) * b * d = 0.85 (0.53) \sqrt{281} (50)(143) = 53,995.06 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = V_{\text{max}} * (L_1 - d) / L_1 = 71,477.84 (10.83 - 1.43) / 10.83 = 62,039.86 \text{ kg}$$

Con este resultado, se concluye que $V_{(\text{max diseño})} >$ que ϕV_c . Por lo tanto, no cumple $S = d/2 = 143/2 = 71.50 \text{ cm}$. Se recomienda que los estribos no vayan a más de $H/4 = 150/4 = 37.50 \text{ cm}$.

Cálculo de separación de estribos para $\emptyset V_c = 53,995.06$ kg:

$$\frac{71,477.84}{10.83} = \frac{53,995.06}{X} \left. \vphantom{\frac{71,477.84}{10.83}} \right\} \begin{array}{l} X = 8.18 \text{ m} \\ X' = X - 2.08 = 8.18 - 2.08 = 6.10 \text{ m} \end{array}$$

Con relación de triángulos semejantes (ver figura 20), teniendo como dato la altura de $V_{(\text{max diseño})}$ y de $\emptyset V_c$, se calculó la distancia que será cubierta por $d/2$. Ella es de 6.10 m, por lo que habrá de colocar estribo No.4 a cada 0.35 m, para mayor seguridad en la resistencia al corte (ver figura 21).

Una vez determinados estos esfuerzos, se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo:

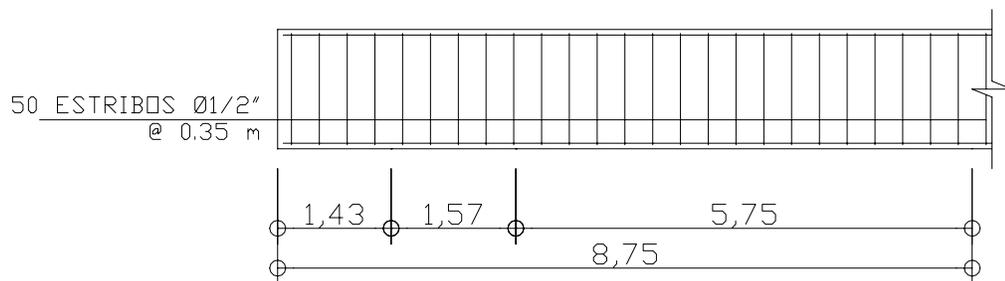
$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 62,210.99 - 53,995.06 = 8,215.94 \text{ kg}$$

Cálculo de espaciamiento: se utilizará varilla No.4 (1.2668 cm²).

$$S = 0.85 (4,200)(143)(2 * 1.27) / 8,215.94 = 157.83 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a más de $H/4$. Por lo tanto, se deberá colocar estribo No.4 a cada 0.35 m (ver figura 21).

Figura 21. Diagrama de confinamiento en viga exterior



2.6.3.5. Diseño de diafragmas

Se utilizan al centro y/o en los tercios de la luz cuando se tiene una superestructura mayor de 40 m. El ancho usual de los mismos es de 30 cm, y el recubrimiento mínimo es de 2". El alto de los interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales, no menor de 50 cm. Si colocamos diafragmas en los extremos, éstos podrán ser $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas.

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

$$P' = P/N \quad \text{Donde:} \quad P = \text{Peso propio} \quad N = \text{No. de vigas}$$

El esfuerzo que se coloca es el acero mínimo $=200/F_y$ (Sistema Inglés), en dos camadas: superior e inferior; y se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg^2 por pie de alto ($14.1/F_y$; 5.29 cm^2 por metro de alto, en el Sistema Internacional).

Con base en los criterios expuestos anteriormente, se procede a dimensionar las alturas de los elementos:

$$\text{Diafragma central} = h = 0.75H = 0.75 * 150 \text{ cm} = 112.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizar } 115 \text{ cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = h = 0.50H = 0.50 * 150 \text{ cm} = 75.00 \text{ cm} \rightarrow \text{Utilizar } 75 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior, las secciones de los diafragmas quedan así:

$$\text{Diafragma central} = 115 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = 75 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Se les colocará el refuerzo mínimo:

$$\text{Datos:} \quad F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad ddc = 110 \text{ cm} \quad hdc = 115 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad dde = 70 \text{ cm} \quad hde = 75 \text{ cm} \quad r = 5 \text{ cm}$$

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

$$\text{Diafragma central} = (14.1/2,810)(30 \text{ cm})(110 \text{ cm}) = 16.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = (14.1/2,810)(30 \text{ cm})(70 \text{ cm}) = 10.54 \text{ cm}^2$$

En el diafragma central se utilizarán 4 varillas No.8. En el diafragma exterior se utilizarán 2 varillas No.8 (ver planos incluidos en el apéndice).

Refuerzo adicional:

$$\text{Diafragma central} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(1.15 \text{ m}) = 6.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(0.75 \text{ m}) = 3.97 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido en el diafragma central es de 4 varillas No.4. En el diafragma exterior se deberán utilizar 2 varillas No.5 (ver planos incluidos en el apéndice).

El refuerzo de los estribos se calcula de la siguiente manera:

$$S = (1/2)(hd - r)$$

$$S_c = (1/2)(115 - 5) = 55 \text{ cm} \quad S_e = (1/2)(75 - 5) = 35 \text{ cm}$$

El refuerzo de corte equivalente distribuido en el diafragma central se basa en estribos No.3 a cada 0.55 m. En el diafragma exterior, en estribos No.3 a cada 0.35 m.

2.6.4. Diseño de la subestructura

2.6.4.1. Diseño de estructura de viga de apoyo

Se deberán considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales debido a: sismo (S), fuerza longitudinal (LF) y presión del suelo (E).

$E = E_{sob} + E_s$ Donde: E_{sob} = Es la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina

E_s = Es la carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina

$$S = 0.12W \text{ (W = peso de la cortina)}$$

La fuerza longitudinal (LF) será la producida por las llantas de un camión o trailer en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la viga de apoyo de la siguiente manera:

Según AASHTO 3.9.1. Donde: P = Peso del camión y actúa a 6' sobre el piso

$$LF = 0.05(P/2H)$$

De manera que el brazo es 6' + H

Según AASHTO 3.20. se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kg/m³.

$$Sob = 480\text{kg/m}^3 * 2'$$

El empuje de la cortina (F) se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga calculado a 2' a lo largo de todo el alto de la misma, más el empuje de la sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma.

$$F = Sob * H + Sobc * H/2$$

El sismo hay que calcularlo como 0.12W y aplicarlo al centro de la cortina.

Finalmente, cuando hay sismo se deberán comparar las fórmulas del grupo III y las del grupo VII para aplicar la más crítica de las dos.

Para momento:

$$\text{Grupo III} = 1.3(E_{sob} + E_s + LF) \quad \text{AASHTO 3.22.1a.}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(E_{sob} + E_s + S)$$

En donde: E_{sob} = Es la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina
 E_s = Es la carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina
 LF = Es la fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina
 S = Es la fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

Para corte:

$$\text{Grupo III} = 1.3(F + LF) \quad \text{AASHTO 3:22:1b.}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(F + S)$$

En donde: F = Empuje

LF = Fuerza longitudinal

S = Sismo

La cortina de la viga de apoyo no deberá ser menor de 30 cm de espesor y se diseña a flexión y corte, de acuerdo a las fórmulas de los grupos III y VII, tomando la mayor de las dos (incluye sismo).

La base no podrá ser menor de 40 cm. Se coloca refuerzo longitudinal por temperatura y se deberá chequear aplastamiento y colocarle el acero mínimo.

$$A_{Smin} = (14.1/F_y) * b * h$$

El refuerzo deberá colocarse de manera que no esté espaciado a más de 40 cm y para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado a no menos de $H/2$.

Los apoyos se deberán resolver siempre con NEOPRENO, que es una especie de caucho, del cual hay diferentes resistencias según las cargas. 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.

2.6.4.1.1. Diseño de asiento o base

El aplastamiento = Área del corte último o de diseño, será $P = 75,333.92 \text{ kg}$.

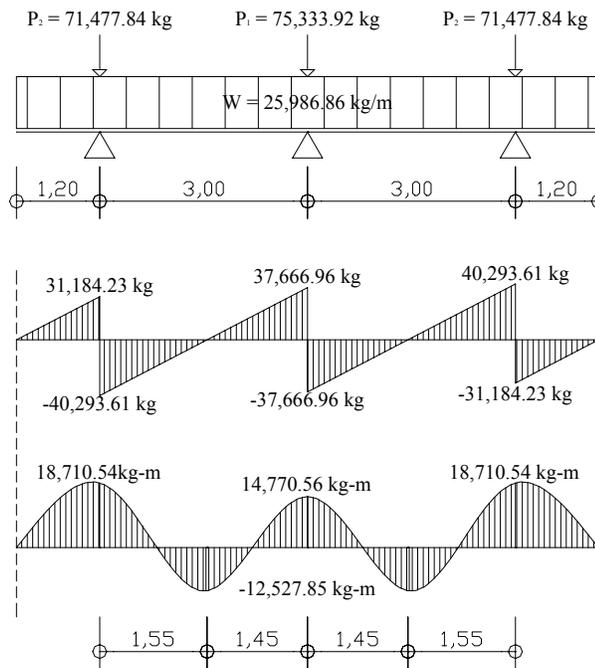
Área de aplastamiento:
$$A_p = P/\phi * f_c = \frac{75,333.92}{0.71 * 210} = 505.26 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{A_p} = \sqrt{505.26} = 22.48 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 25x25 cm.

A continuación se presentan los diagramas de cargas, corte y momento, necesarios para el cálculo del refuerzo de la viga de apoyo. Se determinan el esfuerzo máximo para el diseño de estribos y el momento máximo para el diseño por flexión.

Figura 22. Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo



2.6.4.1.1.1. Cálculo de refuerzo por flexión

Datos:	$M_{\text{Diseño}} = 18,710.54 \text{ kg-m}$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 0.90$
	$d = 37.50 \text{ cm}$	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\beta_1 = 0.85$
	$b = 80.00 \text{ cm}$	$h = 40.00 \text{ cm}$	

Calculando con la fórmula el valor A_s y las cuantías de acero, utilizando las ecuaciones descritas en 2.6.3.1.3.1., se obtienen los datos siguientes:

$$A_{smin} = 16.06 \text{ cm}^2 < A_s = 20.87 \text{ cm}^2 < A_{smax} = 59.74 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 8 varillas No.6 distribuidas en la viga de apoyo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.4.1.1.2. Cálculo de refuerzo por corte

Datos:	$V_{diseño} = 40,293.61 \text{ kg}$	$\beta_1 = 0.85$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
	$\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$	$d = 37.5 \text{ cm}$	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	$\emptyset = 0.90$	$b = 80 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$

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

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 40,293.61 - 19,585.10 = 20,708.51 \text{ kg}$$

Comprobación de límites de espaciamiento:

$$0.85 (1.10) \sqrt{210} (80) (37.5) = 40,648.31 \text{ kg} > \emptyset V_s$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo. Utilizar estribo No.4 cada 0.25 m (ver planos incluidos en el apéndice).

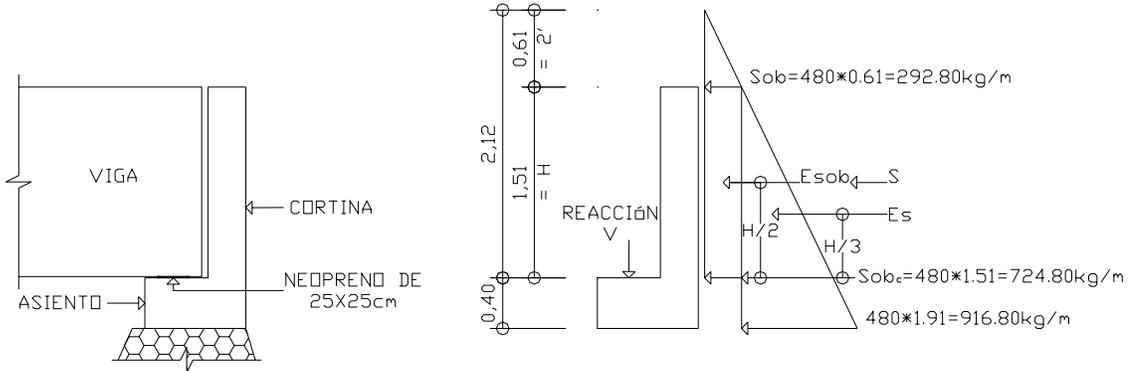
2.6.4.1.2. Diseño de cortina

Se presume que la cortina está empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo. Las fuerzas que intervienen son:

2.6.4.1.2.1. Empuje de tierra

Según AASHTO 3.20., se considera una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2' (0.61 m) de alto, con una presión de 480 kg/m³ (30 lb/pie³). Para el peso del suelo tomamos el equivalente líquido de 480 kg/m² y tomando una base de 100 cm.

Figura 23. Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo



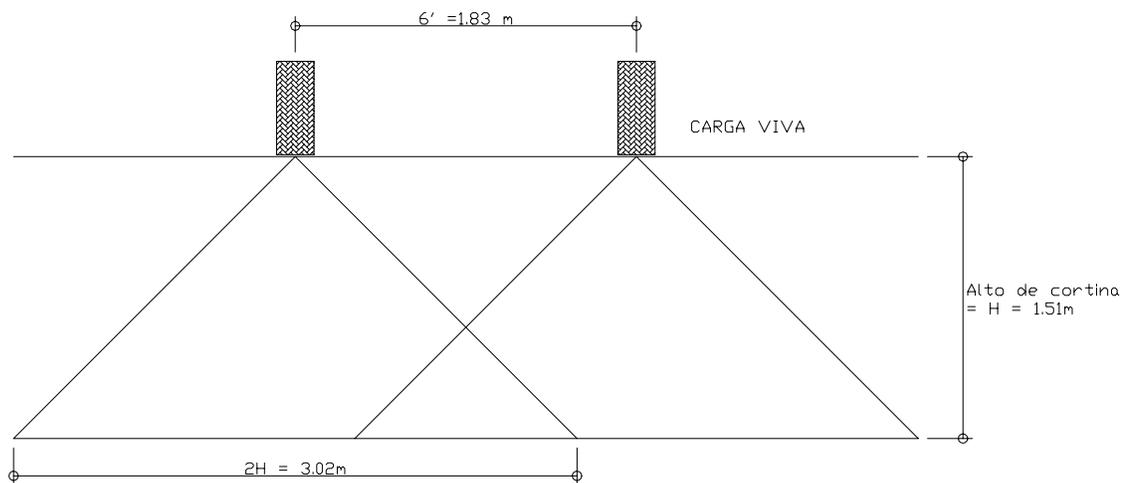
$$E_{\text{Sobrecarga}} = E_{\text{sob}} = \text{Carga equivalente del rectángulo aplicado a } H/2$$

$$\begin{aligned} F = \text{Empuje} &= (E_{\text{sob}} + E_{\text{s}}) \\ &= 292.80 * 1.51 + 724.80 * 1.51 / 2 \\ &= 442.13 + 547.22 = 989.35 \text{ kg} \end{aligned}$$

2.6.4.1.2.2. 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 supone a 1.83 m sobre la rodadura.

Figura 24. Fuerza longitudinal en viga de apoyo



Pcamión = 14,514.96 kg por eje P = 7,257.48 kg por llanta

$$LF' = \frac{0.05 * P}{2H} = \frac{0.05 * 7,257.48}{2 * 1.51} = 120.16 \text{ kg/m}$$

Al ser dos llantas: LF = 2 * 120.16 = 240.31 kg/m

Esta carga actúa a 6' sobre el piso de la losa (AASHTO 3.9.1.)

El brazo de la LF: Brazo = 6' + Hcortina = 1.8288 + 1.51 = 3.339 m

2.6.4.1.2.3. Fuerza de sismo (S)

El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado para el sitio. Siguiendo las especificaciones AASHTO 3.21., el coeficiente asumido, por ser zona de alto riesgo sísmico, es del 12% y se aplicará al centro de la cortina.

Peso de la cortina W = (2,400 kg/m³)(0.30 m)(1.51 m)(1 m) = 1087.20 kg

$$S = 0.12W = 0.12 (1087.20) = 130.46 \text{ kg}$$

Brazo al centro de gravedad Brazo = 1.51/2 = 0.76 m

2.6.4.1.2.4. Combinación de cargas

Lo especificado en AASHTO 3.22.1a. se aplica en este caso:

Para momento:

Grupo III = 1.3(Esob + Es + LF) = 1,835.13 kg-m/m

$$= 1.3 (442.13 * 1.51/2 + 547.22 * 1.51/3 + 240.31 * 3.339)$$

Grupo VII = 1.3(Esob + Es + S) = 920.91 kg-m/m

$$= 1.3 (442.13 * 1.51/2 + 547.22 * 1.51/3 + 130.46 * 0.76)$$

Siguiendo lo especificado en AASHTO 3.22.1b. se aplica en este caso:

Para corte:

Grupo III = 1.3(F + LF) = 1.3 (989.35 + 240.31) = 1,598.56 kg

Grupo VII = 1.3(F + S) = 1.3 (989.35 + 130.46) = 1,455.75 kg

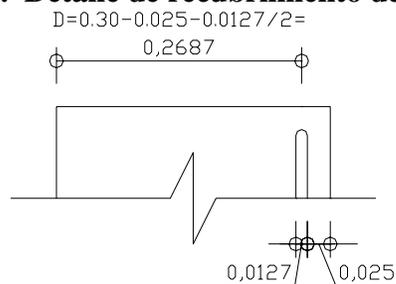
De los grupos calculados, el mayor corresponde al grupo III:

$$M_{\max} = 1,835.13 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{\max} = 1,598.56 \text{ kg}$$

2.6.4.1.2.5. Cálculo de refuerzo

Figura 25. Detalle de recubrimiento de la cortina



2.6.4.1.2.5.1. Refuerzo por flexión

Donde:

$M_{\max} = 1,835.13 \text{ kg-m}$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$	$\emptyset = 0.90$
$d = 26.87 \text{ cm}$	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\beta_1 = 0.85$
$b = 151 \text{ cm}$	$\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$	

Utilizando las ecuaciones descritas en el inciso 2.6.3.1.3.1., se obtienen los datos siguientes:

$$A_{S_{\min}} = 20.36 \text{ cm}^2 > A_s = 2.71 \text{ cm}^2 < A_{S_{\max}} = 75.75 \text{ cm}^2$$

Utilizar 8 varillas corridas No.6, distribuidos en la cortina (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.4.1.2.5.2. Refuerzo por corte

Datos:

$V_{\max} = 1,598.56 \text{ kg}$	$\beta_1 = 0.85$	$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
$\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$	$d = 26.87 \text{ cm}$	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$\emptyset = 0.90$	$b = 151 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$

$$\emptyset V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (151) (26.87) = 26,487.99 \text{ kg} \gg V_{\max}$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo. Utilizar estribo No.4 a cada 0.25 m (ver planos incluidos en el apéndice).

2.6.4.2. Diseño de estribo de concreto ciclópeo

Es difícil establecer un límite de altura para poder utilizar un determinado tipo de subestructura, pero en general puede decirse que se emplea cuando la subestructura a utilizar sea de poca altura y no pase los 6.00 metros, después de la cual la estructura resulta muy masiva. Con las reacciones de las vigas principales de la superestructura actuando verticalmente, el peso propio de la viga de apoyo y el peso propio de los estribos, se procede a diseñar los mismos, así como el cimiento.

La ventaja de este tipo de subestructura es que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir una sección de muro. Hay que verificar tres condiciones, que son:

Volteo $= ME/MV > 1.5$ $e = b/2 - a =$ Excentricidad

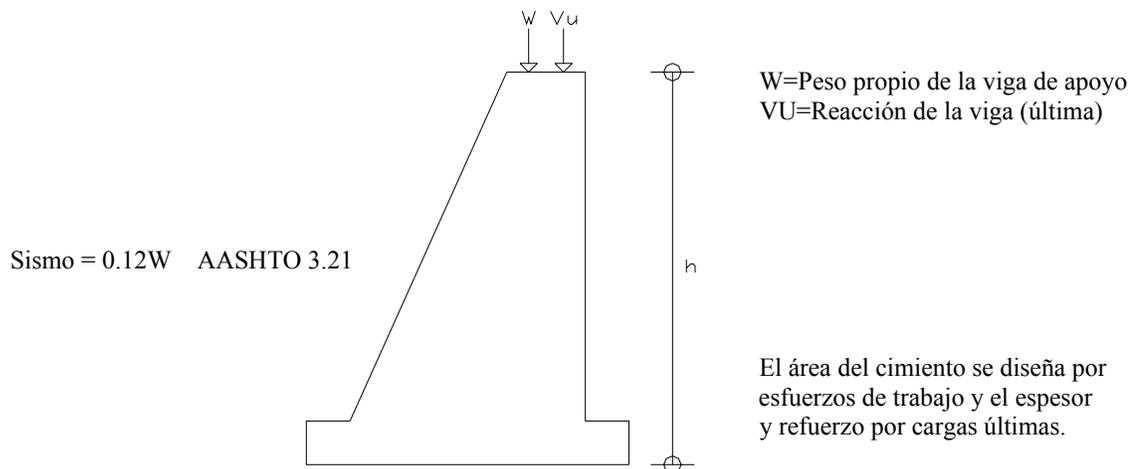
Deslizamiento $= 0.5(W/E) > 1.5$ Siendo: $a = (ME - MV)/W$

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

Donde: $ME =$ Momento estabilizante $W =$ Fuerza resistente
 $MV =$ Momento de volteo $E =$ Fuerzas horizontales

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.

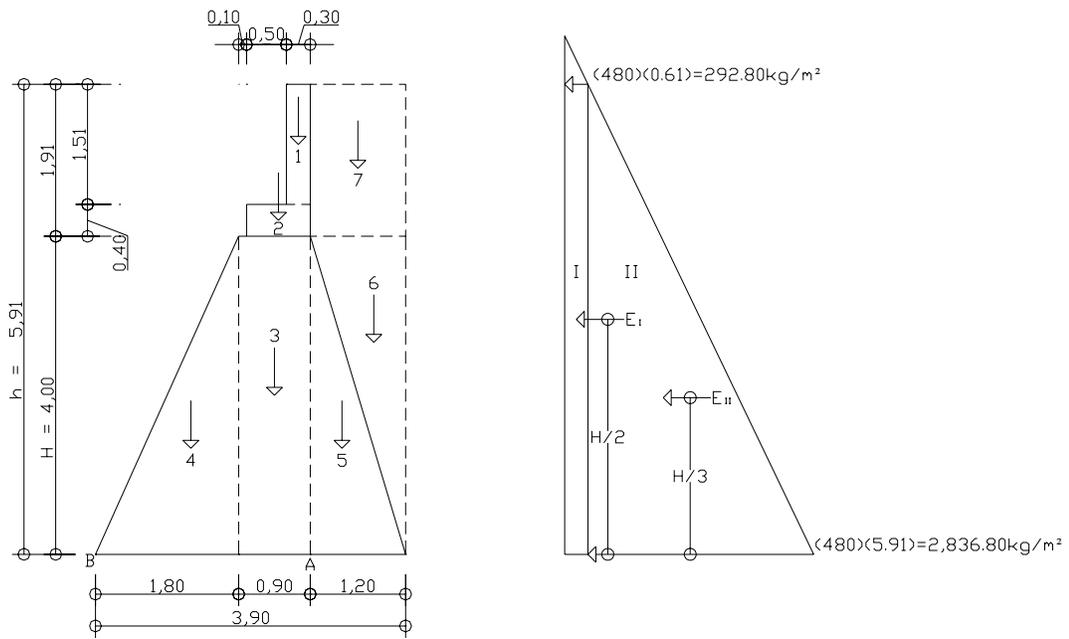
Figura 26. Cargas actuantes en diseño de estribos



Para el presente cálculo se utilizarán los siguientes datos:

Peso concreto ciclópeo W_{cc}	= 2,700 kg/m ³
Peso concreto armado W_c	= 2,400 kg/m ³
Peso del suelo W_s	= 1,700 kg/m ³
Equivalente líquido	= 480 kg/m ³
Capacidad soporte del suelo $V_s(\gamma_s)$	= 20,000 kg/m ²

Figura 27. Geometría y diagrama de presiones en estribo



2.6.4.2.1. Momento de volteo (MV)

Tabla IV. Momento de volteo en estribo

Sección	Altura(m)	Presión	Empuje W_v	B.P.(m)	Momento M_v (kg-m)
I	5.91	292.80	1,730.448	2.955	5,113.47
II	2.955	2,836.80	8,382.744	1.97	16,514.01
Σ			10,113.19		21,627.48

2.6.4.2.2. Momento estabilizante (ME), respecto a “B”

Este momento es debido al peso propio y al relleno (el momento obtenido es por metro de ancho).

