

file : frigueto

Jalapa 02 de Octubre de 2006

Ingeniero:
Ángel Sic
Coordinador unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente:

Respetuosamente, me dirijo a usted y por medio de la presente hago de su conocimiento que el estudiante **Derick Estuardo Hernández Revolorio** con carné universitario No. 1997-11973 quien cumplió satisfactoriamente su Ejercicio Profesional Supervisado de Ingeniería en las instalaciones de la Oficina Municipal de Planificación en el periodo comprendido del 03 de Abril del 2006 al 02 de Octubre del 2006.

Haciendo constar que concluyo y cumplió con los compromisos adquiridos en esta entidad, no habiendo mas que hacer constar se firma y sella la presente en la fecha antes mencionada y para los usos que al interesado convenga.

Atentamente,



Ing. Adolfo Marroquín

Coordinador

Oficina Municipal de Planificación



Vo.Bo. 

Dr. Jorge Mario Bonilla
Alcalde Municipal



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS
Tel. 24423509

REF. EPS. MAAO.SUP.005.2007

Guatemala,
14 de marzo de 2007

Ingeniero
Ángel Roberto Sic García
Director de EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería
USAC

Respetable Ingeniero Sic García.

Por medio de la presente, envío a usted el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), titulado: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL CARRIZAL Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA LAGUNETA, DEL MUNICIPIO DE JALAPA, JALAPA.

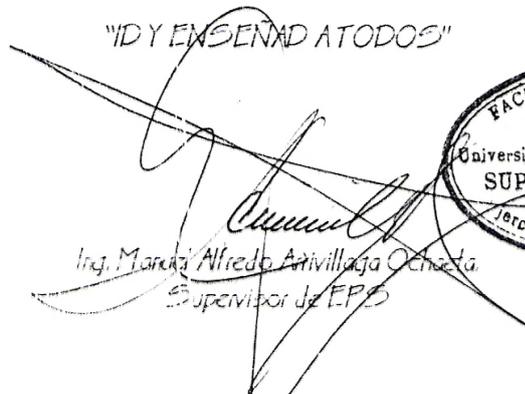
Este trabajo lo desarrolló el estudiante DERICK ESTUARDO HERNÁNDEZ REVOLORIO fue asesorado y supervisado por el suscrito.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley, solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente.

"D Y ENSEÑAD A TODOS"


Ing. Marco Alfredo Antivillalga Ochoa
Supervisor de EPS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 20 de marzo de 2007
Ref. EPS. C. 214.03.07

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL CARRIZAL Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA LAGUNETA, DEL MUNICIPIO DE JALAPA, JALAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **DERICK ESTUARDO HERNÁNDEZ REVOLORIO**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del asesor y supervisor, en mi calidad de director apruebo su contenido; solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Angel Roberto Sic García
Director Unidad de EPS



ARSG/jm

Guatemala, 10 de abril de 2007

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

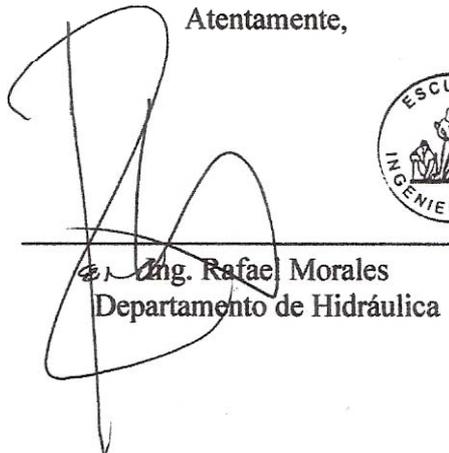
Estimado Ingeniero Biston Velásquez.

Por este medio atentamente le envié el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S.) titulado "INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL CARRIZAL Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA LAGUNETA, DEL MUNICIPIO DE JALAPA, JALAPA" que fué desarrollado por el estudiante universitario **DERICK ESTUARDO HERNANDEZ REVOLORIO**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de la revisión de ley del referido trabajo existiendo la aprobación del mismo por parte del departamento de hidráulica, en calidad de revisor apruebo su contenido; solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,



Ing. Rafael Morales
Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería

Escuela de ingeniería civil

**INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL
CARRIZAL Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA
ALDEA LA LAGUNETA, DEL MUNICIPIO DE JALAPA, JALAPA**

Derick Estuardo Hernández Revolorio

Asesorado por el ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, agosto de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL
CARRIZAL Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA
ALDEA LA LAGUNETA, DEL MUNICIPIO DE JALAPA, JALAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DERICK ESTUARDO HERNÁNDEZ REVOLORIO

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Gerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

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:

INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL CARRIZAL Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA LAGUNETA, DEL MUNICIPIO DE JALAPA, JALAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 03 de mayo de 2006.

Derick Estuardo Hernández Revolorio.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS Fuente de luz e inspiración que me dio la oportunidad de ver realizada una de mis metas.

MIS PADRES Rubén Hernández Juárez
Gladis Jeanneth Revolorio González
Por sus múltiples sacrificios y apoyo incondicional que siempre me han brindado, a ellos dedico este triunfo.

MIS HERMANOS Cynthia Jeanneth Hernández Revolorio
Rubén Eduardo Hernández Revolorio

MIS ABUELOS Gerardo Hernández (†)
Concepción Juárez (†)
Como un homenaje a su memoria.
Rigoberto Revolorio
Victoria González
Por sus sabios consejos y sus enseñanzas.

MIS FAMILIARES Respeto y cariño por su apoyo incondicional.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE ESTUDIO

Carolina Estrada, Sonia Solís Reyes, Noe Dueñas López, Juan Francisco Guaran, Luis Felipe Gonzáles,

AGRADECIMIENTOS A:

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

A la Corporación Municipal y Oficina Municipal de Planificación de la Municipalidad de Jalapa, en especial al Ing. Adolfo Marroquín (coordinador de la O.M.P.), Lic. Agapito Díaz (analista de proyectos), Kennett Salazar (técnico forestal de la O.M.P.), Lic. Jorge Mackey (tesorero municipal).

Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Por asesorar de principio a fin en el desarrollo de este trabajo de graduación, y por la confianza que siempre me brinda.

Ingeniera Dilma Mexicanos e ingeniero Claudio Castañon

Por haber sido parte fundamental en el desarrollo de mi formación profesional dentro y fuera de la Facultad de Ingeniería.

A todas las personas que de una u otra forma contribuyeron en la culminación de mi carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA	01
1.1 Aspectos históricos	01
1.2 Ubicación y localización	02
1.3 Límites y colindancias	03
1.4 Extensión territorial	03
1.5 Clima	04
1.6 Población e idioma	04
1.7 Vías de comunicación	04
1.8 Servicios públicos	04
1.9 Geografía	05
1.10 Topografía	05
1.11 Hidrografía	06
1.12 Geología	06
1.13 Capacidad productiva de la tierra	06
1.14 Economía	07
1.15 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura del lugar	08

2. CONCEPTOS Y DEFINICIONES PARA EL DISEÑO, DE INTRODUCCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL CARRIZAL.	11
2.1 Descripción del proyecto	11
2.2 Cálculo para la demanda de agua	11
2.2.1 Población actual	11
2.2.2 Período de diseño	11
2.2.3 Población futura	12
2.3 Aforos de fuente de agua	13
2.4 Dotación	13
2.5 Cálculo del consumo	14
2.5.1 Caudal medio diario	14
2.5.2 Caudal máximo diario	15
2.5.3 Caudal máximo horario	15
2.6 Tanque de almacenamiento	16
2.7 Calidad del agua	16
2.7.1 Análisis físico químico sanitario	16
2.7.2 Examen bacteriológico	17
2.8 Levantamiento topográfico	17
2.8.1 Planimetría	18
2.8.2 Altimetría	18
2.9 Diseño de la línea de impulsión	19
2.9.1 Caudal medio diario	19
2.9.2 Caudal máximo diario	20
2.9.3 Caudal máximo horario	20
2.9.4 Caudal de bombeo	20
2.9.5 Diámetro de tubería de impulsión	20
2.9.6 Velocidad del fluido	21
2.9.7 Integración de pérdidas	21