Tabla V. Momento estabilizante en estribo

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso W _E (kg)	B.P. (m)	Momento M _E (kg-m)
1	0.30	1.51	0.453	2,400.00	1,087.20	2.55	2,772.36
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	2.30	1,766.40
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.25	21,870.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1.20	11,664.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	3.10	20,088.00
6	1.20	4.00	2.40	1,700.00	4,080.00	3.50	14,280.00
7	1.20	1.91	2.292	1,700.00	3,896.40	3.30	12,858.12
Σ					35,751.60		85,298.88

2.6.4.2.3. Chequeo del muro sin superestructura

I. Volteo = $M_E/M_V = 85,298.88/21,627.48 = 3.94 > 1.5$ OK

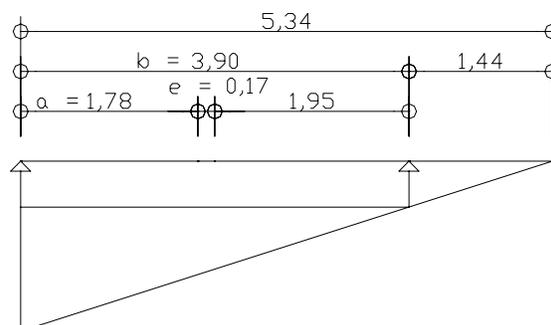
II. Deslizamiento = $0.5(W_E/W_V) = 0.5 (35,751.60/10,113.19) = 1.77 > 1.5$ OK

III. Presiones

$$a = (M_E - M_V)/W_E = (85,298.88 - 21,627.48)/ 35,751.60 = 1.78 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1.78 = 5.34 > 3.90 \text{ m}$$

Figura 28. Diagrama trapezoidal en estribo



$$A = b * 1.00 \text{ m}$$

Excentricidad: $e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.78 = 0.17$

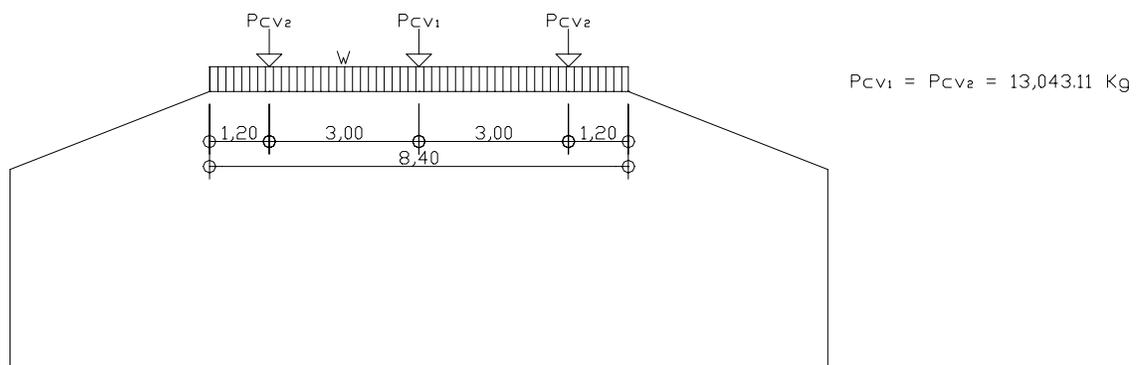
$$P = W_E/A[1 \pm (6 * e/b)] = \frac{35,751.60}{3.90 * 1} \left[1 \pm \frac{6 * 0.17}{3.90} \right]$$

$P_{max} = 11,564.62 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2$ OK

$P_{min} = 6,769.53 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$ OK

2.6.4.2.4. Chequeo del muro con superestructura (carga viva)

Figura 29. Diagrama de cargas en estribo con carga viva



$$W_{(\text{Viga de apoyo})} = (2,400)(0.30 * 1.51 + 0.80 * 0.40) = 1,855.20 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{CV equivalente})} = (13,043.11 + 2 * 13,043.11) / 8.40 = 4,658.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{total})2} = 1,855.20 + 4,658.25 = 6,513.45 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_2 = 1.95 \text{ m}$$

Momento estabilizante (ME):

$$ME_2 = 6,513.45 * 1.95 = 12,701.23 \text{ kg-m}$$

$$ME_{(\text{Total})2} = ME + ME_2 = 85,298.88 + 12,701.23 = 98,000.11 \text{ kg-m}$$

I. Volteo = $ME_{(\text{Total})2} / M_v = 98,000.11 / 21,627.48 = 4.53 > 1.5$ OK

II. Deslizamiento = $0.5(W_{(\text{Total})2} + W_E) / W_v = 2.09 > 1.5$ OK

$$= 0.5 (6,513.45 + 35,751.60) / 10,113.19$$

III. Presiones $a = (ME_{(\text{Total})2} - M_v) / (W_{(\text{Total})2} + W_E) = 1.81 \text{ m}$

$$= (98,000.11 - 21,627.48) / (6,513.45 + 35,751.60)$$

$$3a = 3 * 1.81 = 5.43 > 3.90 \text{ m}$$

Excentricidad: $e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.81 = 0.14$

$$P = (W_{(Total)2} + W_E) / A [1 \pm (6 * e / b)] = \left(\frac{6,513.45 + 35,751.60}{3.90 * 1} \right) \left(1 \pm \frac{6 * 0.14}{3.90} \right)$$

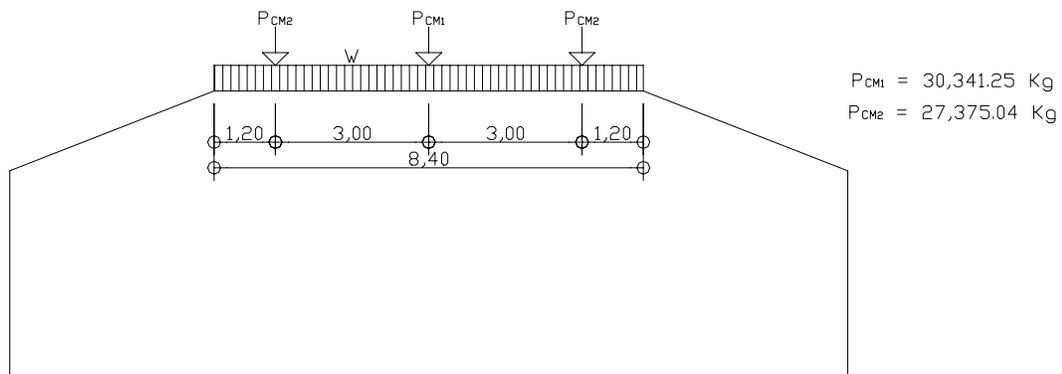
$P_{max} = 13,171.36 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$

$P_{min} = 8,503.03 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$

2.6.4.2.5. Chequeo del muro con sismo (sin carga viva)

Para el chequeo de sismo se deben tomar momentos de volteo en el sentido horizontal.

Figura 30. Diagrama de cargas en estribo sin carga viva



$W_{(Subestructura)} = 35,751.60 \text{ kg}$

$W_{(CM \text{ equivalente})} = (30,341.25 + 2 * 27,375.04) / 8.40 = 10,129.92 \text{ kg/m}$

$W_{(total)3} = 35,751.60 + 10,129.92 = 45,881.52 \text{ kg/m}$

$Brazo_3 = 1.95 \text{ m}$

Momento estabilizante (ME):

$ME_3 = 10,129.92 * 1.95 = 19,753.34 \text{ kg-m}$

$ME_{(Total)3} = ME + ME_3 = 85,298.88 + 19,753.34 = 105,052.22 \text{ kg-m}$

Fuerza horizontal (FH):

$FH = 1.08 * W_v + 0.08 * W_{(Total)3} = 14,592.77 \text{ kg}$

$= (1.08 * 10,113.19) + (0.08 * 45,881.52)$

Momento de volteo (MV), respecto a "A":

Tabla VI. Momento estabilizante en estribo sin carga viva

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso W _E (kg)	B.P. (m)	Momento M _{V3} (kg-m)
1	0.30	1.51	0.453	2,400.00	1,087.20	5.155	5,604.516
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	4.20	3,225.60
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.00	19,440.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1 1/3	12,960.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	1 1/3	8,640.00
6	1.20	4.00	2.40	1,700.00	4,080.00	2 2/3	10,880.00
7	1.20	1.91	2.292	1,700.00	3,896.40	4.955	19,306.662
Σ					35,751.60		80,056.78

$$MEQ = 0.08 * M_{V3} = 0.08 * 80,056.78 = 6,404.54 \text{ kg-m}$$

$$M_{(\text{Volteo})3} = 1.08 * M_V + 0.08 * CM * h' + MEQ = 33,327.95 \text{ kg-m}$$

$$= (1.08 * 21,627.48) + (0.08 * 10,129.92 * 4.40) + 6,404.54$$

Chequeos:

I. Volteo = $ME_{(\text{Total})3} / M_{V3} = 105,052.22 / 33,327.95 = 3.15 > 1.5 \text{ OK}$

II. Deslizamiento = $0.5W_{(\text{Total})3} / FH = 1.57 > 1.5 \text{ OK}$
 $= 0.5 (45,881.52) / 14,592.77$

III. Presiones $a = (ME_{(\text{Total})3} - M_{V3}) / W_{(\text{Total})3} = 1.56 \text{ m}$
 $= (105,052.22 - 33,327.95) / 45,881.52$
 $3a = 3 * 1.56 = 4.68 > 3.90 \text{ m}$

Excentricidad: $e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.56 = 0.39$

$$P = W_{(\text{Total})3} / A [1 \pm (6 * e / b)] = \frac{45,881.52}{3.90 * 1} [1 \pm \frac{6 * 0.39}{3.90}]$$

$P_{\text{max}} = 18,823.19 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$

$P_{\text{min}} = 4,705.80 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$

Se concluye que chequean las dimensiones dadas en la figura 27.

2.6.5. Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Saquijá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz

El presupuesto se calcula tomando en cuenta la cantidad de materiales, el precio de los materiales, la mano de obra calificada, la mano de obra no calificada, fletes y costos indirectos.

Algunos de los precios de los materiales se obtuvieron en la cabecera municipal y el resto en la ciudad capital, no incluyendo el traslado o transporte, por lo que se consideró un renglón de fletes. Para el pago de la mano de obra no calificada se acató el salario mínimo establecido por la Ley. Para la mano de obra calificada se asignaron los salarios establecidos por la municipalidad local.

Tabla VII. Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Saquijá, San Juan Chamelco, Alta Verapaz

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Suma
1	Trabajos preliminares	1	global	14,480.10	14,480.10
2	Muro de mampostería	266.07	m ³	1,478.55	393,397.80
3	Vigas de apoyo	16.80	ml	1,788.00	30,038.40
4	Anclaje de viga	6	unidades	3,022.75	18,136.50
5	Junta de construcción	14.20	ml	929.00	13,191.80
6	Viga de carga	52.50	ml	3,206.50	168,341.25
7	Diafragmas	15.00	ml	1,662.50	24,937.50
8	Losa	126.00	m ²	966.00	121,716.00
9	Acera+poste+baranadal	35.00	ml	1,020.70	35,724.50
10	Aproches	625.00	m ³	269.40	168,375.00
11	Fletes	1	global	9,471.15	9,471.15
TOTAL					Q997,810.00

2.7. Diseño del puente vehicular para la aldea Purhá

2.7.1. Descripción del proyecto

El diseño y la metodología empleada es la misma del puente para la aldea Purhá, con una longitud de 14.00 ml y un ancho de rodadura de 7.10 m.

El puente que existe fue construido en la administración del general Ríos Montt, en el año 1982. Actualmente se encuentra en mal estado debido a la falta de mantenimiento y es considerado un patrimonio cultural.

2.7.2. Datos para el diseño

Luz libre	= 13.10 m
Luz eficaz	= 14.00 m
Ancho útil	= 7.10 m
Ancho total	= 8.40 m
Esfuerzo máximo del concreto $f'c$ (3,000 PSI) ^(a)	= 210 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero F_y (40,000 PSI) ^(a)	= 2,810 kg/cm ²
Peso concreto ciclópeo W_{cc}	= 2,700 kg/m ³
Peso concreto armado W_c	= 2,400 kg/m ³
Peso del asfalto W_a	= 2,100 kg/m ³
Peso del suelo W_s ^(b)	= 1,700 kg/m ³
Capacidad soporte del suelo V_s ^(b)	= 20,000 kg/m ²
Profundidad de cimentación desde la rasante H ^(b)	= 5.41 m
Sobrecarga	= HS 20-44

(a) Esfuerzo a compresión a los 28 días.

(b) Estudio de suelos.

Para el diseño de las vigas principales se utilizará esfuerzo máximo del concreto $f'c$ de 281 kg/cm² (4,000 PSI) y un esfuerzo de fluencia del acero F_y de 4,200 kg/cm² (60,000 PSI).

Como el procedimiento de diseño para este puente es igual al que se utilizó en el caso anterior, únicamente se darán los resultados.

2.7.3. Diseño de la superestructura

2.7.3.1. Diseño de la losa

Calculado en 2.6.3.1., se tienen los criterios de diseño y los detalles de cálculo (ver planos incluidos en el apéndice). El refuerzo equivalente a utilizar es:

- a) Para refuerzo transversal en la cama inferior en los apoyos: varilla No.4 a cada 15.00 cm
- b) Refuerzo transversal de la cama superior: varilla No.4 a cada 30.00 cm
- c) Refuerzo longitudinal: varilla No.4 a cada 20.00 cm

2.7.3.2. Diseño de acera (banqueta)

Calculado en 2.6.3.2., se tienen los criterios de diseño y los detalles de cálculo (ver planos incluidos en el apéndice). El refuerzo equivalente a utilizar es:

- a) Refuerzo transversal de la cama inferior: varilla No.4 a cada 20.00 cm
- b) Refuerzo transversal cama superior: varilla No.3 a cada 20.00 cm
- c) Refuerzo longitudinal: varilla No.3 a cada 15.00 cm

2.7.3.3. Diseño de barandal (postes y pasamanos)

Calculado en 2.6.3.3. Tenemos los criterios de diseño y los detalles de cálculo (ver planos incluidos en el apéndice). El refuerzo equivalente a utilizar es:

- a) Refuerzo en pasamanos: 4 varillas No.4 + estribos No.2 a cada 13.50 cm
- b) Refuerzo en postes: varillas No.4 + estribos No.2 a cada 18.00 cm

Se colocarán mochetas de concreto a cada 2.25 m, y se diseñaron a flexo compresión, es decir, una carga axial + un momento.

2.7.3.4. Diseño de vigas

Se establecieron las dimensiones de las vigas utilizadas, así: base de 0.50 m y peralte de 1.20 m.

2.7.3.4.1. Viga intermedia

2.7.3.4.1.1. Momento por carga muerta

2.7.3.4.1.1.1. Momento debido al peso propio

Para obtener el momento máximo debido a sobrecarga, se determina la posición de las cargas que se producen en momentos máximos, siendo la siguiente:

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 3.00 \text{ m} = 1,296.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 3.00 \text{ m} = 315.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ m} * 1.02 \text{ m} = \underline{1,224.00 \text{ kg/m}}$$

$$W_{\text{pp}} = 2,835.00 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{pp(máximo)}} = (2,835.00 \text{ kg/m}) (14.0 \text{ m})^2 / 8 = 69,457.50 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{pp(3m del apoyo)}} = 69,457.50 - (2,835.00) (8.0 \text{ m})^2 / 8 = 46,777.50 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.1.1.2. Momento debido al peso de diafragma interno

$$P_{\text{di}} = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.90 \text{ m}) * 2.50 \text{ m} = 1,620.00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{de}} = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.60 \text{ m}) * 2.50 \text{ m} = 1,080.00 \text{ kg}$$

El momento debido a la carga del diafragma interno como viga simplemente soportada se calcula de la siguiente manera:

$$M_{\text{pd(máximo)}} = (1,620.00 \text{ kg/m}) (14.0 \text{ m}) / 4 = 5,670.00 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{pp(3m del apoyo)}} = 5,670.00 - (1,620.00) (8.0 \text{ m}) / 4 = 2,430.00 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.1.1.3. Momento total

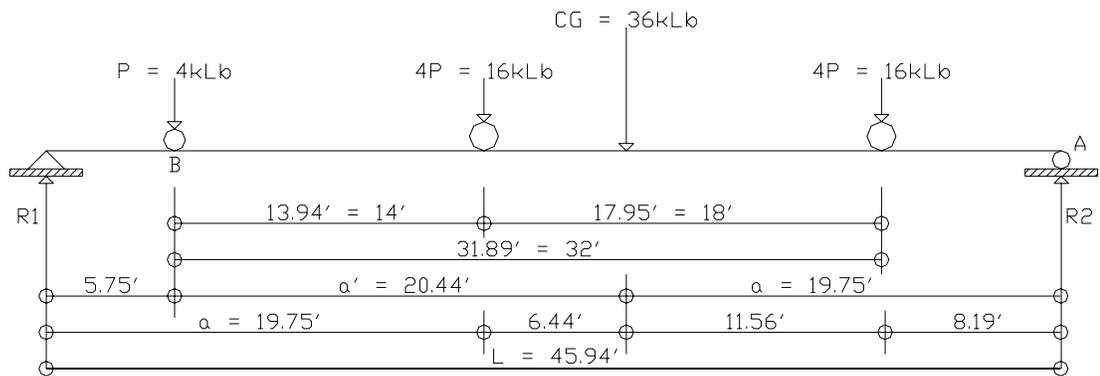
$$M_{\text{CM(máximo)}} = 69,457.50 \text{ kg-m} + 5,670.00 \text{ kg-m} = 75,127.50 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{CM(3m del apoyo)}} = 46,777.50 \text{ kg-m} + 2,430.00 \text{ kg-m} = 49,207.50 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.1.2. Momento por carga viva

Para obtener el momento máximo debido a sobrecarga, se determina la posición de las cargas que se producen en un momento máximo, siendo la posición la siguiente:

Figura 31. Diagrama de carga en viga interior, debido a carga viva



$$\curvearrowright + \Sigma M_B = 0 \quad a' = (16.00 * 14' + 16.00 * 32') / 36.00 = 20.44'$$

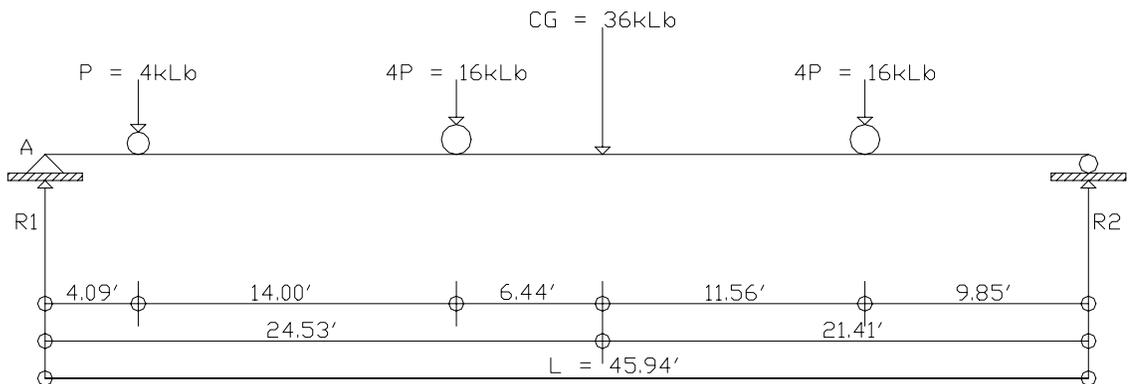
$$a = (45.94' - 6.44') / 2 = 19.75'$$

$$\curvearrowright + \Sigma M_A = 0 \quad R1 = (36.00 \text{ kLb} * 19.75') / 45.94' = 15.48 \text{ klb}$$

$$\curvearrowright + \Sigma M_{\text{máx}} = 15.48 \text{ klb} * 19.75' - 4.0 \text{ klb} * 14' = 249.66 \text{ klb-pie}$$

$$M_{cv}(\text{máx}) = 34,517.42 \text{ kg-m}$$

Figura 32. Diagrama de carga en viga interior, debido a carga viva a 3.00 m del apoyo



$$\overset{\curvearrowright}{+} \Sigma M_A = 0 \quad R_2 = (36.00 \text{ klb} * 24.53 \text{ '}) / 45.94 \text{ '} = 19.22 \text{ klb}$$

$$\overset{\curvearrowright}{+} \Sigma M_{(3\text{m del apoyo})} = 19.22 \text{ klb} * 9.85 \text{ '} = 189.34 \text{ klb_pie} = 26,177.37 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.1.3. Factor de impacto

Factor de impacto:
$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{14.00 + 38} = 0.29 < 0.30 \quad I = 29 \%$$

Como factor de impacto calculado es menor que 0.30, el factor de impacto será 1.29.

2.7.3.4.1.4. Factor de distribución para viga interna (centro de los carriles)

Calculado en el inciso 2.6.3.4.1.4., tenemos que el factor de distribución para la viga interna será de $FD_{\text{interna}} = 1.96\%$.

2.7.3.4.1.5. Momento total actuante en la viga

$$M_{u(\text{máximo})} = 1.3 [75,127.50 + 5 (34,517.42 * 1.29 * 1.96) / 3]$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 286,759.08 \text{ kg-m}$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3 [49,207.50 + 5 (26,177.37 * 1.29 * 1.96) / 3]$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 207,374.62 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.1.6. Cálculo de refuerzo

En el cálculo del refuerzo de vigas, se utilizará un esfuerzo máximo del concreto de 281 kg/cm^2 (4,000 PSI) y un esfuerzo de fluencia del acero de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (60,000 PSI).

2.7.3.4.1.6.1. Refuerzo en el centro de la viga

Datos: $M_{\text{diseño}} = 28,675,908 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 113 \text{ cm}$ $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\emptyset = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{\min} = 0.003 \quad A_{S\min} = 18.97 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\max} = 0.0145 \quad A_{S\max} = 81.93 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s+} = 76.16 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 10 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

Cálculo del refuerzo a compresión:

$$A_{s\text{comp}} = 33 \% * 76.16 \text{ cm}^2 = 25.13 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{s\text{comp}}$, ya que es mayor que el $A_{s\min}$. El refuerzo equivalente distribuido a compresión es de 4 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

2.7.3.4.1.6.2. Refuerzo a 3.00 m del apoyo

$$\begin{aligned} \text{Datos: } M_{\text{diseño}} &= 20,737,462 \text{ kg-cm} & \beta_1 &= 0.85 & F_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \\ \epsilon_s &= 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2 & d &= 113 \text{ cm} & f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 \\ \emptyset &= 0.90 & b &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{\min} = 0.003 \quad A_{S\min} = 18.97 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\max} = 0.0145 \quad A_{S\max} = 81.93 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{S(3\text{m del apoyo})} = 52.91 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * A_{s+} = 50 \% * 76.16 \text{ cm}^2 = 38.08 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{S(3\text{m del apoyo})}$, ya que es mayor a $50\%A_{s+}$. El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 7 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

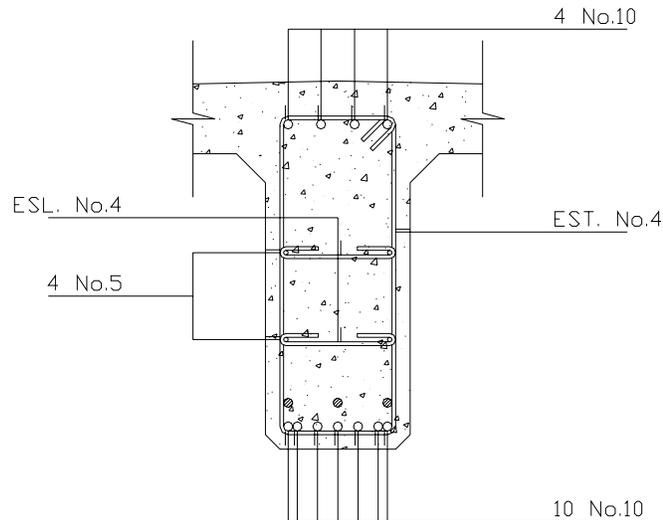
2.7.3.4.1.6.3. Refuerzo adicional

Cálculo del refuerzo adicional:

$$R_a = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * h = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 1.20 \text{ m} = 6.35 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 4 varillas No.5.

Figura 33. Esquema de armado de viga interior



2.7.3.4.1.7. Cálculo de esfuerzos cortantes

2.7.3.4.1.7.1. Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

$$V_{CM(max)} = 2,835.00 * 14.0 / 2 + (1,620 + 2 * 1,080) / 2 = 21,735.00 \text{ kg}$$

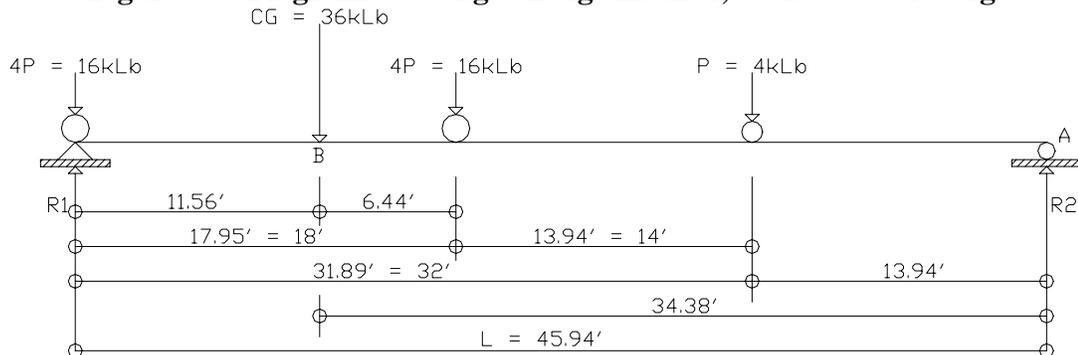
$$V_{CM(3m \text{ del apoyo})} = 2,835.00 * 8.0 / 2 + (1,620) / 2 = 12,150.00 \text{ kg}$$

$$V_{CM(7m \text{ del apoyo})} = 2,835.00 * 0.0 / 2 + (0.0) / 2 = 0.00 \text{ kg}$$

2.7.3.4.1.7.2. Esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante debido a sobrecarga se calcula sacando la reacción de la siguiente posición de cargas:

Figura 34. Diagrama de carga en viga interior, debido a sobrecarga



$$\curvearrowright + \sum M_A = 0$$

$$R1 = [16 \text{ klb} (45.94 \text{ ' } + 27.94 \text{ ' }) + 4 \text{ klb} * 13.94 \text{ ' }] / 45.94 \text{ ' }$$

$$V_{CV(\text{max})} = R1 = 26.94 \text{ klb} = 12,221.92 \text{ kg}$$

$$V_{CV(3\text{m del apoyo})} = [16 \text{ klb} (36.09 \text{ ' } + 18.09 \text{ ' }) + 4 \text{ klb} * 4.09 \text{ ' }] / 45.94 \text{ ' } \\ = 19.23 \text{ klb} = 8,720.74 \text{ kg}$$

$$V_{CV(7\text{m del apoyo})} = [16 \text{ klb} (22.97 \text{ ' } + 4.97 \text{ ' }) + 4 \text{ klb} * 0 \text{ ' }] / 45.94 \text{ ' } \\ = 9.73 \text{ klb} = 4,413.89 \text{ kg}$$

2.7.3.4.1.7.3. Factor de impacto

Calculado en el inciso 2.7.3.4.1.3., tenemos que el factor de impacto será 1.29.

2.7.3.4.1.7.4. Esfuerzos cortantes totales

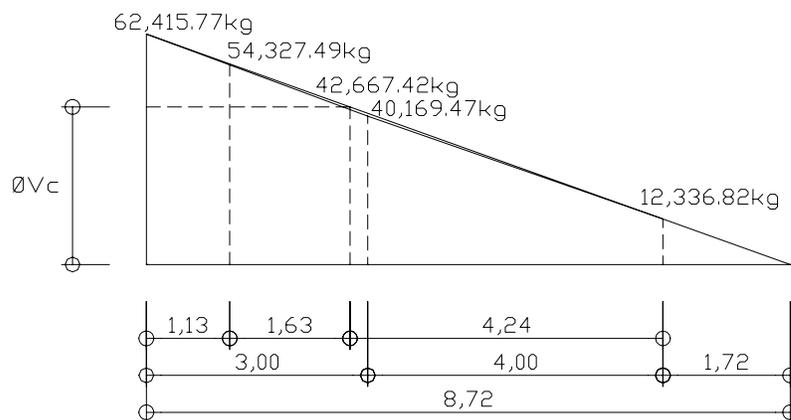
$$V_{u(\text{max Diseño})} = 1.3 (21,735.00 + 5 / 3 (12,221.92 * 1.29)) = 62,415.77 \text{ kg}$$

$$V_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3 (12,150.00 + 5 / 3 (8,720.74 * 1.29)) = 40,169.47 \text{ kg}$$

$$V_{u(7\text{m del apoyo})} = 1.3 (0.00 + 5 / 3 (4,413.89 * 1.29)) = 12,336.82 \text{ kg}$$

2.7.3.4.1.7.5. Cálculo de refuerzo

Figura 35. Diagrama de corte para diseño en viga interior



Datos: $V_{\text{diseño}} = 62,415.77 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 113 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$\emptyset = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \beta_1 * 0.53(\sqrt{f_c}) * b_w * d = 0.85 (0.53) \sqrt{281} (50)(113) = 42,667.42 \text{ kg} \\ V_{ud} &= V_{\max} * (L_1 - d) / L_1 = 62,415.77 (8.72 - 1.13) / 8.72 = 54,327.49 \text{ kg} \end{aligned}$$

Con este resultado, se concluye que $V_{(\max \text{ dise\~{n}o})} >$ que ϕV_c . Por lo tanto, no cumple $S = d/2 = 113/2 = 56.50 \text{ cm}$. Se recomienda que los estribos no vayan a m\u00e1s de $H/4 = 120/4 = 30.00 \text{ cm}$.

C\u00e1lculo de separaci\u00f3n de estribos para $\phi V_c = 42,667.42 \text{ kg}$:

$$\frac{62,415.77}{8.72} = \frac{42,667.42}{X} \left. \begin{array}{l} X = 5.96 \text{ m} \\ X' = X - 1.72 = 5.96 - 1.72 = 4.24 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Con relaci\u00f3n de tri\u00e1ngulos semejantes (ver figura 35), teniendo como dato la altura de $V_{(\max \text{ dise\~{n}o})}$ y de ϕV_c , se calcul\u00f3 la distancia que ser\u00e1 cubierta por $d/2$ y es de 4.24 m. Se deber\u00e1 colocar estribo No.4 a cada 0.30 m, para mayor seguridad en la resistencia al corte (ver figura 36).

Una vez determinados estos esfuerzos se calcula el esfuerzo cortante que ser\u00e1 absorbido por el refuerzo del apoyo:

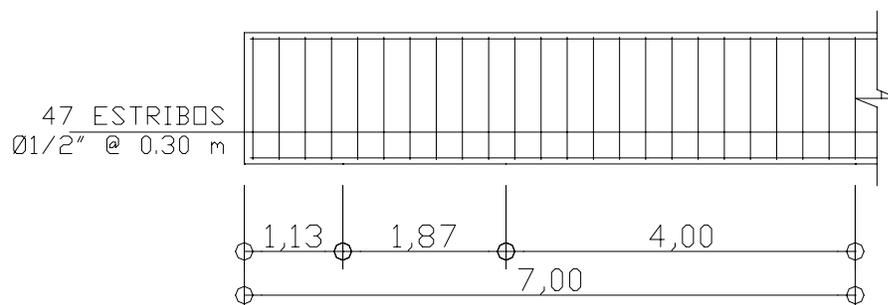
$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 54,327.49 - 42,667.42 = 11,660.07 \text{ kg}$$

C\u00e1lculo de espaciamiento: se utilizar\u00e1 varilla No.4 (1.2668 cm^2).

$$S = 0.85 (4,200) (113) (2 * 1.27) / 11,660.07 = 87.88 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a m\u00e1s de $H/4$. Por lo tanto, se utilizar\u00e1 estribo No.4 a cada 0.30 m (ver figura 36).

Figura 36. Diagrama de confinamiento en viga interior



2.7.3.4.2. Viga exterior

2.7.3.4.2.1. Momento por carga muerta

2.7.3.4.2.1.1. Momento debido al peso propio

$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18 \text{ m} * 2.22 \text{ m} = 959.04 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{wafalto}} = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 2.05 \text{ m} = 215.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.50 \text{ m} * 1.02 \text{ m} = 1,224.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{acera}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.65 \text{ m} = \underline{234.00 \text{ kg/m}}$$

$$W_{\text{pp}} = 2,632.29 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{pp(máximo)}} = (2,632.29 \text{ kg/m})(14.0 \text{ m})^2 / 8 = 64,491.11 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{pp(3m del apoyo)}} = 64,491.11 - (2,632.29)(8.0 \text{ m})^2 / 8 = 43,432.79 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.2.1.2. Momento debido al peso de diafragma interno

$$P_{\text{di}} = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.90 \text{ m}) * 1.25 \text{ m} = 810.00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{de}} = (2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 0.60 \text{ m}) * 1.25 \text{ m} = 540.00 \text{ kg}$$

$$M_{\text{pd(máximo)}} = (810.00 \text{ kg/m})(14.0 \text{ m}) / 4 = 2,835.00 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{pd(3m del apoyo)}} = 2,835.00 - (810.00 \text{ kg/m})(8.0 \text{ m}) / 4 = 1,215.00 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.2.1.3. Momento total

$$M_{\text{CM(máximo)}} = 64,491.11 \text{ kg-m} + 2,835.00 \text{ kg-m} = 67,326.11 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{CM(3m del apoyo)}} = 43,432.79 \text{ kg-m} + 1,215.00 \text{ kg-m} = 44,647.79 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.2.2. Momento por carga viva

La distribución de sobrecarga es la misma calculado en el inciso 2.7.3.4.1.2. del diseño de la viga interior:

$$M_{\text{cv(máx)}} = 34,517.42 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{CV(3m del apoyo)}} = 26,177.37 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.2.3. Factor de impacto

Calculado en el inciso 2.7.3.4.1.3., tenemos que el factor de impacto será 1.29.

2.7.3.4.2.4. Factor de distribución para viga externa

Calculado en el inciso 2.6.3.4.2.4., tenemos que el factor de distribución para la viga externa será de $F_{D\text{externa}} = 1.39\%$.

2.7.3.4.2.5. Momento total actuante en la viga

$$M_{u(\text{máximo})} = 1.3 [67,326.11 + 5 (34,517.42 * 1.29 * 1.39) / 3]$$

$$M_{u(\text{máximo})} = 221,625.85 \text{ kg-m}$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 1.3 [44,647.79 + 5 (26,177.37 * 1.29 * 1.39) / 3]$$

$$M_{u(3\text{m del apoyo})} = 159,742.52 \text{ kg-m}$$

2.7.3.4.2.6. Cálculo de refuerzo

2.7.3.4.2.6.1. Refuerzo en el centro de la viga

Datos: $M_{\text{diseño}} = 22,162,585 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 113 \text{ cm}$ $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{\text{min}} = 0.003 \quad A_{S\text{min}} = 18.97 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{max}} = 0.0145 \quad A_{S\text{max}} = 81.93 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{s+} = 56.93 \text{ cm}^2$$

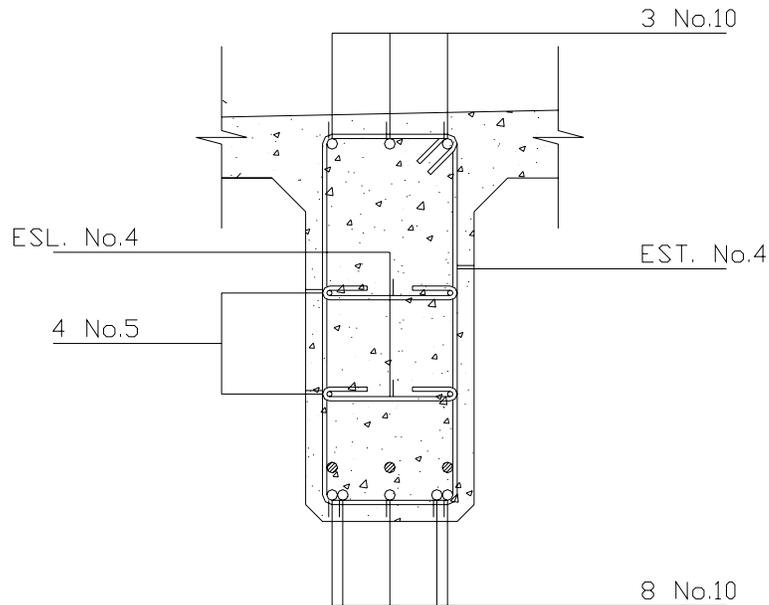
El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 8 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

Cálculo del refuerzo a compresión:

$$A_{s\text{comp}} = 33 \% * 56.93 \text{ cm}^2 = 18.79 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{s\text{min}}$, ya que es mayor que el $A_{s\text{comp}}$. El refuerzo equivalente distribuido a compresión es de 3 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

Figura 37. Esquema de armado de viga exterior



2.7.3.4.2.6.2. Refuerzo a 3.00 m del apoyo

Datos: $M_{diseño} = 15,974,252 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 113 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\emptyset = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{min} = 0.003 \quad A_{Smin} = 18.97 \text{ cm}^2 \quad \rho_{max} = 0.0145 \quad A_{Smax} = 81.93 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo a tensión:

$$A_{S(3m \text{ del apoyo})} = 39.87 \text{ cm}^2$$

$$50 \% * A_{S+} = 50 \% * 56.93 \text{ cm}^2 = 28.47 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{S(3m \text{ del apoyo})}$, ya que es mayor a $50\%A_{S+}$. El refuerzo equivalente distribuido a tensión es de 5 varillas No.10 (ver planos incluidos en el apéndice).

2.7.3.4.2.6.3. Refuerzo adicional

Como el refuerzo adicional calculado en el inciso 2.7.3.4.1.6.3., es equivalente a distribuir a tensión 4 varillas No.5.

2.7.3.4.2.7. Cálculo de esfuerzos cortantes

2.7.3.4.2.7.1. Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

$$V_{CM(max)} = 2,632.29 * 14.0 / 2 + (810 + 2 * 540) / 2 = 19,371.03 \text{ kg}$$

$$V_{CM(3m \text{ del apoyo})} = 2,632.29 * 8.0 / 2 + (810) / 2 = 10,934.16 \text{ kg}$$

$$V_{CM(7m \text{ del apoyo})} = 2,632.29 * 0.0 / 2 + (0.0) / 2 = 0.00 \text{ kg}$$

2.7.3.4.2.7.2. Esfuerzos cortantes por carga viva

Para la distribución del esfuerzo cortante, es la misma calculado en el inciso 2.7.3.4.1.7.2., del diseño de la viga interior:

$$V_{CV(max)} = 12,221.92 \text{ kg}$$

$$V_{CV(3m \text{ del apoyo})} = 8,720.74 \text{ kg}$$

$$V_{CV(7m \text{ del apoyo})} = 4,413.89 \text{ kg}$$

2.7.3.4.2.7.3. Factor de impacto

Calculado en el inciso 2.7.3.4.1.3., tenemos que el factor de impacto será 1.29.

2.7.3.4.2.7.4. Esfuerzos cortantes totales

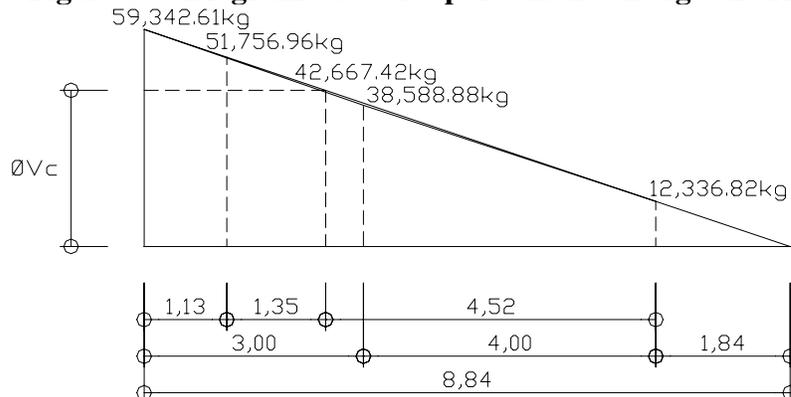
$$V_u(max \text{ Diseño}) = 1.3 (19,371.03 + 5 / 3 (12,221.92 * 1.29)) = 59,342.61 \text{ kg}$$

$$V_u(3m \text{ del apoyo}) = 1.3 (10,934.16 + 5 / 3 (8,720.74 * 1.29)) = 38,588.88 \text{ kg}$$

$$V_u(7m \text{ del apoyo}) = 1.3 (0.00 + 5 / 3 (4,413.89 * 1.29)) = 12,336.82 \text{ kg}$$

2.7.3.4.2.7.5. Cálculo de refuerzo

Figura 38. Diagrama de corte para diseño en viga exterior



Datos: $V_{\text{diseño}} = 59,342.61 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 113 \text{ cm}$ $f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ $b = 50 \text{ cm}$

$$\phi V_c = \beta_1 * 0.53(\sqrt{f_c}) * b_w * d = 0.85 (0.53) \sqrt{281} (50)(113) = 42,667.42 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = V_{\text{max}} * (L_1 - d) / L_1 = 59,342.61 (8.84 - 1.13) / 8.84 = 51,756.96 \text{ kg}$$

Cálculo de separación de estribos para $\phi V_c = 42,667.42 \text{ kg}$:

$$\frac{59,342.61}{8.84} = \frac{42,667.42}{X} \left\{ \begin{array}{l} X = 6.36 \text{ m} \\ X' = X - 1.84 = 6.36 - 1.84 = 4.52 \text{ m} \end{array} \right.$$

Con relación de triángulos semejantes (ver figura 38), teniendo como dato la altura de $V_{(\text{max diseño})}$ y de ϕV_c , se calculó la distancia que será cubierta por $d/2$ y es de 4.52 m. Se deberá colocar estribo No.4 a cada 0.30 m, para mayor seguridad en la resistencia al corte (ver figura 39).

Una vez determinados estos esfuerzos se calcula el esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo:

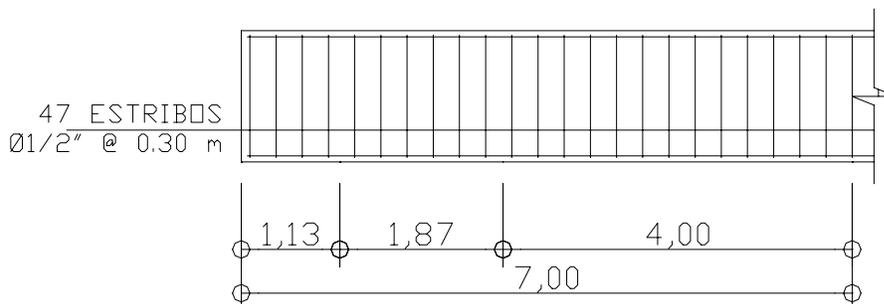
$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 51,029.13 - 35,115.67 = 15,913.46 \text{ kg}$$

Cálculo de espaciamiento: se utilizará varilla No.4 (1.2668 cm²).

$$S = 0.85 (4,200) (113) (2 * 1.27) / 15,913.46 = 64.39 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a más de $H/4$. Por lo tanto, se deberá colocar estribo No.4 a cada 0.30 m (ver figura 39).

Figura 39. Diagrama de confinamiento en viga exterior



2.7.3.5. Diseño de diafragmas

De los criterios expuestos en 2.6.3.5., las secciones de los diafragmas quedan así:

$$\text{Diafragma central} = 90 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = 60 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Se les colocará el refuerzo mínimo:

$$\text{Diafragma central} = (14.1/2,810)(30 \text{ cm})(85 \text{ cm}) = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = (14.1/2,810)(30 \text{ cm})(55 \text{ cm}) = 8.28 \text{ cm}^2$$

En el diafragma central se utilizarán 3 varillas No.8. En el diafragma exterior se utilizarán 3 varillas No.6 (ver planos incluidos en el apéndice).

Refuerzo adicional:

$$\text{Diafragma central} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(0.90 \text{ m}) = 4.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = (5.29 \text{ cm}^2/\text{m})(0.60 \text{ m}) = 3.17 \text{ cm}^2$$

El refuerzo equivalente distribuido en el diafragma central es de 4 varillas No.4. En el diafragma exterior se utilizarán 2 varillas No.5 (ver planos incluidos en el apéndice).

El esfuerzo de corte será el mínimo a espaciamiento máximo. Se reforzará con estribos No.3 a cada 0.40 m en el diafragma central y con estribos No.3 a cada 0.25 m en el diafragma exterior.