2.9.7.1	Pérdidas por altura de succión	22
2.9.7.2	Pérdidas por la altura en la conducción	22
2.9.7.3	Pérdidas en la tubería por fricción	22
2.9.7.2	Pérdidas por velocidad	23
2.9.7.3	Pérdidas menores	23
2.9.8	Carga dinámica total	
23		
2.9.9	Clase de tubería	24
2.9.10	Potencia de la bomba	24
2.9.11	Golpe de ariete	24
2.10	Diseño del tanque elevado de distribución	25
2.10.1	Volumen del tanque	25
2.10.2	Diseño estructural de la cubierta	26
2.10.2.1	Dimensiones de la losa	26
2.10.2.2	Coeficiente de momentos	26
2.10.2.3	Espesor de losa	27
2.10.2.4	Integración de cargas	27
2.10.2.4.1	Carga muerta	27
2.10.2.4.2	Carga viva	27
2.10.2.4.3	Carga última	27
2.10.2.5	Momentos que actúan en la losa	28
2.10.2.6	Diagrama de momentos	28
2.10.2.7	Acero mínimo y espaciamientos	29
2.10.2.8	Tabla de resultados	30
2.10.2.9	Diagrama de refuerzo	30
2.10.2.10	Diseño del muro	31
2.10.2.11	Integración de cargas que soportan el muro	32
2.10.2.12	Carga de la losa y de viga la viga hacia el muro	32
2.10.2.13	Cálculo de presiones actuantes sobre el muro	33

2.11.16	Presupuesto	42
2.11.16.1	Costos directos	42
2.11.16.2	Costos indirectos	44
2.11.16.3	Integración de costos unitarios	44
3.	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	47
3.1	Sistemas de tarifa	48
3.1.1	Sistema uniforme	48
3.1.2	Sistema diferencial	49
3.2	Gastos de administración	49
3.3	Gastos de operación	50
3.4	Gastos de mantenimiento	50
3.5	Gastos de tratamiento	51
3.6	Gastos de energía eléctrica	52
3.7	Inflación	52
3.8	Costo de reserva	52
3.9	Tarifa adoptada	53
3.10	Tarifa por nueva conexión domiciliar	53
3.11	Tarifa por reinstalación de servicio	54
3.12	Valor presente	54
3.13	Tasa de interés de retorno	54
4	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA LAGUNETA	55
4.1	Descripción del proyecto	55
4.2	Especificaciones técnicas sobre puentes	55
4.2.1	Criterios técnicos	55
4.2.2	Normas aplicables de diseño	55
4.3	Estudios topográficos, hidrológico y de suelo	56

4.3.1	Levantamiento topográfico	56
4.3.1.1	Planimetría	56
4.3.1.2	Altimetría	56
4.3.2	Estudio hidrológico e hidráulico	57
4.3.3	Localización de crecida máxima y extra máxima	57
4.3.4	Cálculo de velocidad del río	58
4.3.5	Estudio de suelo	58
4.4	Diseño de la superestructura	59
4.4.1	Diseño de la losa	59
4.4.1.1	Datos del puente	59
4.4.1.2	Espesor de losa	59
4.4.1.3	Cálculo de momentos	60
4.4.1.3.1	Carga muerta	60
4.4.1.3.2	Carga viva	60
4.4.1.3.3	Sobrecarga por impacto	61
4.4.1.3.4	Cálculo de momento último	61
4.4.1.4	Cálculo de refuerzo	61
4.4.1.4.1	Diseño de cama inferior	63
4.4.1.4.2	Acero por temperatura	63
4.4.1.4.3	Diseño de cama superior	63
4.4.2	Diseño de pasamanos	64
4.4.2.1	Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes	64
4.4.2.1.1	Análisis de la resistencia del tubo	64
4.4.2.1.2	Análisis de la resistencia de los postes	65
4.4.2.1.2.1	Integración de carga muerta	65
4.4.2.1.2.2	Integración de carga viva	65
4.4.2.1.2.3	Cálculo de momento	65
4.4.2.1.3	Cálculo de refuerzo	66
4.4.2.1.3.1	Diseño a flexión	66