2.7.4. Diseño de la subestructura

2.7.4.1. Diseño de estructura de viga de apoyo

2.7.4.1.1. Diseño de asiento o base

El aplastamiento = Área del corte último o de diseño, será $P = 62,415.77 \text{ kg}$.

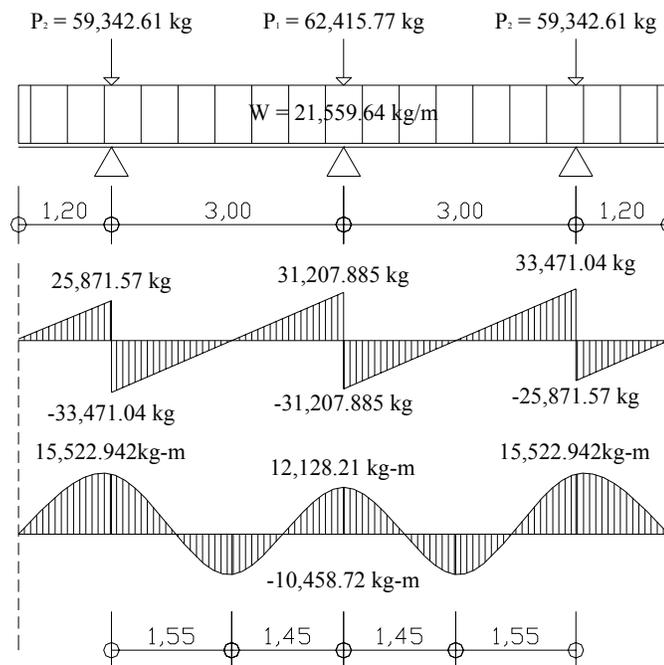
$$\text{Área de aplastamiento: } A_p = P/\phi * f_c = \frac{62,415.77}{0.71 * 210} = 418.62 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{418.62} = 20.46 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 25x25 cm.

A continuación se presentan los diagramas necesarios para el cálculo del refuerzo de la viga de apoyo. Determinando el esfuerzo máximo para el diseño de estribos y el momento máximo para el diseño por flexión.

Figura 40. Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo



2.7.4.1.1. Cálculo de refuerzo por flexión

Datos: $M_{\text{Diseño}} = 15,522.94 \text{ kg-m}$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$ $\emptyset = 0.90$
 $d = 37.50 \text{ cm}$ $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $\beta_1 = 0.85$
 $b = 80.00 \text{ cm}$ $h = 40.00 \text{ cm}$

Calculando con la fórmula el valor A_s y las cuantías de acero, se obtienen los datos siguientes:

$$A_{s_{\text{min}}} = 16.06 \text{ cm}^2 < A_s = 17.14 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{max}}} = 59.74 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el refuerzo equivalente 8 No.6, distribuido en la viga de apoyo (ver planos incluidos en el apéndice).

2.7.4.1.1.2. Cálculo de refuerzo por corte

Datos: $V_{\text{diseño}} = 33,471.04 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 37.5 \text{ cm}$ $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.90$ $b = 80 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

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

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 33,471.04 - 19,585.10 = 13,885.94 \text{ kg}$$

Comprobación de límites de espaciamento:

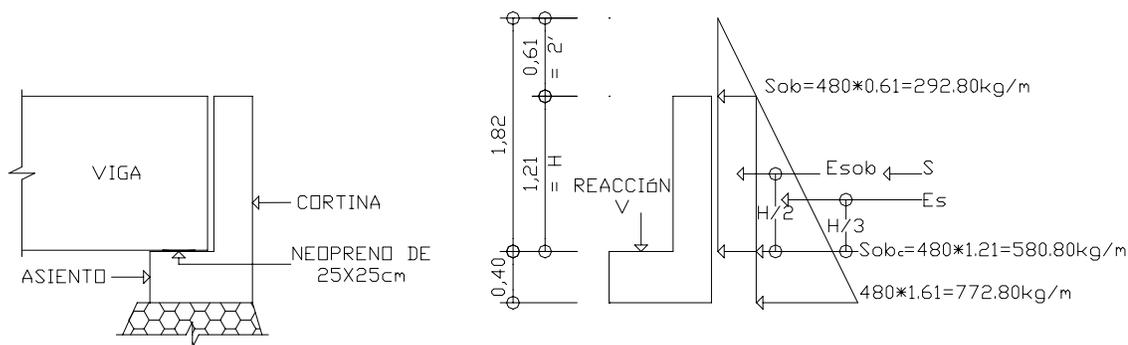
$$0.85 (1.10) \sqrt{210} (80)(37.5) = 40,648.31 \text{ kg} > \phi V_s$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamento máximo. Utilizar estribo No.4 a cada 0.25 m (ver planos incluidos en el apéndice).

2.7.4.1.2. Diseño de cortina

2.7.4.1.2.1. Empuje de tierra

Figura 41. Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo



$$F = \text{Empuje} = (E_{sob} + E_s) = 292.80 * 1.21 + 772.80 * 1.21 / 2$$

$$= 354.29 + 468.38 = 822.67 \text{ kg}$$

2.7.4.1.2.2. Fuerza longitudinal (LF)

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

$$LF' = \frac{0.05 * P}{2H} = \frac{0.05 * 7,257.48}{2 * 1.21} = 149.95 \text{ kg/m}$$

$$\text{Al ser dos llantas:} \quad LF = 2 * 149.95 = 299.90 \text{ kg/m}$$

Esta carga actúa a 6' sobre el piso de la losa (AASHTO 3.9.1.).

$$\text{El brazo de la LF:} \quad \text{Brazo} = 6' + H_{\text{cortina}} = 1.8288 + 1.21 = 3.0388 \text{ m}$$

2.7.4.1.2.3. Fuerza de sismo (S)

$$\text{Peso de la cortina} \quad W = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.30 \text{ m})(1.21 \text{ m})(1 \text{ m}) = 871.20 \text{ kg}$$

$$S = 0.12W = 0.12 (871.20) = 104.54 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} \quad \text{Brazo} = 1.21/2 = 0.605 \text{ m}$$

2.7.4.1.2.4. Combinación de cargas

Para momento:

$$\begin{aligned} \text{Grupo III} &= 1.3(E_{\text{sob}} + E_{\text{s}} + LF) = 1,647.63 \text{ kg-m/m} \\ &= 1.3 (354.29 * 1.21/2 + 351.38 * 1.21/3 + 299.90 * 3.0388) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Grupo VII} &= 1.3(E_{\text{sob}} + E_{\text{s}} + S) = 545.11 \text{ kg-m/m} \\ &= 1.3 (354.29 * 1.21/2 + 351.38 * 1.21/3 + 104.54 * 0.605) \end{aligned}$$

Para corte:

$$\text{Grupo III} = 1.3(F + LF) = 1.3 (705.67 + 299.90) = 1,307.24 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(F + S) = 1.3 (705.67 + 104.54) = 1,053.27 \text{ kg}$$

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

$$M_{\text{max}} = 1,647.63 \text{ kg-m/m} \quad V_{\text{max}} = 1,307.24 \text{ kg}$$

2.7.4.1.2.5. Cálculo de refuerzo

2.7.4.1.2.5.1. Refuerzo por flexión

Donde: $M_{max} = 1,647.63 \text{ kg-m}$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$ $\emptyset = 0.90$
 $d = 26.87 \text{ cm}$ $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $\beta_1 = 0.85$
 $b = 121 \text{ cm}$ $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$

Tenemos: $A_{Smin} = 16.31 \text{ cm}^2 > A_s = 2.44 \text{ cm}^2 < A_{Smax} = 60.7 \text{ cm}^2$

Utilizar 8 varillas corridos No.6, distribuidos en la cortina (ver planos incluidos en el apéndice).

2.7.4.1.2.5.2. Refuerzo por corte

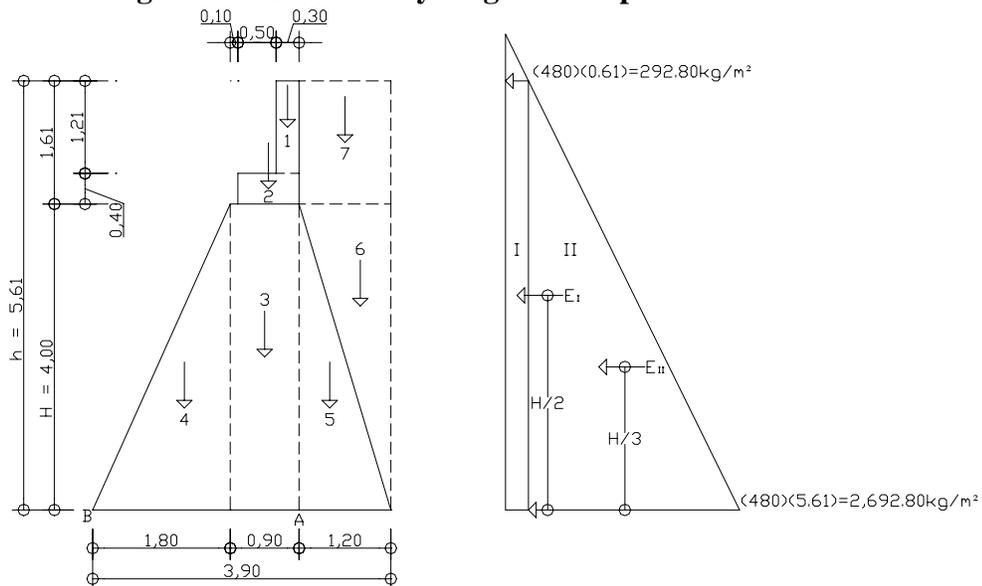
Datos: $V_{max} = 1,307.24 \text{ kg}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$ $d = 26.87 \text{ cm}$ $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $\emptyset = 0.90$ $b = 121 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

$$\emptyset V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (121) (26.87) = 21,225.48 \text{ kg} \gg V_{max}$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo. Utilizar estribo No.4 a cada 0.25 m (ver planos incluidos en el apéndice).

2.7.4.2. Diseño de estribo de concreto ciclópeo

Figura 42. Geometría y diagrama de presiones en estribo



Para el presente cálculo se utilizaron los siguientes datos:

Peso volumétrico concreto ciclópeo W_{cc}	= 2,700 kg/m ³
Peso volumétrico concreto armado W_c	= 2,400 kg/m ³
Peso volumétrico del suelo W_s	= 1,700 kg/m ³
Equivalente líquido	= 480 kg/m ³
Capacidad de soporte del suelo $V_s(\gamma_s)$	= 20,000 kg/m ²

2.7.4.2.1. Momento de volteo (MV)

Tabla VIII. Momento de volteo en estribo

Sección	Altura(m)	Presión	Empuje W_v	B.P.(m)	Momento M_v (kg-m)
I	5.61	292.80	1,642.61	2.805	4,607.52
II	2.805	2,692.80	7,553.30	1.87	14,124.68
		Σ	9,195.91		18,732.19

2.7.4.2.2. Momento estabilizante (ME), respecto a “B”

Este momento es debido al peso propio y al relleno (el momento obtenido es por metro de ancho).

Tabla IX. Momento estabilizante en estribo

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso W_E (kg)	B.P. (m)	Momento M_E (kg-m)
1	0.30	1.21	0.363	2,400.00	871.20	2.55	2,221.56
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	2.30	1,766.40
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.25	21,870.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1.20	11,664.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	3.10	20,088.00
6	1.20	4.00	2.40	1,700.00	4,080.00	3.50	14,280.00
7	1.20	1.61	1.932	1,700.00	3,284.40	3.30	10,838.52
			Σ		34,923.60		82,728.48

2.7.4.2.3. Chequeo del muro sin superestructura

I. Volteo = $M_E/M_v = 82,728.48/18,732.19 = 4.42 > 1.5$ OK

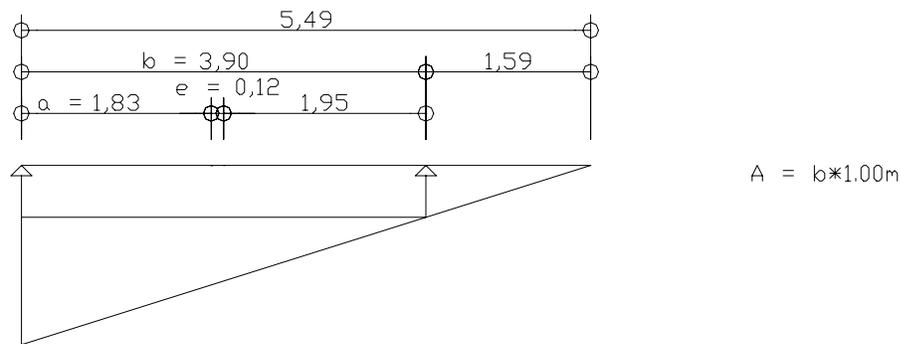
II. Deslizamiento = $0.5(W_E/W_v) = 0.5 (34,923.60/9,195.91) = 1.90 > 1.5$ OK

III. Presiones

$$a = (M_E - M_v)/W_E = (82,728.48 - 18,732.19)/ 34,923.60 = 1.83 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1.83 = 5.49 > 3.90 \text{ m}$$

Figura 43. Diagrama trapezoidal en estribo



Excentricidad: $e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.83 = 0.12$

$$P = W_E/A [1 \pm (6 * e/b)] = \frac{34,923.60}{3.90 * 1} \left[1 \pm \frac{6 * 0.12}{3.90} \right]$$

$P_{max} = 10,607.96 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2$ OK

$P_{min} = 7,301.58 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$ OK

2.7.4.2.4. Chequeo del muro con superestructura (carga viva)

$$W_{(Viga \text{ de apoyo})} = (2,400)(0.30 * 1.21 + 0.80 * 0.40) = 1,639.20 \text{ kg/m}$$

$$W_{(CV \text{ equivalente})} = (12,221.92 + 2 * 12,221.92)/ 8.40 = 4,364.97 \text{ kg/m}$$

$$W_{(total)2} = 1,639.20 + 4,364.97 = 6,004.17 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_2 = 1.95 \text{ m}$$

Momento estabilizante (ME):

$$ME_2 = 6,004.17 * 1.95 = 11,708.13 \text{ kg-m}$$

$$ME_{(Total)2} = 82,728.48 + 11,708.13 = 94,436.61 \text{ kg-m}$$

$$\text{I. Volteo} = 94,436.61 / 18,732.19 = 5.04 > 1.5 \quad \text{OK}$$

$$\text{II. Deslizamiento} = 0.5 (6,004.17 + 34,923.60) / 9,195.91 = 2.23 > 1.5 \quad \text{OK}$$

III. Presiones

$$a = (94,436.61 - 18,732.19) / (6,004.17 + 34,923.60) = 1.85 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1.85 = 5.55 > 3.90 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad: } e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.85 = 0.10$$

$$P = (W_{(\text{Total})2} + W_E) / A [1 \pm (6 * e / b)] = \left(\frac{6,004.17 + 34,923.60}{3.90 * 1} \right) \left(1 \pm \frac{6 * 0.10}{3.90} \right)$$

$$P_{\text{max}} = 12,108.81 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$P_{\text{min}} = 8,879.79 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK}$$

2.7.4.2.5. Chequeo del muro con sismo (sin carga viva)

Para el chequeo de sismo se deben tomar momentos de volteo en el sentido horizontal.

$$\text{Datos: } P_{\text{CM1}} = 21,735.00 \text{ kg} \quad M_E = 82,728.48 \text{ kg-m} \quad W_E = 34,923.60 \text{ kg}$$

$$P_{\text{CM2}} = 19,371.03 \text{ kg} \quad M_V = 18,732.19 \text{ kg-m} \quad W_V = 9,195.91 \text{ kg}$$

$$bt = 8.40 \text{ m}$$

$$W_{(\text{Subestructura})} = 34,923.60 \text{ kg}$$

$$W_{(\text{CM equivalente})} = (21,735.00 + 2 * 19,371.03) / 8.40 = 7,199.65 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{total})3} = 34,923.60 + 7,199.65 = 42,123.25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_3 = 1.95 \text{ m}$$

Momento estabilizante (ME):

$$ME_3 = 7,199.65 * 1.95 = 14,039.32 \text{ kg-m}$$

$$ME_{(\text{Total})3} = M_E + ME_3 = 82,728.48 + 14,039.32 = 96,767.80 \text{ kg-m}$$

Fuerza horizontal (FH):

$$FH = 1.08 * W_V + 0.08 * W_{(\text{Total})3} = 13,301.44 \text{ kg}$$

$$= (1.08 * 9,195.91) + (0.08 * 42,123.25)$$

Momento de volteo (MV), respecto a "A":

Tabla X. Momento estabilizante en estribo sin carga viva

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso W _E (kg)	B.P. (m)	Momento M _{V3} (kg-m)
1	0.30	1.21	0.363	2,400.00	871.20	5.005	4,360.36
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	4.20	3,225.60
3	0.90	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	2.00	19,440.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1 1/3	12,960.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	1 1/3	8,640.00
6	1.20	4.00	2.40	1,700.00	4,080.00	2 2/3	10,880.00
7	1.20	1.61	1.932	1,700.00	3,284.40	4.805	15,781.54
Σ					34,923.60		75,287.50

$$MEQ = 0.08 * M_{V3} = 0.08 * 75,287.50 = 6,023.00 \text{ kg-m}$$

$$M_{(\text{Volteo})3} = 1.08 * M_v + 0.08 * CM * h' + MEQ = 28,788.04 \text{ kg-m}$$

$$= (1.08 * 18,732.19) + (0.08 * 7,199.65 * 4.40) + 6,023.00$$

Chequeos:

I. Volteo = $ME_{(\text{Total})3} / M_{V3} = 96,767.80 / 28,788.04 = 3.36 > 1.5 \text{ OK}$

II. Deslizamiento = $0.5W_{(\text{Total})3} / FH = 1.58 > 1.5 \text{ OK}$

$$= 0.5 (42,123.25) / 13,301.44$$

III. Presiones $a = (ME_{(\text{Total})3} - M_{(\text{Volteo})3}) / W_{(\text{Total})3} = 1.61 \text{ m}$

$$= (96,767.80 - 28,788.04) / 42,123.25$$

$$3a = 3 * 1.61 = 4.83 > 3.90 \text{ m}$$

Excentricidad: $e = b/2 - a = 3.90/2 - 1.61 = 0.34$

$$P = W_{(\text{Total})3} / A [1 \pm (6 * e / b)] = \frac{42,123.25}{3.90 * 1} [1 \pm \frac{6 * 0.34}{3.90}]$$

$$P_{\text{max}} = 16,450.50 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$$

$$P_{\text{min}} = 5,151.17 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2 \text{ OK}$$

Se concluye que chequean las dimensiones dadas en la figura 42.

**2.7.5. Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Purhá,
San Juan Chamelco, Alta Verapaz**

Los criterios tomados para la elaboración del presupuesto son los mismos empleados en el puente del caso anterior (ver en 2.6.5).

**Tabla XI. Presupuesto para construir un puente vehicular para la aldea Purhá,
San Juan Chamelco, Alta Verapaz**

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Suma
1	Trabajos preliminares	1	global	14,430.10	14,430.10
2	Muro de mampostería	266.07	m ³	1,478.50	393,384.50
3	Vigas de apoyo	16.80	ml	1,689.00	28,375.20
4	Anclaje de viga	6	unidades	3,022.10	18,132.60
5	Junta de construcción	14.20	ml	928.75	13,188.25
6	Viga de carga	42.00	ml	2,544.75	106,879.50
7	Diafragmas	15.00	ml	1,425.00	21,375.00
8	Losa	100.80	m ²	979.75	98,758.80
9	Acera+poste+baranadal	28.00	ml	1,098.00	30,744.00
10	Aproches	100.00	m ³	269.40	26,940.00
11	Fletes	1	global	9,471.05	9,471.05
TOTAL					Q761,679.00

2.8. Diseño del sistema de agua potable para la aldea Granadillas

2.8.1. Descripción del proyecto

En la aldea Granadillas existe un sistema de llenacántaros, el cual se encuentra en abandono, en mal estado, lo que hace que el mismo sea inutilizable, siendo por lo consiguiente, necesaria la construcción de un nuevo sistema de abastecimiento a dicha aldea. Como consecuencia, el proyecto consiste en el diseño de dos sistemas de agua potable independientes, es decir, se contará con dos fuentes.

2.8.2. Levantamiento topográfico

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.

Las notas realizadas en la libreta de campo deben ser lo más claras posibles, especificando los problemas que se puedan suscitar en el trayecto de la tubería. Es necesario realizar inspecciones preliminares para formarse un criterio sobre los elementos que serán determinantes en el diseño hidráulico del sistema.

Para el levantamiento topográfico se utilizó el método taquimétrico, obteniendo los resultados mostrados en los planos que se presentan en el apéndice.

2.8.3. Caudal de aforo

En el aforo se determina el caudal de una fuente. Para este caso se utilizó el método volumétrico, el cual consiste en definir el tiempo en que se llena un recipiente con un volumen conocido.

Se realizaron las mediciones, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla XII. Caudal de aforo de las fuentes

Fecha:	18 de diciembre 2,002	Volumen de recipiente:	5 litros	
Fuente No.1				
Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4	Tiempo 5
3.27 segundos	3.57 segundos	3.31 segundos	3.16 segundos	3.18 segundos
Caudal de aforo de fuente No.1:		1.516 litros / segundo		
Fuente No.2.A				
Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4	
79.74 segundos	70.81 segundos	69.11 segundos	68.80 segundos	
Caudal de aforo:		0.069 litros / segundo		
Fuente No.2.B				
Tiempo 1	Tiempo 2	Tiempo 3	Tiempo 4	Tiempo 5
19.14 segundos	18.46 segundos	18.08 segundos	18.40 segundos	19.10 segundos
Caudal de aforo:		0.268 litros / segundo		
Caudal de aforo de fuente No.2:		0.337 litros / segundo		

2.8.4. Calidad de agua

La calidad natural del agua varía en razón del lugar, la estación del año, uso de la tierra, el clima y las diferentes clases de roca del suelo que el agua remueve. La calidad del agua se exige de acuerdo al uso que se le asignará, en este caso, para consumo humano, por lo que debe ser sanitariamente segura. Para ello, deben cumplir con las normas de calidad físico químicas y bacteriológicas, lo cual se demuestra en el análisis de laboratorio, como lo establece el artículo 88 del Código de Salud. En efecto, 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 h18 y 29002 h19, respectivamente.

2.8.4.1. Análisis físico químico sanitario

El análisis físico sirve para medir y registrar aquellas propiedades que pueden ser observadas por los sentidos, como aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, PH, temperatura y conductividad eléctrica.

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

El resultado del laboratorio, desde el punto de vista físico químico sanitario, indica: **Fuente uno:** *DUREZA en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.* **Fuente dos:** *Las determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según COGUANOR NGO 29001 (ver tablas XVII y XIX en apéndice).*

2.8.4.2. Examen bacteriológico

El objetivo principal de este examen es para indicar el grado de contaminación bacteriana y principalmente con materia fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme, que comprende los bacilos, Escherrichia Coli y el Aerobater Aerógenes.

Los resultados del examen bacteriológico indican: **NO ES POTABLE.** *Según NORMA COGUANOR NGO 29001 (ver tablas XVIII y XX en apéndice).* Por lo anterior, se recomienda la cloración que es detallada en 2.8.14.

2.8.5. Período de diseño

Consiste en el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio satisfactorio a la población. Para determinarlo se consideran dos aspectos principales, que son: la durabilidad de las instalaciones y su capacidad para prestar buen servicio según las condiciones previstas. El período de diseño para este proyecto, debido a que es un sistema por gravedad, se considera de 20 años de funcionamiento y 1 año de ejecución, dando, así, un período total de diseño de 21 años.

2.8.6. Estimación de población de diseño

Aunque existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional, se recomienda utilizar el método geométrico.

- a. Población actual.** Para el efecto se utiliza la población actual que registra el último censo realizado en la comunidad de 615 habitantes (de las 130 viviendas: 338 población femenina y 277 población masculina). En el levantamiento topográfico se registraron 147 viviendas, distribuidas de la siguiente manera: fuente uno: 89 viviendas (445 habitantes) y fuente dos: 58 viviendas (290 habitantes).
- b. Población futura.** La tasa de crecimiento poblacional promedio anual, de 3.0% utilizada en Alta Verapaz (Plan de Desarrollo Municipal), se considerará en el cálculo de la población futura con la fórmula de crecimiento geométrico:

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

Donde: Pf = Población futura [hab] r = Tasa de crecimiento promedio anual [%]

Pa = Población actual [hab] n = Período de diseño [años]

$$Pf_1 = 445 (1 + 3/100) ^{21} = 828 \text{ habitantes}$$

$$Pf_2 = 290 (1 + 3/100) ^{21} = 539 \text{ habitantes}$$

2.8.7. Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a una persona. Para averiguarla, se realizó un análisis sobre el uso y consumo de agua, el cual dio como resultado, para fines de diseño del sistema, una dotación de 60 y 45 L/hab/día, para fuente uno y dos, respectivamente, lo que es aceptable por el clima frío de la comunidad, localizada en el área rural. La razón por la cual la dotación para la fuente dos es menor, se debe a la poca cantidad de caudal que proporciona esta fuente.

2.8.8. Determinación del caudal

2.8.8.1. Consumo medio diario

Conocido también como caudal medio, es la cantidad de agua que consume una población en un día. Se obtiene del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo diario, se puede calcular en función de la población futura y de la dotación asignada en un día.

Para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_m = (\text{Población futura [hab]} * \text{Dotación [L/hab/día]}) / (86,400 \text{ s/día})$$
$$Q_{m1} = (828 \text{ hab} * 60 \text{ L/hab/día}) / (86,400 \text{ s/día}) = 0.575 \text{ L/s}$$
$$Q_{m2} = (539 \text{ hab} * 45 \text{ L/hab/día}) / (86,400 \text{ s/día}) = 0.281 \text{ L/s}$$

2.8.8.2. Consumo máximo diario

Es conocido como caudal de conducción, es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año y regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población, el cual no incluye gastos causados por incendios.

Cuando no se cuenta con información de consumo diario, este se puede calcular un porcentaje denominado factor de día máximo (Fdm.). Este factor en área rural está comprendido dentro los valores siguientes: 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, a 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes.

Tomando en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que el factor de día máximo es de 1.2.

$$Q_c = Q_m \text{ [L/s]} * F_{dm}$$
$$Q_{c1} = (0.575 \text{ L/s}) (1.2) = 0.69 \text{ L/s}$$
$$Q_{c2} = (0.281 \text{ L/s}) (1.2) = 0.337 \text{ L/s}$$

2.8.8.3. Consumo máximo horario

Conocido también como caudal de distribución, es el consumo máximo en una hora del día, el cual se obtiene de la observación del consumo durante un período equivalente a un año. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máxima.

El factor de hora máxima (Fhm) esta comprendido en el área rural entre 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, a 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes. Tomando en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que el factor de hora máxima es de 2.0.

$$Q_d = Q_m \text{ [L/s]} * F_{hm}$$
$$Q_{d1} = (0.575 \text{ L/s})(2.0) = 1.15 \text{ L/s}$$
$$Q_{d2} = (0.281 \text{ L/s})(2.0) = 0.562 \text{ L/s}$$

2.8.9. Captación

Es la obra civil que recolecta el agua proveniente de uno o varios nacimientos de brotes definidos o difusos. El tipo de captación utilizada en las dos fuentes superficiales tiene los siguientes componentes (ver planos en apéndice):

- ⊕ Filtro de piedra y sello sanitario para captación del brote
- ⊕ Caja de captación (1 m³)
- ⊕ Caja de válvula de salida
- ⊕ Dispositivo de desagüe y rebalse

2.8.10. Diseño de la línea de conducción

Es la tubería que sale desde la captación o de una caja reunidora de caudales hacia el tanque de distribución. La línea de conducción, en el presente caso, sirve para las dos fuentes, es por gravedad y el diseño se considera innecesario, porque la captación y el tanque de distribución se encuentran localizados en el mismo lugar (ver planos en apéndice).

2.8.11. Diseño del tanque de distribución

Este tanque es un depósito que sirve para cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo. Este tipo de obra juega un papel básico para el diseño del sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico como para funcionamiento hidráulico del sistema y del almacenamiento de un servicio eficiente. Un tanque de distribución tiene los siguientes componentes:

- ⊕ Depósito principal
- ⊕ Caja de válvula de entrada y de salida
- ⊕ Tapaderas para entrada
- ⊕ Dispositivo de desagüe y rebalse
- ⊕ Respiraderos
- ⊕ Clorador

2.8.11.1. Determinación del volumen del tanque

Para el cálculo del volumen del tanque se toma en cuenta el criterio de que si la población es menor de 1,000 habitantes, se acepta del 25% al 35% del consumo medio diario de la población, sin considerar reserva por eventualidades. Para el presente caso se tomará el 30% del consumo medio diario.

$$\text{Vol} = 30 \% * Q_m * 86.400 \text{ s}$$

$$\text{Fuente uno: } \text{Vol} = 30 \% * 0.575 \text{ L/s} * 87.400 \text{ s} = 15.08 \text{ m}^3$$

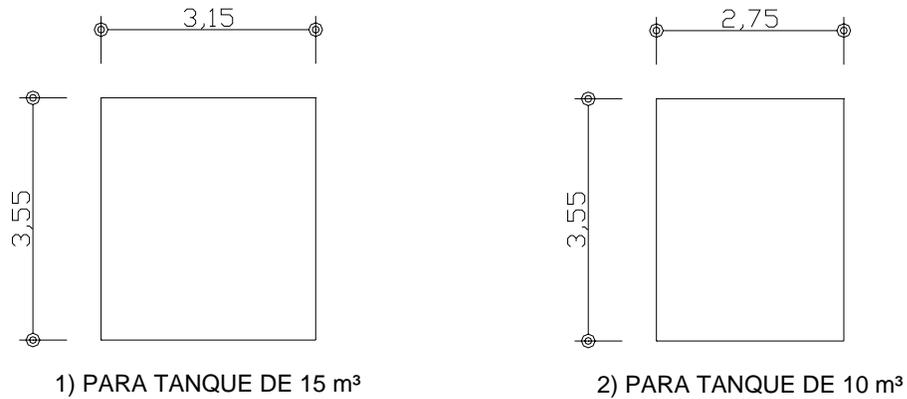
$$\text{Fuente dos: } \text{Vol} = 30 \% * 0.281 \text{ L/s} * 87.400 \text{ s} = 7.368 \text{ m}^3$$

Para efectos de diseño, el volumen del tanque para la fuente uno es de 15 m³ y para la fuente dos de 10 m³; y tomando en cuenta la geología del terreno se construirá de concreto ciclópeo y semienterrado.

2.8.11.2. Diseño estructural de la cubierta

Para la cubierta se deberá usar una losa de concreto reforzado con las dimensiones siguientes:

Figura 44. Dimensiones de losas



Haciendo uso del método 3 del Código ACI (American Concrete Institute):

✦ Calculamos el coeficiente de momentos a usar en el Código ACI, que no es más que la relación del lado menor entre el lado mayor.

$$m_1 = 3.15 \text{ m} / 3.55 \text{ m} = 0.89 \quad \text{Como } 0.89 \text{ y } 0.77 > 0.50, \text{ entonces se diseña}$$

$$m_2 = 2.75 \text{ m} / 3.55 \text{ m} = 0.77 \quad \text{en dos sentidos}$$

✦ Espesor de la losa (t):

$$t_1 = (2 (3.15 + 3.55)) / 180 = 0.07 \text{ m} \quad t = 10 \text{ cm}$$

$$t_2 = (2 (2.75 + 3.55)) / 180 = 0.07 \text{ m}$$

✦ Cálculo de cargas:

Carga muerta:

$$P_{p\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobre peso} = 60 \text{ kg/m}$$

$$CM = P_{p\text{losa}} + \text{Sobre peso} \quad CM_{1y2} = 300 \text{ kg/m}$$

Carga viva: La componen las fuerzas externas que actúan en la estructura

$$CV_{1y2} = 100 \text{ kg/m}$$

Cargas últimas:

$$CM_{1y2} = 1.4 * 300 \text{ kg/m} = 420 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM_u + C_{vu} \quad CV_{1y2} = 1.7 * 100 \text{ kg/m} = 170 \text{ kg/m}$$

$$CU_{1y2} = 590 \text{ kg/m}$$

⊕ Cálculo de momentos (caso uno):

$$M_{A(+)} = A^2(C_{ADL} * C_{Mu} + C_{ALL} * C_{Vu}) \quad M_{A(-)} = A^2(C_{Aneg} * C_U)$$

$$M_{A(+)}1 = 3.15^2 (0.050 * 420 + 0.050 * 170) = 292.71 \text{ kg-m}$$

$$M_{A(+)}2 = 3.15^2 (0.061 * 420 + 0.061 * 170) = 357.11 \text{ kg-m}$$

$$M_{A(-)}1 = 3.15^2 (0.060 * 590) = 351.26 \text{ kg-m}$$

$$M_{A(-)}2 = 3.15^2 (0.069 * 590) = 403.94 \text{ kg-m}$$

$$M_{B(+)} = B^2(C_{BDL} * C_{Mu} + C_{BLL} * C_{Vu}) \quad M_{B(-)} = B^2(C_{Bneg} * C_U)$$

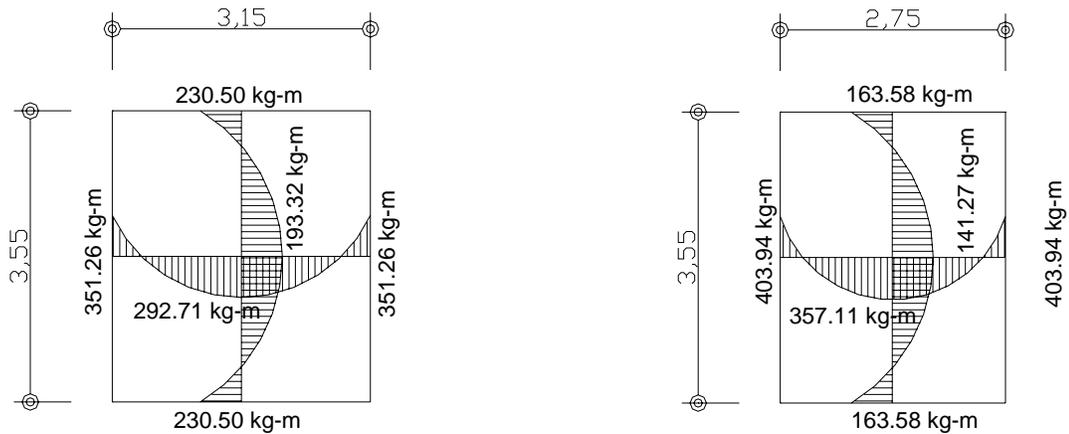
$$M_{B(+)}1 = 3.55^2 (0.026 * 420 + 0.026 * 170) = 193.32 \text{ kg-m}$$

$$M_{B(+)}2 = 3.55^2 (0.019 * 420 + 0.019 * 170) = 141.27 \text{ kg-m}$$

$$M_{B(-)}1 = 3.55^2 (0.031 * 590) = 230.50 \text{ kg-m}$$

$$M_{B(-)}2 = 3.55^2 (0.022 * 590) = 163.58 \text{ kg-m}$$

Figura 45. Diagrama de momentos



1) PARA TANQUE DE 15 m³

2) PARA TANQUE DE 10 m³

⊕ Cálculo área de acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.4 (14.1) (100) (10 - 2 - 0.95/2) / 2,810 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Área:

Separación:

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

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

$$A_{smin} \longrightarrow 100 \text{ cm}$$

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

$$S = 47.02 \text{ cm}$$

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

$$S = 2.37 \text{ cm}$$

Momento resistente de $A_{s_{min}}$:

$$M_u = 0.9 [2.37 * 2,810 (7.53 - (2.37 * 2,810 / 1.7 * 210 * 100))]$$

$$M_u = 440.15 \text{ kg-m}$$

Como $M_{u_{min}} > M_{AB1}$ y 2. Usar No.3 @ 0.25 m.

2.8.11.3. Diseño estructural del muro

Para el presente cálculo se utilizarán los siguientes datos, para tanques 1 y 2:

Peso concreto ciclópeo W_{cc}	= 2,700 kg/m ³
Peso concreto armado W_c	= 2,400 kg/m ³
Peso del suelo W_s	= 1,700 kg/m ³
Ángulo de fricción ϕ	= 28°
Capacidad de soporte del suelo $V_s(\gamma_s)$	= 20,000 kg/m ²

Figura 46. Geometría y diagrama de presiones del muro

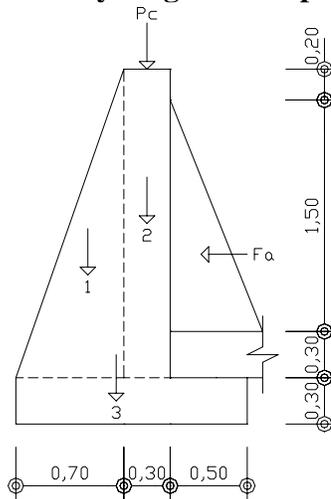


Tabla XIII. Momento estabilizante en el muro

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol.(kg/m ³)	Peso W_R (kg)	B.P. (m)	Momento M_R (kg-m)
1	0.70	2.00	0.70	2,700.00	1,890.00	0.47	882.00
2	0.30	2.00	0.60	2,700.00	1,620.00	0.85	1,377.00
3	1.50	0.30	0.45	2,700.00	1,215.00	0.75	911.25
Σ					4,725.00		3,170.25

- ⊕ Carga de la losa y la viga hacia el muro:

$$W_{\text{losa+viga de carga}} = 876.90 + 93.60 = 970.50 \text{ kg/m}$$

Considerando W como carga puntual (Pc):

$$P_c = 970.50 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 970.50 \text{ kg}$$

Entonces el momento que ejerce la carga puntual (Mc) es:

$$M_c = 970.50 \text{ kg} (0.30/2 + 0.70) \text{ m} = 824.93 \text{ kg-m}$$

- ⊕ Carga total (WT):

$$W_T = W + W_R = 970.50 + 4,725.00 = 5,695.50 \text{ kg/m}$$

- ⊕ Fuerza activa: $F_a = \delta_{\text{agua}} * H^2$

$$F_a = 1,000 \text{ kg/m}^3 (1.50 \text{ m})^2 / 2 = 1,125.00 \text{ kg/m}$$

- ⊕ Momento de volteo respecto a "0": $M_{act} = F_a * H/3$

$$M_{act} = 1,125 (1.50 / 3 + 0.6) = 1,237.50 \text{ kg-m/m}$$

- ⊕ Verificación de la estabilidad contra volteo ($F_{sv} > 1.5$):

$$F_{sv} = (M_R + M_c) / M_{act} = (3,170.25 + 824.93) / 1,237.50 = 3.23 > 1.5$$

- ⊕ Verificación de la estabilidad contra deslizamiento ($F_{s\delta} > 1.5$):

$$F_{s\delta} = W_T * \text{Coef. de fricción} = 5,695.50 * 0.9 * \text{Tan } 28^\circ = 2,725.52 \text{ kg}$$

$$F_{s\delta} = F_{s\delta} / F_a = (2,725.52) / (1,125.00) = 2.42 > 1.5$$

- ⊕ Verificación de la presión máxima bajo la base del muro $P_{max} < V_s$:

$$a = (M_R + M_c - M_{act}) / W_T = (3,170.25 + 824.93 - 1,237.50) / 5,695.5 = 0.48 \text{ m}$$

$$\text{donde la excentricidad (ex)} = \text{Base} / 2 - a = 1.50 \text{ m} / 2 - 0.48 \text{ m} = 0.27 \text{ m}$$

- ⊕ Módulo de sección (Sx):

$$S_x = (1/6)(\text{base})^2(\text{long}) = (1 / 6) (1.50 \text{ m})^2 (1.00 \text{ m}) = 0.38 \text{ m}^3$$

- ⊕ Presión máxima (Pmax): $P_{max} = (W_T/A + W_T * ex / S_x)$

$$P_{max} = (5,695.50 \text{ kg} / 1.50 \text{ m} * 1 \text{ m}) + (5,695.50 \text{ kg} * 0.27 \text{ m} / 0.38 \text{ m}^3)$$

$$P_{max} = 7,843.80 \text{ kg/m}^2 < 20,000 \text{ kg/m}^2$$

2.8.12. 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. Su función sanitaria es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y, desde luego, con calidad aceptable, por lo que se debe tratar el agua antes de entrar a la misma.

Para el diseño de la red de distribución se deben considerar los siguientes criterios:

- ⊕ Garantizar el período de diseño para el buen funcionamiento, de acuerdo al máximo consumo horario.
- ⊕ La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios que estén acordes con el consumo real de la localidad.
- ⊕ Se debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema, de acuerdo a normas establecidas y para facilitar así su mantenimiento.
- ⊕ Se debe tomar en cuenta la carga disponible o diferencia de presiones.
- ⊕ Considerar el tipo de tubería para soportar las presiones hidrostáticas.
- ⊕ Considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto.

Para el diseño de la red de distribución se utilizó la fórmula de Hazen-Williams, la cual es:

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q_D^{1.85}}{D_i^{4.87} * C^{5.87}} \quad V = \frac{1.973525241 * Q_D}{D_i^2}$$

Donde: H_f = Energía, pérdida de carga [m]

V = Velocidad [m/s]

L = Longitud de la tubería más un factor de longitud del 5% por la topografía del terreno [m]

Q_D = Caudal de hora máximo, o caudal de distribución [L/s]

D_i = Diámetro interno de tubería [plg]

C = Coeficiente de rugosidad [para PVC se usará 150 y HG se usará 100]

En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda mantener como mínimo 0.60 m/s y como máximo 3.00 m/s.

Para la fuente uno: De E-0 a E-9.

Datos: L = 329.46 m	Cota inicial del terreno = 1,000.00 m
Q _D = 1.02 L/s	Cota final del terreno = 950.99 m
C = 150	Diferencia de altura = 49.01 m

Despejando Di de la ecuación, tenemos:

$$D_i = \left(\frac{1743.811141 * 329.46 * 1.02^{1.85}}{49.01 * 150^{1.85}} \right)^{1/4.87} = 1.03 \text{ ''}$$

Para diseño, se utilizará tubería HG Ø2" $V = \frac{1.973525241 * 1.02}{(2 \text{ ''})^2} = 0.50 \text{ m/s}$

Cota de salida	= 1,000.00 m
Pérdida de carga	= 1.92 m (-)
Cota piezométrica	= 998.08 m
Cota final de terreno	= 950.99 m (-)
Presión final	= 47.09 m

De la misma forma se calculó para la fuente dos (ver tabla XXI en apéndice).

2.8.13. Obras hidráulicas

2.8.13.1. Válvulas de compuerta

Son las válvulas de mayor aislamiento y de mayor uso en la captación, en el tanque de distribución, en la caja rompe presión y en las conexiones domiciliarias, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están totalmente abiertas. Tienen un valor limitado como válvulas de control, por el desgaste del asiento, la desviación y traqueteo del disco de la compuerta, aguas abajo. Además, el área abierta y el volumen de circulación de agua por la válvula no es proporcional al porcentaje de abertura de la compuerta.

2.8.13.2. Caja rompe presión

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción o de distribución. Se evita así la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos. La caja disipa la presión en el instante en que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al haber un cambio drástico de sección hidráulica. La caja rompe presión se coloca antes de 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. Éstas fueron colocadas en las siguientes estaciones: E-9.1, E-15, E-21, E-51, E-54 y E-107 (ver planos en apéndice).

2.8.13.3. Conexión domiciliar

La componen las tuberías y accesorios destinados a llevar el servicio de agua de la red de distribución al interior de la vivienda. El tipo de distribución para este proyecto es predial, lo cual consiste en que en cada vivienda se instalará un chorro.

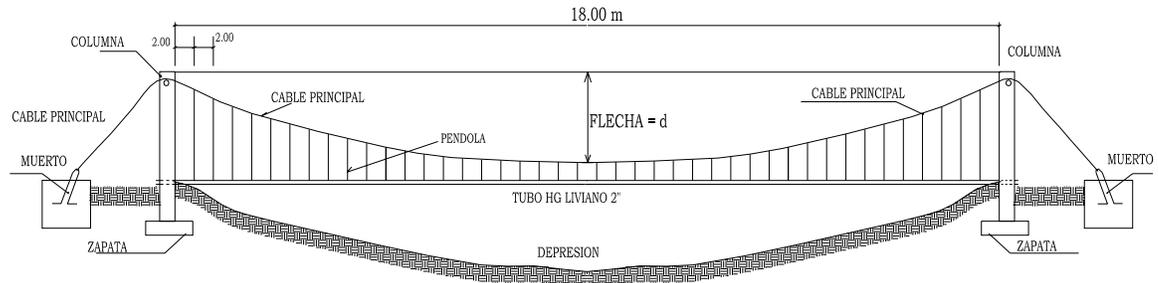
2.8.13.4. Paso aéreo

Esta estructura se utiliza para salvar depresiones cortas de terreno o donde es imposible enterrar o revestir la tubería, quedando expuesta a la intemperie. Para el proyecto se contemplaron dos pasos aéreos en las estaciones E-55.2 y E-57.2, de 18.00 m de luz. Se componen de tubos HG, soportados por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo (ver planos en apéndice).