4.4.2.1.3.2	Diseño a flexo compresión	67
4.4.2.1.3.3	Diseño a corte	67
4.4.3	Diseño de banqueta	68
4.4.3.1	Integración de peso y momento por carga muerta	68
4.4.3.2	Integración de peso y momento por carga viva	69
4.4.3.3	Cálculo de momento último	69
4.4.3.4	Cálculo de refuerzo	69
4.4.4	Diseño de diafragmas	69
4.4.4.1	Dimesionamiento de los diafragmas	70
4.4.4.1.1	Altura de los diafragmas	71
4.4.4.2	Diseño del diafragma interno	71
4.4.4.2.1	Peso del diafragma interior	71
4.4.4.2.2	Refuerzo para cama inferior	71
4.4.4.2.3	Refuerzo para cama superior	72
4.4.4.2.4	Diseño a corte	72
4.4.4.3	Diseño de los diafragmas exteriores	73
4.4.4.3.1	Peso del diafragma exterior	73
4.4.4.3.2	Refuerzo para cama inferior	73
4.4.4.3.3	Refuerzo para cama superior	73
4.4.4.3.4	Diseño a corte	73
4.4.5	Diseño de vigas principales	74
4.4.5.1	Dimesionamiento de las vigas principales	74
4.4.5.2	Integración de carga muerta y carga viva	75
4.4.5.2.1	Integración de peso por carga muerta	75
4.4.5.2.2	Integración de carga viva que actúan sobre las vigas del puente	75
4.4.5.2.3	Cálculo de sobre carga	75
4.4.5.2.3.1	Cálculo de corte y momento por carga Muerta	75

4.4.5.2.3.1.1	Momento máximo	75
4.4.5.2.3.1.2	Corte máximo	76
4.4.5.2.3.2	Cálculo de corte y momento por carga viva	76
4.4.5.2.3.3	Cálculo de momento por carga viva	77
4.4.5.2.3.4	Cálculo de momento máximo carga viva	78
4.4.5.2.3.5	Cálculo de corte máximo carga viva	79
4.4.5.2.3.6	Cálculo de factor de impacto y factor de distribución	79
4.4.5.2.3.7	Cálculo de momento último de diseño	80
4.4.5.2.3.8	Cálculo de corte último de diseño	80
4.4.5.2.4	Cálculo de refuerzo	80
4.4.5.2.4.1	Cálculo de refuerzo a compresión	81
4.4.5.2.4.2	Diseño de cama inferior	81
4.4.5.2.4.3	Refuerzo adicional	82
4.4.5.2.4.4	Cálculo de refuerzo a corte	82
4.4.5.2.4.5	Cálculo de corte resistente	82
4.4.5.2.4.6	Cálculo de corte actuante	82
4.4.5.2.4.7	Cálculo de espaciamiento	83
4.4.6	Diseño de apoyos de neopreno	83
4.4.6.1	Diseño de los apoyos de elastómero reforzado	83
4.4.6.2	Chequeo del esfuerzo a compresión	84
4.4.6.3	Desplazamiento horizontal	85
4.4.6.4	Deformación por carga muerta	85
4.4.6.5	Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida	85
4.4.6.6	Deformación por temperatura	85
4.4.6.7	Deformaciones máximas	85
4.4.6.8	Espesor de apoyos	85
4.4.7	Diseño de la subestructura	86

4.4.7.1	Diseño de la viga de apoyo	86
4.4.7.2	Dimensionamiento de la cortina y de la viga de apoyo	87
4.4.7.3	Cálculo de acero longitudinal	88
4.4.7.4	Cálculo de acero transversal	88
4.4.8	Diseño de cortina	89
4.4.8.1	Empuje de tierra	89
4.4.8.2	Cálculo de fuerza longitudinal	90
4.4.8.3	Fuerza de sismo	90
4.4.8.4	Combinación de cargas	90
4.4.8.5	Cálculo de refuerzo	91
4.4.8.6	Revisión de corte a la sección propuesta	
	92	
4.4.9	Diseño de viga de apoyo	92
4.4.9.1	Cálculo del refuerzo	93
4.4.9.2	Revisión de corte de la sección propuesta	94
4.4.10	Diseño de estribos	95
4.4.10.1	Cálculo del momento de volteo	96
4.4.10.2	Cálculo del momento estabilizante	97
4.4.10.3	Revisión del muro sin superestructura	97
4.4.10.4	Revisión del muro con superestructura	98
4.4.10.5	Revisión del muro con sismo sin carga viva	99
4.4.11	Presupuesto	101
4.4.12	Estudio socioeconómico	102
4.4.12.1	Población beneficiada	102
4.4.12.2	Poblaciones beneficiadas directamente	102
4.4.12.3	Poblaciones beneficiadas indirectamente	103
4.4.12.4	Costo de operación	103
4.4.12.5	Costo de mantenimiento	103