Datos:

Diámetro de tubería HG =	3/4 "
Longitud =	18 m = 59 pies
Peso de tubería HG Ø3/4" + accesorios =	1.30 lb/pie
Densidad del agua =	62.40 lb/pie ³
Área de tubería Ø3/4" =	0.00306787 pie ²

Figura 47. Elevación lateral de paso aéreo 18 m de luz



- ✦ Cálculo de carga muerta y carga viva:

$$\text{Peso del agua} = \text{área de tubería} * \gamma_{\text{agua}}$$

$$\text{Peso del agua} = 0.00306787 \text{ pie}^2 * 62.40 \text{ lb/pie}^3 = 0.19 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Carga muerta} = \text{CM} = \text{peso del agua} + \text{peso de tubería}$$

$$\text{CM} = 0.19 \text{ lb/pie} + 1.30 \text{ lb/pie} = 1.49 \text{ lb/pie}$$

Para la carga viva, se considera una persona de 150 lb cada 20 pies

$$\text{Carga viva} = \text{CV} = 150 \text{ lb} / 20 \text{ pies} = 7.50 \text{ lb/pie}$$

- ✦ Cálculo de carga horizontal (W):

Considerando una velocidad de viento de 60km/hora y una presión de viento 15lb/pie²

$$W = (3/4 \text{ "} * 1/12 \text{ pie}) * 15 \text{ lb/pie}^2 = 0.9375 \text{ lb/pie}$$

- ✦ Cálculo de integración de cargas (U = carga última):

$$U = 0.75 * (1.4 * \text{CM} + 1.7 * \text{CV} + 1.7 * \text{W})$$

$$U = 0.75 * (1.4 * 1.49 + 1.7 * 7.50 + 1.7 * 0.9375) = 12.32 \text{ lb/pie}$$

- ✦ Cálculo de integración de cargas (U = carga última):

$$U' = 0.75 * (1.4 * \text{CM} + 1.7 * \text{CV} + 1.7 * \text{W})$$

$$U' = 0.75 * (1.4 * 1.49 + 1.7 * 7.50 + 1.7 * 0.9375) = 12.32 \text{ lb/pie}$$

Se revisa la carga última:

$$U = 1.4 * \text{CM} + 1.7 * \text{CV} = 1.4 * 1.49 + 1.7 * 7.50 = 14.84 \text{ lb/pie} \approx 15 \text{ lb/pie}$$

Como puede observarse, la condición de carga crítica es de 15 lb/pie, por lo que se diseñará con este valor.

✦ **Diseño del cable principal.** Se utilizará la fórmula del **Wire Rope Hand Book**, 1963, capítulo 3.

$$H = (W \cdot S^2) / (8 \cdot d)$$

Donde: H = Tensión horizontal del cable

$$T = H \cdot 1 + 16 \cdot d^2 / S^2$$

T = Tensión máxima del cable

$$V = (T^2 - H^2)^{1/2}$$

V = Tensión vertical

$$Y = WX(SX) / 2H$$

Y = Variación de la flecha

Steiman recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9, llegando hasta S/12 para luces grandes. Para determinar la flecha se adoptó el criterio de una relación de flecha y luz de $d = S/12 = 18/12 = 1.50$ m.

Tabla XIV. Tensión del cable de paso aéreo

W	S	d	d	H	T	V
lb/pie	pies	m	pies	lb	lb	lb
15.00	59.04	0.75	2.46	2,656.80	2,730.60	630.55
15.00	59.04	1.00	3.28	1,992.60	2,091.00	633.90
15.00	59.04	1.25	4.1	1,594.08	1,717.08	638.18
15.00	59.04	1.50	4.92	1,328.40	1,476.00	643.37
15.00	59.04	1.75	5.74	1,138.63	1,310.83	649.46
15.00	59.04	2.00	6.56	996.30	1,193.10	656.41
15.00	59.04	2.25	7.38	885.60	1,107.00	664.20
15.00	59.04	2.40	7.872	830.25	1,066.41	669.26
15.00	59.04	2.50	8.2	797.04	1,043.04	672.80
15.00	59.04	2.75	9.02	724.58	995.18	682.18
15.00	59.04	3.00	9.84	664.20	959.40	692.31
15.00	59.04	3.25	10.66	613.11	932.91	703.15
15.00	59.04	3.60	11.808	553.50	907.74	719.46

De la tabla anterior se seleccionó la flecha de 1.50 metros, con lo cual obtenemos una tensión máxima de 1,476.00 libras.

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos de agua potable son los siguientes: Ø3/8" con un esfuerzo de ruptura de 12,620 lb y un peso de 0.22 lb/pie, Ø1/2" con un esfuerzo de ruptura de 27,200 lb y un peso de 0.42 lb/pie.

Con base en estos datos se selecciona el cable de 3/8" de diámetro, con alma de acero de 6*9 hilos y una resistencia a tensión de 12,620 lb. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CM = 1.49 + 0.22 = 1.71 \text{ lb/pie}$$

Carga última: $U = 1.4 * 1.71 + 1.7 * 7.50 = 15.14 \text{ lb/pie}$

⊕ El valor corregido de la tensión será:

$$T = 1,490.76 \text{ lb} \quad H = 1,341.68 \text{ lb} \quad V = 649.81 \text{ lb}$$

⊕ Longitud del cable principal: Según el **Wire Hand Book**, cuando la flecha ("d"), es el 5% de S, la longitud suspendida entre soportes viene dada por las siguiente fórmula:

$$L = S + (8*d^2)/(3*S) = 18 + [8 * (1.50)^2] / (3 * 18) = 18.33 \text{ m}$$

Se tomarán 18.50 metros. Steinman recomienda una relación S/4 como longitud de tensor.

$$SI = 18 / 4 = 4.50 \quad LI = [(4.50)^2 + (2)^2]^{1/2} = 4.92 \text{ m}$$

Se tomarán 5 metros. La longitud del cable se incrementará un 10% por empalmes y dobleces en el anclaje.

$$L_{total} = (18.50 \text{ m} + 2 * 5) * 1.10 = 31.35 \text{ m}$$

⊕ **Péndolas o tirantes.** Son los tirantes que sostienen la tubería. Van unidos al cable principal. La separación óptima de péndola a péndola es de 2 m según Steinman. El tirante central debe tener como mínimo 50 cm.

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

$$Q = U*L = \text{Carga última} * \text{Separación entre péndolas} = 15.15 * 6.56 = 99.38 \text{ lb}$$

Se utilizará cable galvanizado de 1/4" con una resistencia de 3,600 lb, para péndolas. Para calcular la longitud de péndolas se utilizará la ecuación de la sección 3 del **Wire Rope Hand Book**, que es la siguiente:

$$Y = [WX(S-X)]/(2H) \quad \text{Donde: } Y = \text{Variación de la flecha}$$

$$X = \text{Es variable} \quad H = 1,341.68 \text{ lb}$$

$$W = 15.50 \text{ lb/pie} \quad S = 18 \text{ m}$$

Tabla XV. Longitud de péndolas de paso aéreo

No. Péndolas	X m	S - X m	W / 2H	Y m	Long. Pénd. m	No. Péndolas	L x No.Pend. m
1	2	16.00	0.01852	0.593	1.407	2	2.815
2	4	14.00	0.01852	1.037	0.963	2	1.926
3	6	12.00	0.01852	1.333	0.667	2	1.333
4	8	10.00	0.01852	1.481	0.519	2	1.037
						Suma	7.111

Debido a que las péndolas van sujetas por medio de accesorios como guardacables y abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%.

$$\text{Longitud} = 7.11 * 1.15 = 8.18 \text{ m}$$

✦ **Torres de soportes.** Las torres servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o anclaje. El material para su construcción será concreto reforzado. En cuanto a sus dimensiones, tendrá una altura de 3.10 m, con una sección de 0.30 x 0.30 m. Estos elementos tendrán una zapata de 0.25 m de espesor y 0.80 m por lado.

Módulo de elasticidad del concreto E	= 15,100 (f _c) ^{1/2}
Resistencia a compresión del concreto f _c (3,000 PSI)	= 210 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 F _y (40,000 PSI)	= 2,810 kg/cm ²
Peso específico del concreto γ _c	= 2.40 ton/m
Peso específico del suelo γ _s	= 1.60 ton/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo γ _{cc}	= 2 ton /m ³
Valor soporte del suelo V _s	= 15 ton/m ²
Longitud de columna	= 3.10 m

✦ **Esbeltez.** La esbeltez en una columna está en función de la luz libre (L_u) y su dimensión transversal, llamada radio de giro ($r = L/A$), que está, a su vez, en función de la inercia y del área. Por lo tanto, un parámetro que determina la esbeltez de una columna es L/r . Sin embargo, esta relación es válida si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, que en el caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva, $L_e = K L_u$, que es proporcional a la luz libre, en donde K es un factor que depende del tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto, para el caso general.

Si la columna tiene posibilidades de ladeo, es decir, una columna no contraventada, la columna puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo en este caso una columna contraventada o contra desplazamiento lateral.

Por lo anterior se clasifica como columna esbelta cuando la relación de esbeltez se encuentra en el siguiente intervalo: $22 < K l_u / r < 100$.

Calculando el momento de inercia:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = [0.30 \cdot (0.30)^3] / 12 = 0.000675 \text{ m}^4$$

Calculando el radio de giro:

$$r = (I/A)^{1/2} = [0.000675 / (0.30 \cdot 0.30)]^{1/2} = 0.0866$$

Chequeo por esbeltez (E):

$$E = k \cdot L_u / r = 2 \cdot 3.10 / 0.0866 = 71.59$$

Por lo cual se clasifica como columna esbelta.

✦ **Carga crítica de una columna (P_{cr}).** La carga crítica de una columna es la que produce pandeo en dos puntos de inflexión, es decir, en el tramo cuya longitud es la longitud efectiva. Con la fórmula de Euler para encontrar la carga crítica de una columna con un extremo empotrado y el otro libre, es:

$$P_{cr} = 2 \cdot E \cdot I \cdot \pi^2 / (K \cdot L_u)^2 = 758,467.07 \text{ kg} = 836.07 \text{ t}$$

$$P_{cr} = (2 \cdot 15,100 \cdot (210)^{1/2} \cdot 67,500 \cdot \pi^2) / (2 \cdot 310)^2$$

✦ **Refuerzo en la columna.** En este caso la columna sólo está actuando a compresión bajo una fuerza axial pequeña de $V = 649.81 \text{ lb} = 0.32 \text{ t}$. Con lo anterior, se puede seguir la sección 10.8.4. del reglamento de la ACI 318-83, que indica que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear un área efectiva reducida A_g no menor de un medio del área total.

$$A_{smin} = (0.01 * \text{área gruesa}) / 2 = (0.01 * 900) / 2 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(No.4)} = 4.50 / 1.2668 = 3.55 \approx 4 \text{ varillas No.4}$$

Carga axial que soporta la columna:

$$P_u = \Phi(0.85 * f_c * A_g + A_s * F_y) = 0.7 (0.85 * 210 * 900 + 5.0672 * 2,810)$$

$$P_u = 122,422.18 \text{ kg} = 134.95 \text{ t}$$

✦ **Zapata.** Debido a que la carga que soporta la zapata no es muy grande, se adoptará el peralte mínimo recomendado por el ACI.

Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior = 15.0 cm

Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7.50 cm

Suma = 22.5 cm Se adopta 25 cm de peralte.

$$F_{cu} = U / (CM + CV) = 15.14 / (1.71 + 7.50) = 1.64$$

✦ Carga que soporta la zapata:

$$\text{Componente vertical de la tensión del cable} = V / 2 = 0.32491 / 2 = 0.162 \text{ t}$$

$$\text{Peso propio de la columna} = \gamma_c * A_g * h = 2.40 * 0.09 * 3.10 = 0.670 \text{ t}$$

$$\text{Peso propio del suelo} = \gamma_s * \text{des} * \text{Área} = 1.60 * 1.00 * 0.55 = 0.880 \text{ t}$$

$$\text{Peso propio de la zapata} = \gamma_c * t * b^2 = 2.40 * 0.25 * (0.80)^2 = 0.384 \text{ t}$$

$$P_z = \text{Suma de cargas que actúan bajo la zapata} = 2.096 \text{ t}$$

Se debe cumplir que P_z / A_z , debe ser menor que el valor soporte del suelo.

$$P_z / A_z = 2.096 / (0.80 * 0.80) = 3.28 \text{ t/m}^2 \quad \text{Es menor que } V_s = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga última} = W_u = P_z * F_{cu} = 3.28 * 1.64 = 5.37 \text{ t}$$

✦ Chequeo por corte simple:

$$V_a < V_c \quad \text{Donde: } V_a = \text{Corte actuante} \quad d = \text{Peralte - recubrimiento}$$

$$V_c = \text{Corte resistente} \quad d = 0.25 - 0.08 = 0.17 \text{ cm}$$

$$V_a = W_u * b * c = 5.37 * 0.80 * 0.25 = 1.07 \text{ t}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * (f_c)^{1/2} * b * c / 1,000$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * (210)^{1/2} * 80 * 17 / 1,000 = 8.88 \text{ t}$$

Lo propuesto resiste al corte simple debido a que: $V_c = 8.88 \text{ t} > V_a = 1.07 \text{ t}$

✦ Chequeo por corte punzonante:

$$V_a = W_u * (\text{Área de zapata} - \text{área punzonante})$$

$$V_a = 5.37 * [(0.80 * 0.80) - (0.30 + 0.17)^2] = 2.25 \text{ t}$$

$$V_c = [0.85 * 0.53 * (f_c)^{1/2} * (\text{Perímetro punzonante}) * d] / 1,000$$

$$V_c = [0.85 * 1.06 * (210)^{1/2} * 188 * 17] / 1,000 = 41.73 \text{ t}$$

Lo propuesto resiste al corte punzonante debido a que: $V_c = 41.73 \text{ t} > V_a = 2.25 \text{ t}$

✦ Chequeo por flexión:

$$M_u = (W_u * L^2) / 2 = [5.37 * (0.25)^2] / 2 = 0.168 \text{ t-m}$$

Datos: $M_u = 0.168 \text{ t-m}$ $\emptyset = 0.90$ $\epsilon_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$

$M_u = 15,223.69 \text{ kg-cm}$ $\beta_1 = 0.85$ $F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$

$d = 17 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$ $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{\min} = 0.40 * 14.1 / 2,810 = 0.002 \quad A_{S_{\min}} = 0.002 * 100 * 17 = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left\{ 17 - \sqrt{17^2 - (2 * 15,223.69) / (0.90 * 0.85 * 210 * 100)} \right\} [$$

$$2,810 / (0.85 * 210 * 100)] = 0.35 \text{ cm}^2$$

Como $A_{S_{\min}}$ es mayor que al A_s , tomar $A_{S_{\min}} = 3.41 \text{ cm}^2$, usando hierro No.4 (1.2668 cm^2), tenemos:

$$\left. \begin{array}{l} 3.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 1.2668 \text{ cm}^2 \longrightarrow S \end{array} \right\} \text{ Donde: } S = 37.13 \text{ cm}$$

Se deberá colocar hierro No.4, grado 40 @ 0.20 cm, en ambos sentidos.

⊕ **Anclaje o muerto.** El anclaje o muerto será de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del suelo. Se utilizará la teoría de RANKINE para el empuje de tierras.

Datos: $H = 1,341.68$ lb = 0.67 t $W =$ Peso del muerto $E =$ Empuje
 $T = 1,490.76$ lb = 0.75 t $F =$ Fuerza de fricción
 $V = 649.81$ lb = 0.32 t $h =$ ancho = largo = altura

$$W = \gamma_{cc} \cdot h^3 = 2 \cdot h^3 \qquad E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot h^3 \cdot K_p = \frac{1}{2} \cdot 1.6 \cdot h^3 \cdot 3 = 2.40 \cdot h^3$$

⊕ Chequeo por volteo: $\sum M$ resistente / $\sum M$ actuantes > 1.5

$$M_w = \frac{1}{2} \cdot h \cdot W = \frac{1}{2} \cdot h \cdot 2 \cdot h^3 = h^4$$

$$M_E = \frac{1}{3} \cdot h \cdot E = \frac{1}{3} \cdot h \cdot 2.40 \cdot h^3 = 0.80 \cdot h^4$$

$$M_V = 1.5 \cdot (\frac{1}{2} \cdot h \cdot V) = 1.50 \cdot (\frac{1}{2} \cdot h \cdot 0.32 \cdot h) = 0.24 \cdot h^2$$

$$M_H = 1.5 \cdot (h \cdot H) = 1.50 \cdot (h \cdot 0.67 \cdot h) = 1.01 \cdot h^2$$

⊕ Comparando $\sum M$ resistente = $\sum M$ actuantes

$$h^4 + 0.80 \cdot h^4 = 0.24 \cdot h^2 + 1.01 \cdot h^2$$

$$h = (\frac{1.25}{1.80})^{1/3} = 0.88 \text{ m}$$

⊕ Chequeo con $h = 1.10\text{m}$: $\sum M$ resistente / $\sum M$ actuantes > 1.5

$$M_w = \frac{1}{2} \cdot h \cdot W = \frac{1}{2} \cdot 1.10 \cdot 2 \cdot (1.10)^3 = 1.4641 \text{ t}$$

$$M_E = \frac{1}{3} \cdot h \cdot E = \frac{1}{3} \cdot 1.10 \cdot 2.40 \cdot (1.10)^3 = 1.171 \text{ t}$$

$$M_V = \frac{1}{2} \cdot h \cdot V = \frac{1}{2} \cdot 1.10 \cdot 0.32 = 0.176 \text{ t-m}$$

$$M_H = h \cdot H = 1.10 \cdot 0.67 = 0.738 \text{ t-m}$$

$$\sum M \text{ resistente} / \sum M \text{ actuantes} = (1.464 + 1.171) / (0.176 + 0.738) = 2.88$$

Como $2.88 > 1.5$ la estructura resiste el volteo.

⊕ Chequeo por deslizamiento:

$$F = \mu \cdot W = 0.50 \cdot [2 \cdot (1.10)^3] = 1.331 \text{ t}$$

$$E = 2.40 \cdot (1.10)^3 = 3.194 \text{ t}$$

$$(F_{resi} +) / (Fact +) = (1.331 + 3.194) / (0.67) = 6.754$$

Como $6.754 > 1.5$, la estructura no se deslizará.

✦ **Fuerza de viento.** En estructuras de este tipo, la consideración de la fuerza del viento y su distribución debe hacerse por lo menos con 4 cables.

Para este caso se tiene:

$$\text{Fuerza de viento} = (\text{Presión del viento}) * (\text{Área de contacto})$$

$$\text{Fuerza de viento} = 15 \text{ lb/pie}^2 * (1/12 * 3/4 * 59) = 55.31 \text{ lb}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1.33$$

$$F_u = 55.31 * 1.33 = 73.57 \text{ lb}$$

2.8.14. Desinfección

Para este sistema se propone usar tabletas de hipoclorito de calcio [Ca(OCl)] con no menos del 65% de ingredientes activo y con las siguientes dimensiones para cada tableta: diámetro de 3 1/8", alto 1 1/4" y un peso de 300 gramos.

El funcionamiento deberá ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica, y deberá permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución. El rango de flujo a través del clorador deberá estar entre 5 y 20 galones por minuto.

Sus dimensiones aproximadas deberán ser de 0.30 metros de diámetro y 0.90 metros de alto. Deberá instalarse en una caja a la entrada del tanque de distribución, y deberá graduar el flujo para que permita que la cantidad de cloro residual en el punto más alejado de la red de distribución esté entre 0.7 y 1.5 partes por millón.

La caja para el hipoclorador tiene como finalidad proteger al clorador y deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Sus dimensiones interiores deben de ser de 1.00x1.00 metros en planta y 1.00 metro de altura.

**2.8.15. Presupuesto para instalar un sistema de agua potable para la aldea
Granadillas, San Juan Chamelco, Alta Verapaz**

Los criterios adoptados para la elaboración del presupuesto son los mismos que se aplicaron en el caso del puente.

**Tabla XVI. Presupuesto para instalar un sistema de agua potable para la aldea
Granadillas, San Juan Chamelco, Alta Verapaz**

No	Descripción	Cantidad	Unidad	P/Unitario	Sub-Total
1	Replanteo topográfico	8,029.00	ml	1.33	10,678.57
2	Captaciones típicas	2.00	unidad	7,515.00	15,030.00
3	Caja rompe presión de 1 m ³	6.00	unidad	3,410.00	20,460.00
4	Paso de zanjón	1.00	unidad	3,865.00	3,865.00
5	Paso aéreo de 18 metros Ø 3/4"	2.00	unidad	9,006.50	18,013.00
6	Tanque de almacenamiento de 15m ³	1.00	unidad	31,956.80	31,956.80
7	Tanque de almacenamiento de 10m ³	1.00	unidad	26,616.60	26,616.60
8	Red de distribución (Ø 2", 1 1/2", 1 1/4", 1" y 3/4")	8,029.00	ml	16.36	131,354.44
9	Conexión domiciliar	135.00	unidad	1,223.60	165,186.00
10	Llenacántaros	3.00	unidad	649.30	1,947.90
11	Clorador de pastillas	2.00	unidad	5,168.03	10,336.06
Total					Q435,444.37

CONCLUSIONES

1. La construcción de los puentes vehiculares objeto de este trabajo de graduación beneficiará en gran manera a los pobladores de las aldeas Saquijá y Purhá, por cuanto facilitará el traslado tanto de productos agrícolas como de personas, sobre todo enfermas, y de diversos objetos, evitando así el riesgo a que son sometidos por el mal estado que se encuentran los actuales.
2. El sistema de agua potable para la aldea Granadillas se diseñó por gravedad a causa de las ventajas topográficas que presenta el lugar. Además, el sistema será por medio de ramales abiertos, debido a la distribución de viviendas dispersas. Desde luego, el mejorará las condiciones generales de orden social, de salud, educación y economía.
3. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, como apoyo a la municipalidad de San Juan Chamelco, del departamento de Alta Verapaz, permitió corroborar las diferentes necesidades existentes en el interior del país, tanto en el área de servicios básicos e infraestructura, como en las de salud, educación y otras.
4. De acuerdo a los costos de los proyectos, se considera que éstas significan un desarrollo para el municipio de San Juan Chamelco, por cuanto gracias a ellos se resolverán problemas de transporte y locomoción, así como la falta de agua potable. Por lo tanto, la municipalidad deberá gestionar el financiamiento correspondiente para llevarlos a la realidad.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Juan Chamelco de Alta Verapaz y al Comité de Desarrollo local de cada aldea se recomienda:

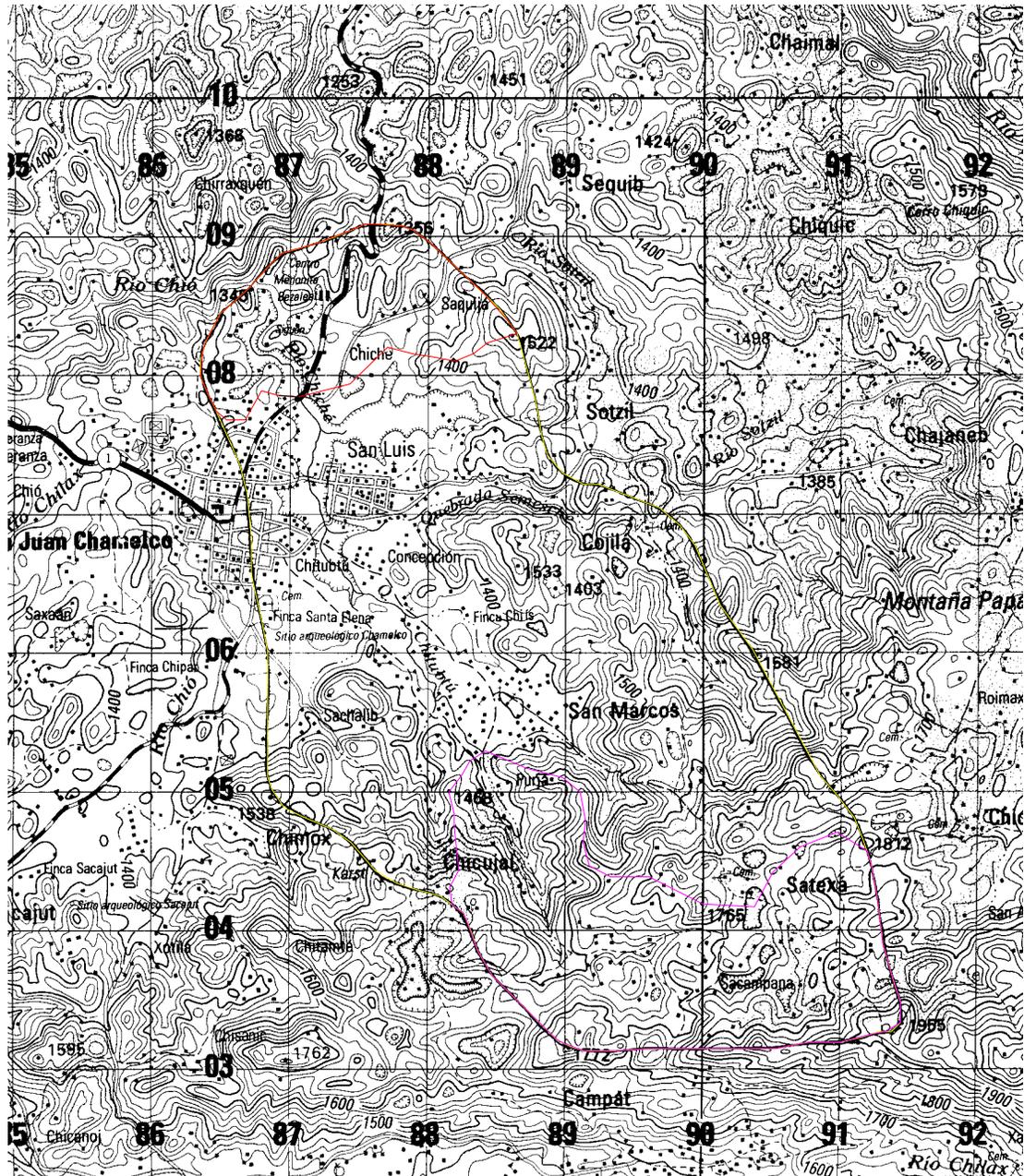
1. Contratar personal calificado para la construcción de los puentes para las aldeas Saquijá y Puhá, para garantizar la calidad de la obra.
2. Contratar un ingeniero residente para la supervisión de la construcción de los puentes, y que se apliquen las especificaciones técnicas contenidas en los planos a fin de alcanzar el período de diseño estipulado.
3. Contribuir al mantenimiento y manejo del sistema de agua potable para la aldea Granadillas, así como, no permitir el consumo de agua sin clorar.
4. Conservar las fuentes de la aldea Granadillas, dando la protección necesaria contra el ingreso de personas y/o animales; reforestando el área con árboles de hoja perenne y evitando desfuegos o construcciones que produzcan aguas negras.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State and Transportation Officials. **Standard Specifications for Highway Bridges**; 14a. ed. Washington, 1989.
2. American Concrete Institute. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. Michigan, 1995.
3. Diéguez González, Eduardo Gaspar. Estudio y diseño del sistema de agua potable para la aldea Tapalapa del municipio de San Carlos Alzatate, Jalapa. Tesis Ing. civil. Guatemala: universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 42 pp.
4. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. **Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes**. Guatemala, 1975.
5. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. civil. Guatemala: universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 81 pp.
6. Ibarra S., Jack Douglas. Apuntes del curso Análisis y diseño de puentes de concreto reforzado. Guatemala. 21 pp.
7. León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Yichwitz Chonó, San Pedro Soloma, Huehuetenango. Tesis Ing. civil. Guatemala: universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 79 pp.
8. Municipalidad de San Juan Chamelco. **Plan de desarrollo municipal (2001-2005)**. Guatemala, 2000. 245 pp.
9. Paxtor García, Juan Mauro. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Nanhuitz aldea Yulhuitz 2, San Juan Ixcoy Huehuetenango. Tesis Ing. civil. Guatemala: universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 57 pp.
10. Valladares, Óscar Alfredo. Diseño de dos puentes y un salón de usos múltiples en la cabecera departamental. Tesis Ing. civil. Guatemala: universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001. 158 pp.

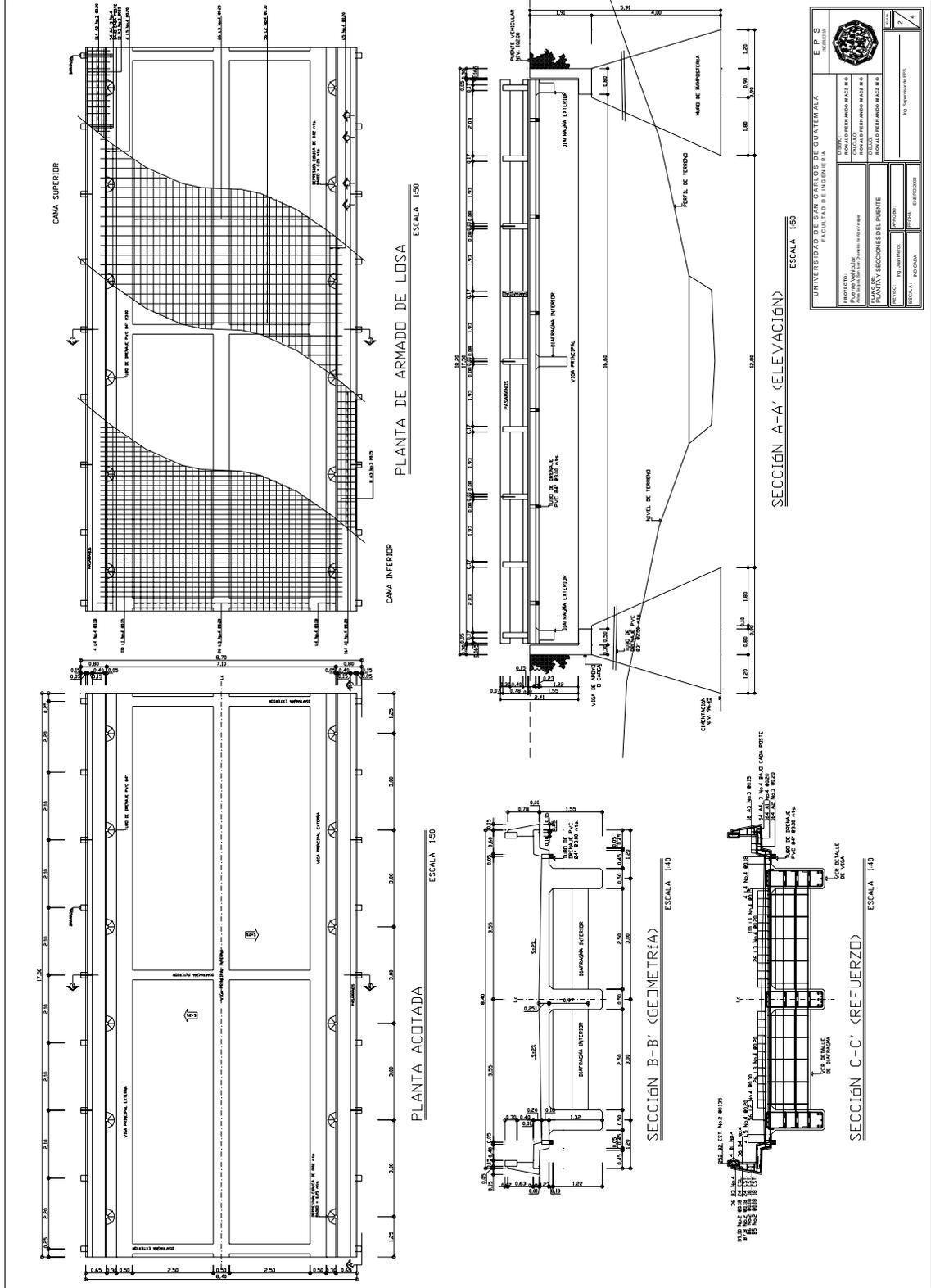
APÉNDICES

Figura 48. Área tributaria de la cuenca de los ríos para el diseño de los puentes



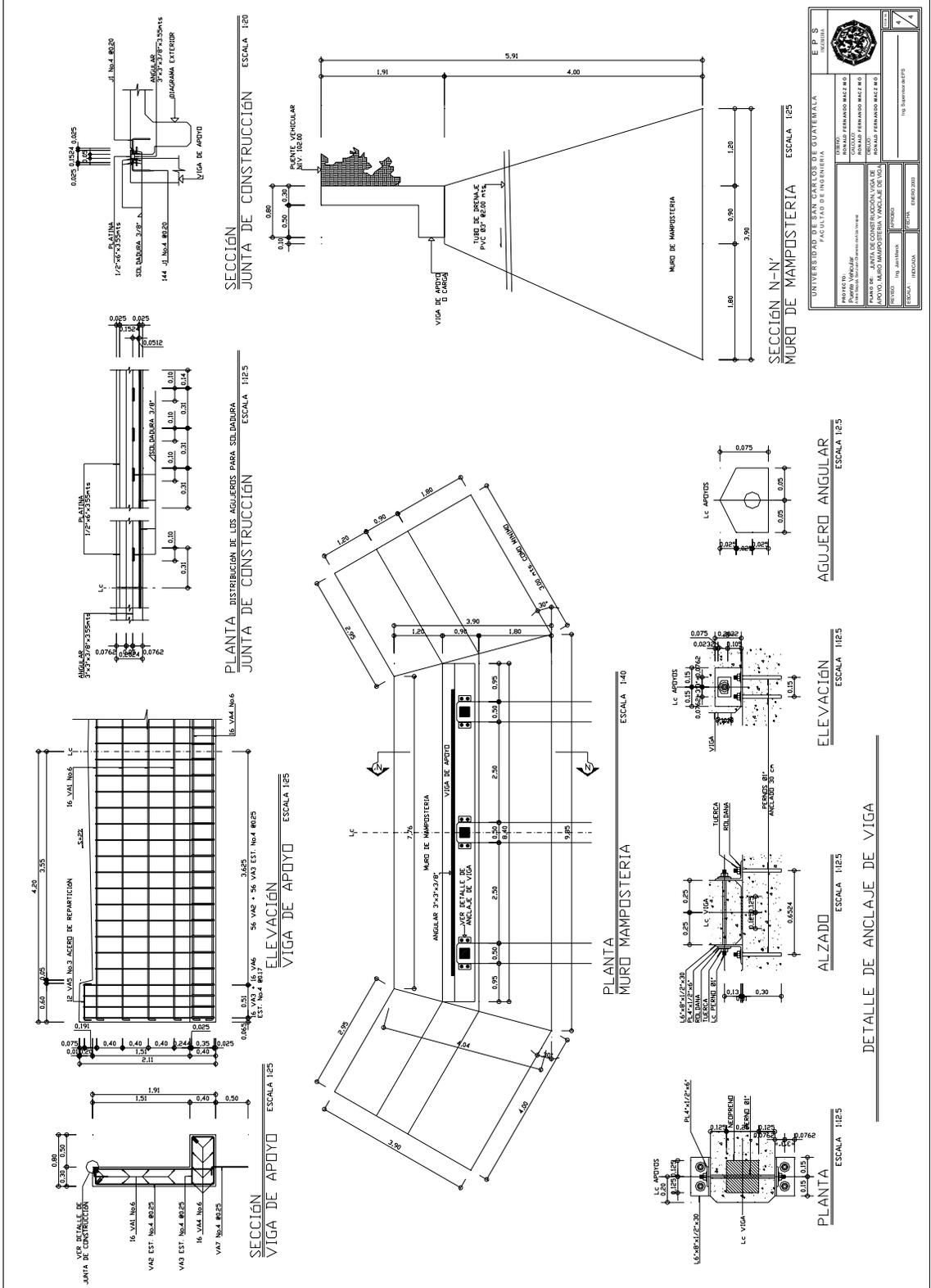
- CUENCA DEL RÍO CHICHÉ
- CUENCA DEL RÍO PURHÁ

Continuación



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		E.P.S.	
FACULTAD DE INGENIERÍA		CARRERA DE INGENIERÍA EN CIVIL	
PROYECTO: PLAN DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA AV. 14		TÍTULO: PLAN DE RECONSTRUCCIÓN DE LA ZONA DE LA AV. 14	
AUTOR: ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ		CORRECTOR: ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ	
FECHA: 15/05/2014		Escala: 1:50	
PROFESOR: ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ		ESTUDIANTE: JUAN CARLOS GONZÁLEZ	
MATERIA: DISEÑO DE ESTRUCTURAS		FECHA DE ENTREGA: 15/05/2014	

Continuación



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		E P S	
FACULTAD DE INGENIERÍA		CIVIL	
PROFESOR: RONALDO FERNANDO MAZÚ RÍO		CATEDRÁTICO	
ALUMNO: RONALDO FERNANDO MAZÚ RÍO		CÓDIGO: 10000000000000000000	
TÍTULO: INGENIERO EN CIVIL		CARRERA: INGENIERÍA EN CIVIL	
MATERIA: JUNTA DE CONSTRUCCIÓN Y/O DE MUROS		CATEDRÁTICO: RONALDO FERNANDO MAZÚ RÍO	
PROFESOR: ING. ANTONIO		CATEDRÁTICO: RONALDO FERNANDO MAZÚ RÍO	
ESCUELA: INGENIERÍA		CATEDRÁTICO: RONALDO FERNANDO MAZÚ RÍO	
FECHA: 2023		FOLIO: 4	

Continuación

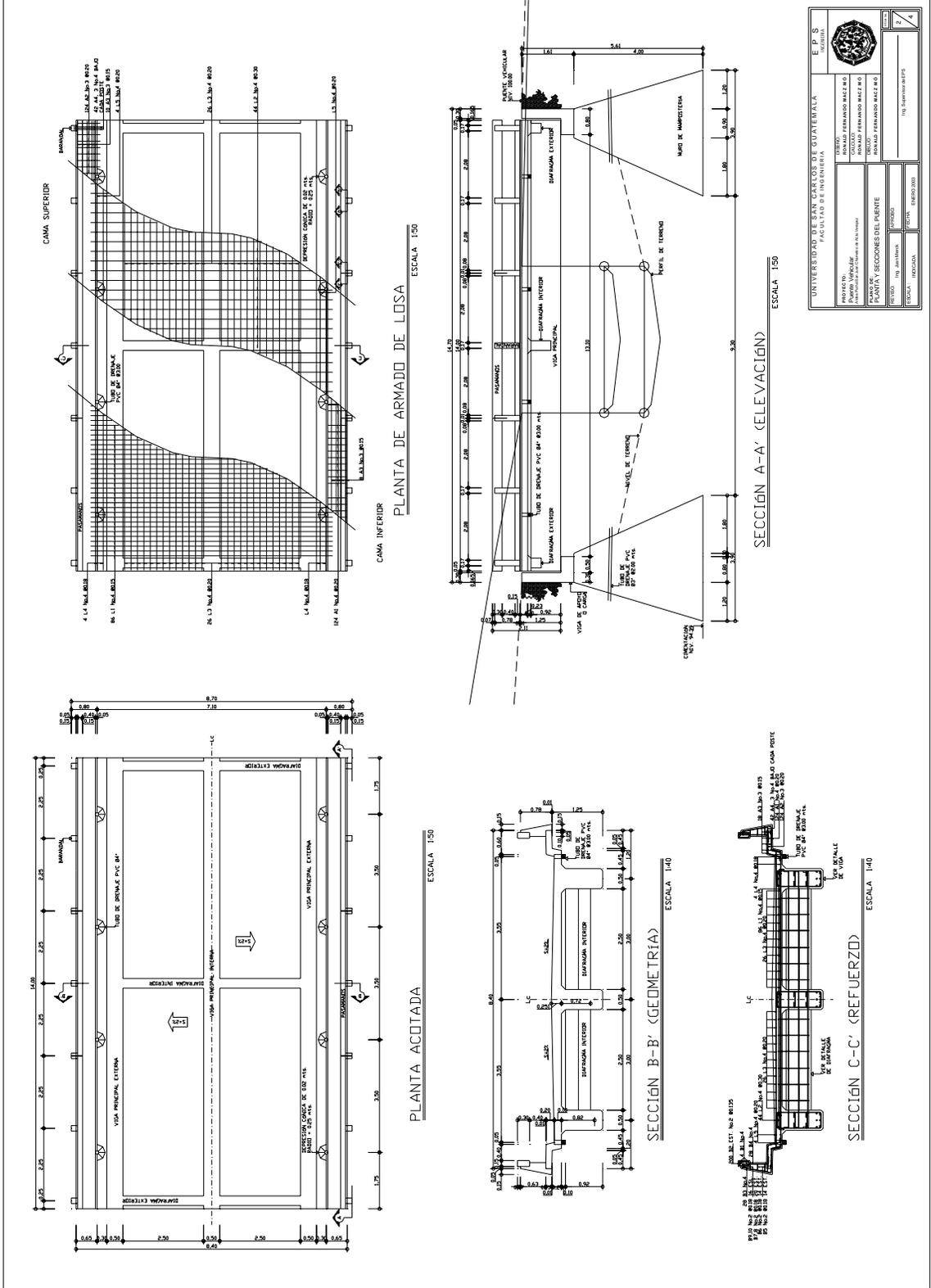


Figura 51. Fotos de los puentes existentes



ALDEA DE SAQUIJÁ

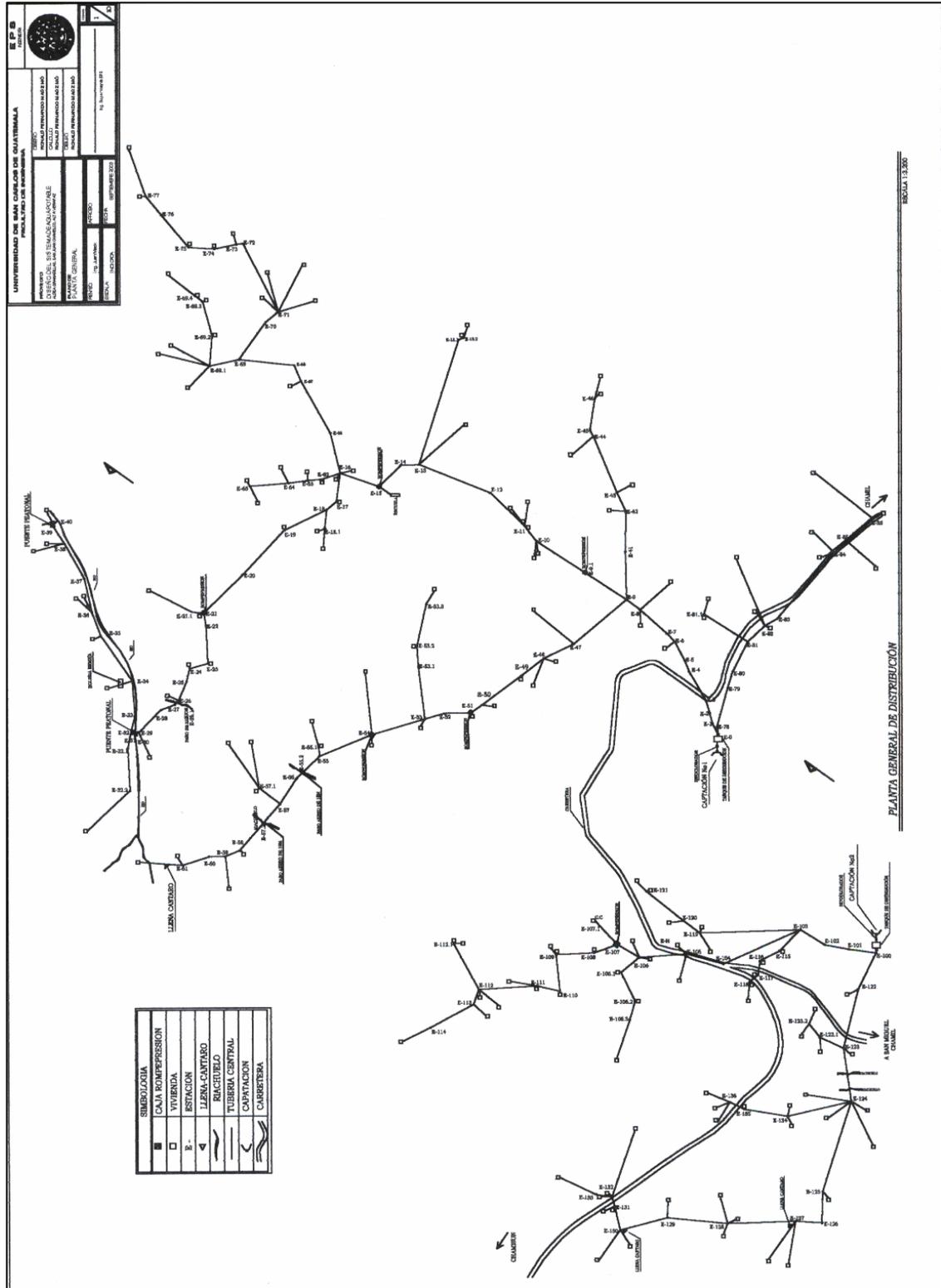


ALDEA DE PURHÁ

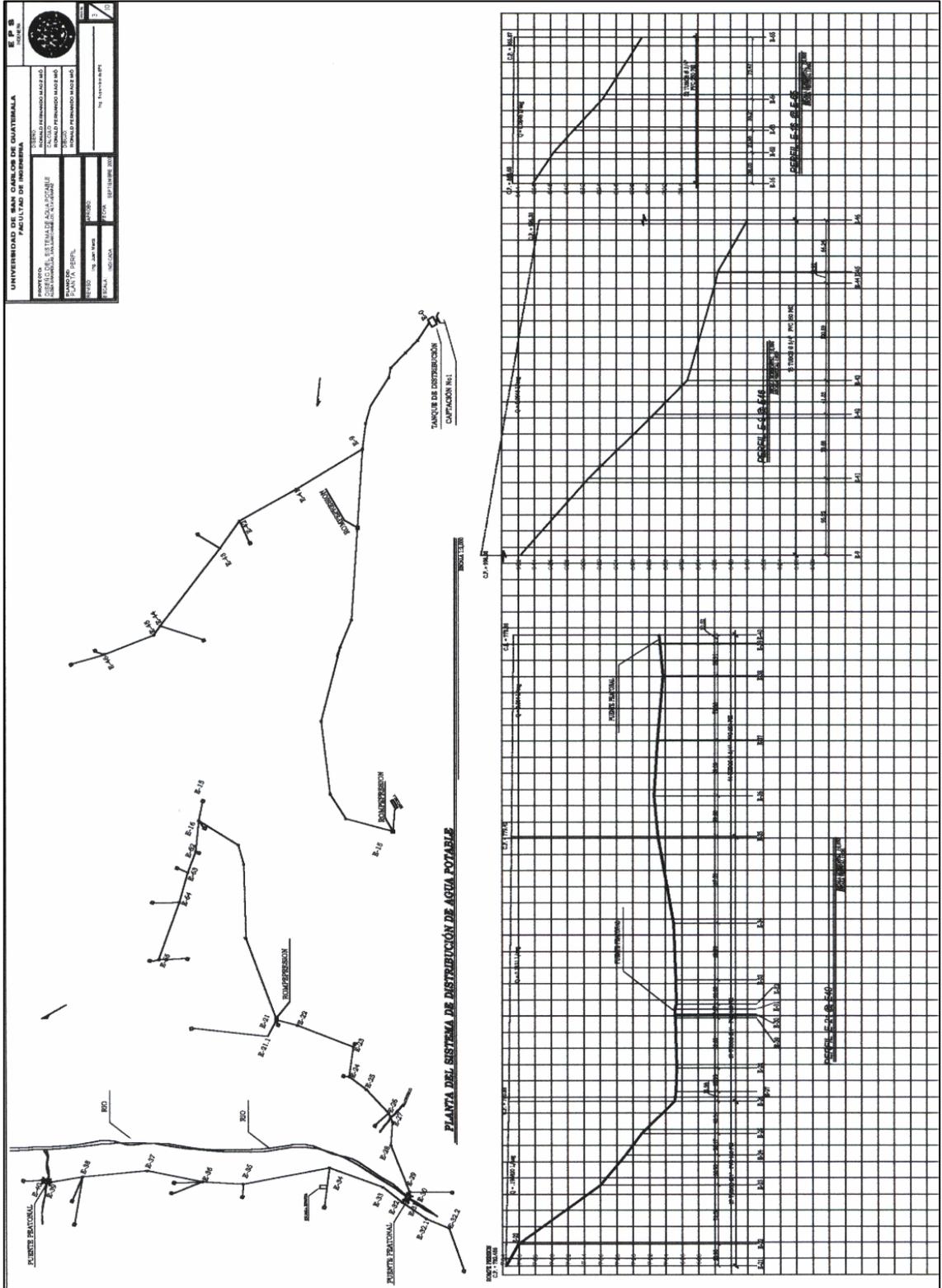


Ubicación de los puentes existentes y el tipo de suelo.

Figura 52. Planos del diseño del sistema de agua potable para la aldea Granadillas, San Juan Chamelco, Alta Verapaz

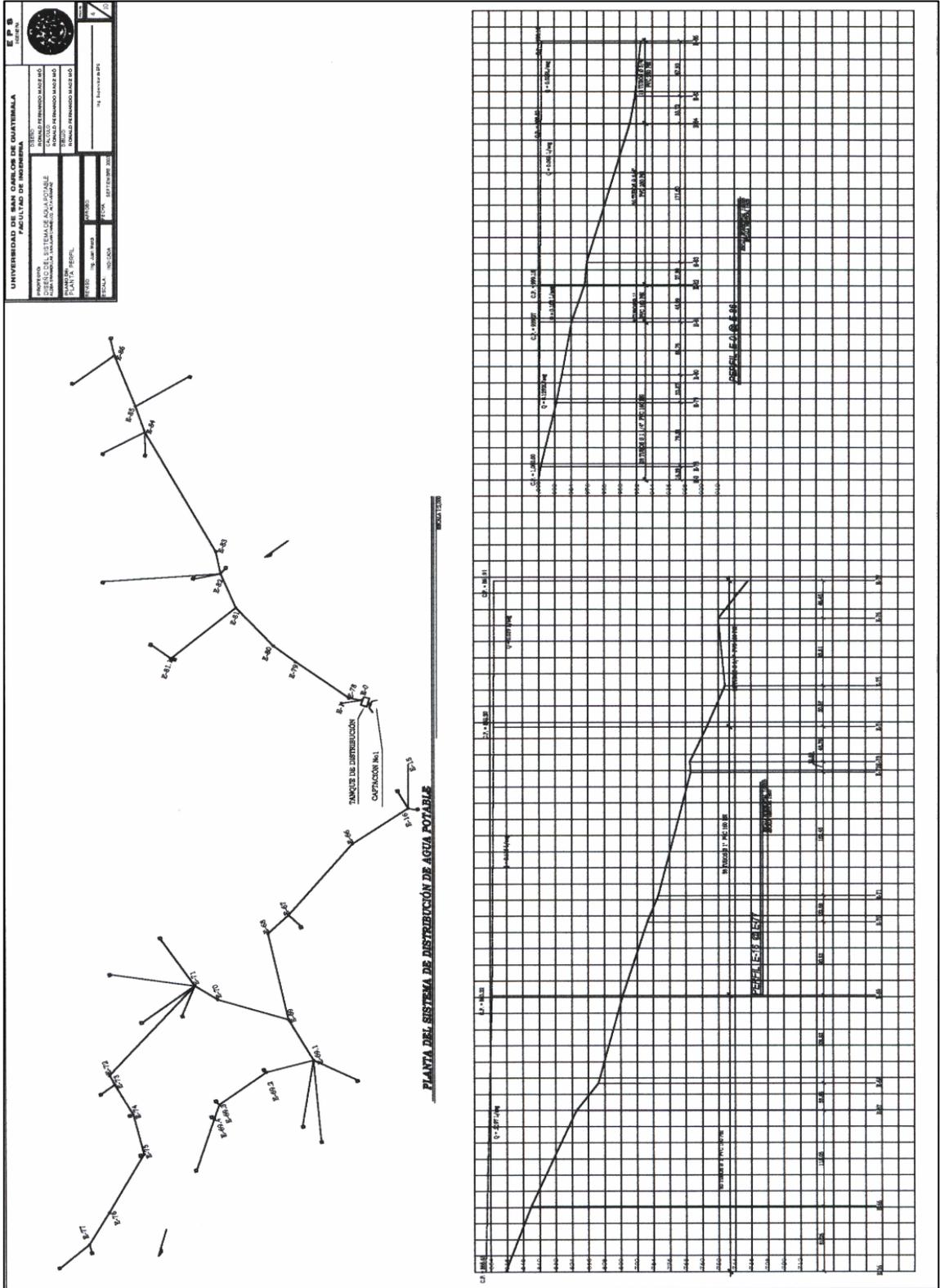


Continuación

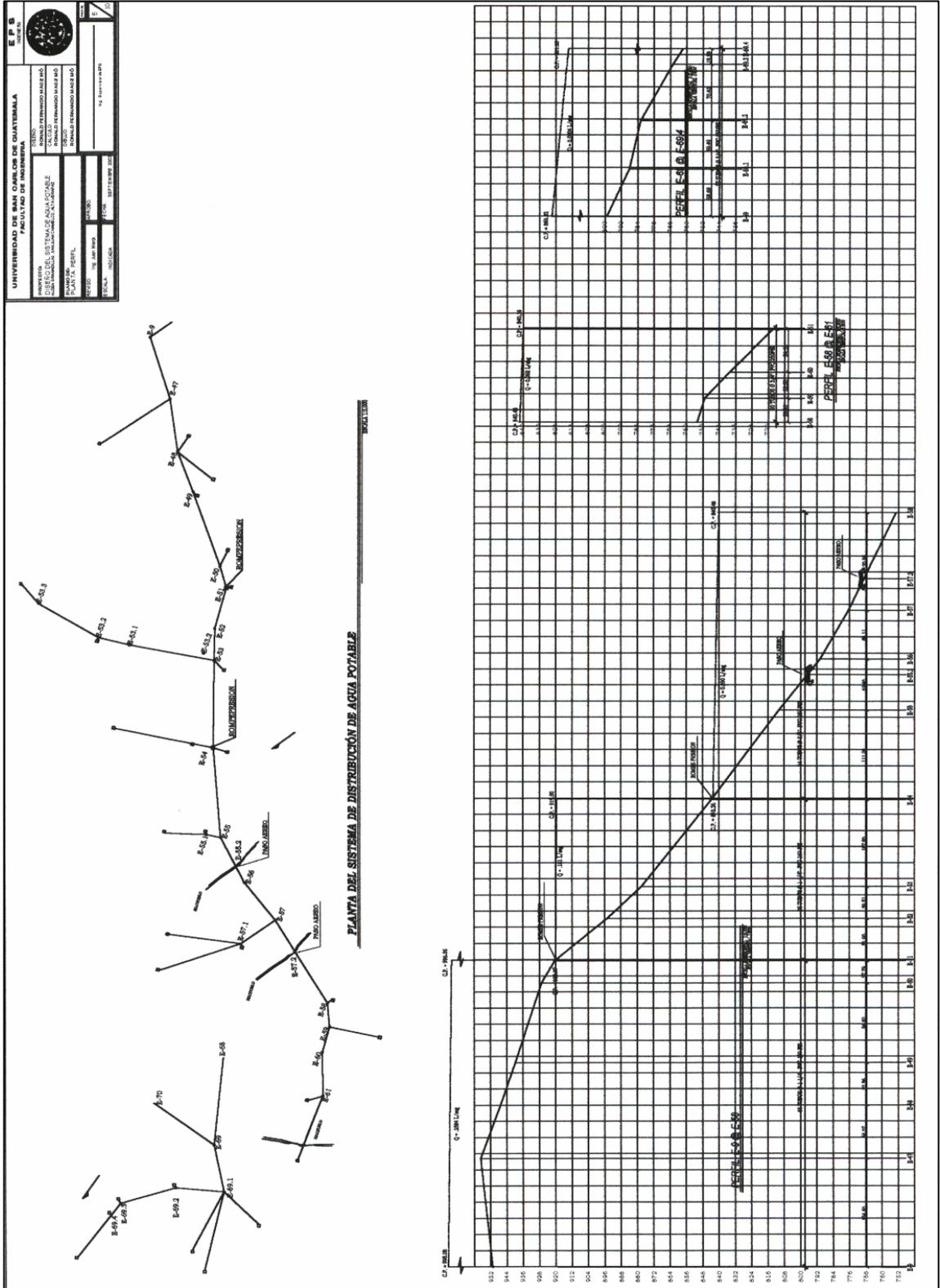


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE EN LA ZONA DE LA SIERRA DE LA CUCUTZA	
TITULO: ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE EN LA ZONA DE LA SIERRA DE LA CUCUTZA	
AUTOR: ING. JUAN PABLO GONZALEZ	
FECHA: 15 DE JUNIO DE 2018	
ESCUELA: INGENIERIA CIVIL	
CARRERA: INGENIERIA CIVIL	
CATEDRA: INGENIERIA DE AGUAS	
GRUPO: 01	
SEMESTRE: II	
AÑO: 2018	

Continuación



Continuación



Continuación

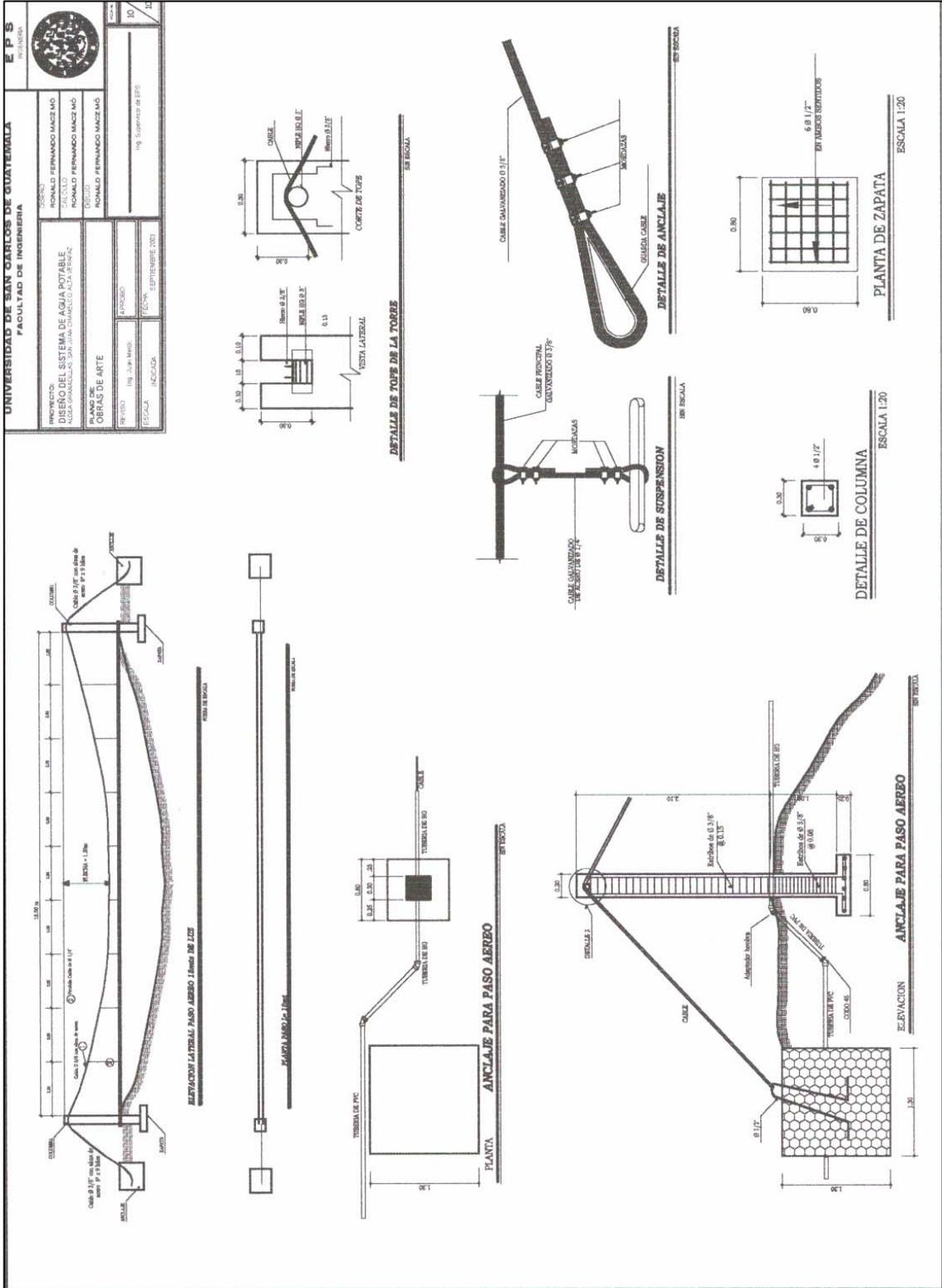


Tabla XVII. Análisis físico químico sanitario de la fuente uno



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

O.T. No.15605		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 20529	
INTERESADO:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD</u>		
RECOLECTADA POR:	<u>Ronald Macz Mo</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	<u>Granadillas</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2002-08-13; 06 h 13 min.</u>		
FUENTE:	<u>Uno</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	<u>2002-08-13; 14 h 10 min.</u>		
DEPARTAMENTO:	<u>Alta Verapaz</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>		
MUNICIPIO:	<u>Chamelco</u>				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	<u>16 °C</u>
2. COLOR:	<u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	<u>216,00 μmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD:	<u>01,57 UNT</u>	6. pH :	<u>08,00 unidades</u>		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,28	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,50	11. SOLIDOS TOTALES	139,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,0033	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,23	12. SOLIDOS VOLÁTILES	29,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,76	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	00,00	13. SOLIDOS FIJOS	110,00
4. CLORO RESIDUAL	---	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,04	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,20
5. MANGANESO (Mn)	---	10. DUREZA TOTAL	120,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	118,80
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	128,00	128,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: DUREZA en Límites Máximos Permisibles. Las demás determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 19 TH EDITION 1995, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), Guatemala.

Guatemala, 2002-08-23

Vo.Bo.
 Ing. Francisco Javier Quirónez
 DIRECTOR CII/USAC

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



Tabla XVIII. Examen bacteriológico de la fuente uno



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

EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-159901
O.T. No. 15605		CONTROL DE CALIDAD DE AGUA
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERIA</u>	PROYECTO:
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Ronald Macz Mo</u>	DEPENDENCIA:
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Granadillas</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:
FUENTE:	<u>Uno</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:
MUNICIPIO:	<u>Chamelco</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:
DEPARTAMENTO:	<u>Alta Verapaz</u>	
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL
OLOR:	<u>Inodora</u>	

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,0 cm ³	+++++	+++++	+++++
1,0 cm ³	+++++	+++++	+++++
0,1 cm ³	+++++	+++++	+++++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 1 600	> 1 600

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 19TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE. según NORMA COGUANOR NGO 29001.

Guatemala, 2002-08-23

Vo.Bo.
 Ing. Francisco Javier Quiñonez
 DIRECTOR CII / USAC

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



Tabla XIX. Análisis físico químico sanitario de la fuente dos



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

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO					
O.T. No.15605				INF. No. 20530	
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA		PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD	
RECOLECTADA POR:	Ronald Macz Mo		DEPENDENCIA:	U.S.A.C.	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Granadillas		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2002-08-13; 06 h 30 min.	
FUENTE:	Dos		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2002-08-13; 14 h 10 min.	
DEPARTAMENTO:	Alta Verapaz		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
MUNICIPIO:	Chamelco				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	16 °C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	180,00 µmhos/cm
3. TURBIDIDAD:	01,73 UNT	6. pH:	08,00 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,28	6. CLORUROS (Cl ⁻)	09,00	11. SOLIDOS TOTALES	116,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,0033	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,24	12. SOLIDOS VOLÁTILES	22,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	00,88	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	00,00	13. SOLIDOS FIJOS	94,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,05	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,20
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	104,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	99,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	104,00	104,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: Las determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 19 TH EDITION 1995, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), Guatemala.

Guatemala, 2002-08-23

Vo.Bo.
 Ing. Francisco Javier Quiñonez
 DIRECTOR CII/USAC

JERÓNIMO CATARRO
 ZENÓN MUCH SANTOS
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. Ing. Sanitaria



Tabla XX. Examen bacteriológico de la fuente dos



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

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 15605		INF. No.A-159902	
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERIA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Ronald Macz Mo</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Granadillas</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2002-08-13; 06 h 30 min</u>
FUENTE:	<u>Dos</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2002-08-13; 14 h 10 min</u>
MUNICIPIO:	<u>Chamelco</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Alta Verapaz</u>	SABOR:	<u>-----</u>
		SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,0 cm ³	+++++	+++++	+++++
1,0 cm ³	+++++	+++++	+++++
0,1 cm ³	+++++	+++++	+++++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 1 600	> 1 600
TÉCNICA “STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER” DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 19 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
CONCLUSION <u>Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE.</u> según NORMA COGUANOR NGO 29001.			
s Guatemala, <u>2002-08-23</u>			
Vo.Bo.  Ing. Francisco Javier Quiñonez DIRECTOR CI / USAC	 JEFE DE LABORATORIO ZENON MUCH SANTOS Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. Ing. Sanitaria		



Tabla XXI. Memoria de cálculo del diseño hidráulico del sistema de agua potable

Est.	P.ob	Cota de terreno		Longitud mts	Q			Pulg Ø	Hf Total	Piezometrica		P _{ESTATICA}		V _{VELOC} m/s	OBSERVA- CIONES
		Inicial	Final		L/se	c	C.I			C.F	C.I	C.F			
RAMAL E-00 @ E-40															
E-00	E-9	1000.00	950.99	329.46	1.0207	150	2	1.92	1000.00	998.08	0.00	49.01	0.50		
E-9	9.1	950.99	919.48	105.81	0.659	150	1.5	1.12	998.08	996.96	49.01	80.52	0.58	PRESION	
9.1	15	919.48	867.25	483.33	0.659	150	1.5	5.10	919.48	914.38	0.00	52.23	0.58	PRESION	
15	16	867.25	856.79	81.08	0.555	150	1.5	0.62	867.25	866.63	0.00	10.46	0.49		
16	21	856.79	782.49	401.24	0.246	150	1.25	1.65	866.63	864.97	10.46	84.76	0.31	PRESION	
21	26	782.49	699.61	203.63	0.194	150	1	1.61	782.49	780.88	0.00	82.88	0.38		
26	35	699.61	707.73	327.70	0.142	150	1	1.46	780.88	779.42	82.88	74.76	0.28		
35	40	707.73	707.09	249.18	0.065	150	0.75	1.05	779.42	778.38	74.76	75.40	0.23		
RAMAL E-9 @ E-46															
9.0	46	950.99	839.68	414.98	0.0646	150	0.75	1.74	998.08	996.33	49.01	160.32	0.23		
RAMAL E-9 @ E-61															
9.0	51	950.99	920.37	379.42	0.2584	150	1.25	1.72	998.08	996.36	49.01	79.63	0.33	PRESION	
51	54	920.37	843.26	199.31	0.181	150	1.25	0.47	920.37	919.90	0.00	77.11	0.23	PRESION	
54	58	843.26	753.22	355.55	0.090	150	0.75	2.78	843.26	840.48	0.00	90.04	0.32		
58	61	753.22	715.52	116.40	0.052	150	0.75	0.32	840.48	840.16	90.04	127.74	0.18		
RAMAL E-16 @ E-65															
16.0	65	856.80	803.59	179.42	0.0646	150	0.75	0.75	866.63	865.87	10.46	63.67	0.23		
RAMAL E-16 @ E-77															
16.0	69	856.80	799.08	342.01	0.2197	150	1	3.40	866.63	863.22	10.46	68.18	0.43		
69	74	799.08	757.71	332.04	0.116	150	1	1.02	863.22	862.20	68.18	109.55	0.23		
74	77	757.71	737.23	180.93	0.039	150	0.75	0.30	862.20	861.91	109.55	130.03	0.14		
RAMAL E-69 @ E-69.4															
69.0	69.40	799.08	761.58	207.50	0.0904	150	0.75	1.62	863.22	861.60	68.18	105.68	0.32		
RAMAL E-00 @ E-86															
E-00	81	1000.00	983.77	195.40	0.1292	150	1	0.73	1000.00	999.27	0.00	16.23	0.26		
81	82	983.77	977.37	45.99	0.103	150	1	0.11	999.27	999.16	16.23	22.63	0.20		
82	84	977.37	955.16	199.59	0.065	150	0.75	0.84	999.16	998.32	22.63	44.84	0.23		
84	86	955.16	949.67	101.65	0.039	150	0.75	0.17	998.32	998.15	44.84	50.34	0.14		
RAMAL E-100 @ 132															
100.0	124	1106.86	1082.68	306.21	0.2810	150	1.5	0.67	1106.86	1106.19	0.00	24.18	0.25		
124	128	1082.68	1096.84	435.10	0.136	150	1	1.78	1106.19	1104.41	24.18	10.02	0.27		
128	130	1096.84	1101.11	213.81	0.078	150	1	0.311	1104.41	1104.10	10.02	5.75	0.15		
130	132	1101.11	1083.97	67.39	0.049	150	0.75	0.17	1104.10	1103.93	5.75	22.89	0.17		
RAMAL E-124 @ E-136															
124.0	136	1082.68	1054.28	245.35	0.0582	150	0.75	0.85	1106.19	1105.34	24.18	28.40	0.20		
RAMAL E-100 @ 114															
100.0	103	1106.86	1091.62	158.18	0.2810	150	1.25	0.84	1106.86	1106.02	0.00	15.24	0.36		
103	107	1091.62	1017.37	382.97	0.184	150	1	2.76	1106.02	1103.26	15.24	89.49	0.36	PRESION	
107	112	1017.37	964.87	355.22	0.097	150	0.75	3.167	1017.37	1014.20	0.00	52.50	0.34		
112	114	964.87	946.41	128.37	0.019	150	0.75	0.06	1014.20	1014.15	52.50	70.96	0.07		
RAMAL E-103 @ E-118															
103.0	118	1091.62	1043.65	150.86	0.0485	150	0.75	0.37	1106.02	1105.65	15.24	63.21	0.17		
RAMAL E-103 @ E-121															
103.0	121	1091.62	1061.57	329.92	0.0485	150	0.75	0.82	1106.02	1105.21	15.24	45.29	0.17		