5	EVALUACIÓN DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	105
5.1	Definición del estudio	105
5.2	Fines de la evaluación de impacto ambiental	106
5.2.1	Evaluación rápida	107
5.2.1.1	Informe sobre el proyecto San José El Carrizal	107
5.2.1.2	Tipo de proyecto	107
5.2.1.3	Consideraciones especiales	107
5.2.1.4	Mitigación y compensación	110
5.2.1.5	Informe sobre el proyecto La Laguneta	111
5.2.1.6	Tipo de proyecto	111
5.2.1.7	Consideraciones especiales	111
5.2.1.8	Mitigación y compensación	114
	CONCLUSIONES	117
	RECOMENDACIONES	119
	BIBLIOGRAFÍA	121
	APÉNDICE	123

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Ubicación del departamento de Jalapa	2
2	Diagrama de momentos	26
3	Diagrama de refuerzo	28
4	Diagrama de fuerzas y dimensiones del muro	29
5	Sección transversal del puente vehicular	57
6	Detalle de carga aplicada para el diseño de los pasamanos	61
7	Detalle de carga aplicada para el diseño de la banqueteta	65
8	Diagrama de carga, corte (momento carga viva)	74
9	Centro de gravedad del camión	75
10	Determinación de la carga crítica de corte	76
11	Determinación del factor de distribución	77
12	Diagrama de presiones de la cortina, en la viga de apoyo	86
13	Geometría y diagramas de presiones en estribo	93
14	Diagrama de carga en estribo con carga viva	95
15	Diagrama de carga en estribo sin carga viva	97

TABLAS

I	Propuesta de inversión 2007	08
II	Toma de tiempos de aforo	11
III	Libreta topográfica de línea de conducción	16
IV	Área de acero y espaciamiento	27
V	Cálculo de momentos que soporta el muro	30
VI	Presupuesto del proyecto de agua potable	43
VII	Momento de volteo en estribos	93
VIII	Cargas vivas que actúan sobre el estribo, respecto punto B	94
IX	Cargas vivas que actúan sobre el estribo, respecto punto A	98
X	Presupuesto del proyecto del puente vehicular	100
XI	Impactos ambientales negativos durante la ejecución del proyecto de agua potable, para la aldea San José El Carrizal	107
XII	Impactos ambientales negativos durante la operación	107
XIII	Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y la operación, para el proyecto de agua potable	108
XIV	Impactos ambientales negativos durante la ejecución del proyecto de construcción del puente vehicular	111
XV	Impactos ambientales negativos durante la operación	111
XVI	Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y la operación, para el proyecto del puente vehicular	112
XVII	Libreta topográfica de la línea de impulsión	117
XVII	Libreta topográfica de la red de distribución	118
XIX	Libreta topográfica de la red de distribución (radiaciones)	119
XX	Cálculo hidráulico	121
XXI	Exámenes de agua	125
XXII	Integración de costos unitarios del proyecto de agua potable	126
XXIII	Integración de costos unitarios del proyecto del puente vehicular	130

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
A_s	Área de acero
A_{smin}	Área de acero mínimo
A_{smax}	Área de acero máximo
A_{st}	Área de acero por temperatura
b	Base
C	Coefficiente de rugosidad
cm	Centímetro
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
cm²	Centímetros cuadrados
cm³	Centímetros cúbicos
d	Peralte
Dot	Dotación
f'c	Resistencia del concreto a compresión
Fd	Factor de distribución
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máxima
Fy	Resistencia del acero a tensión
Hab	Habitante
Hf	Pérdida de carga
Hg	Hierro galvanizado
HP	Caballos de fuerza
hr	Hora
kg	Kilogramo
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado

kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilómetro
Ka	Coefficiente de empuje activo
Kp	Coefficiente de empuje pasivo
L	Longitud en vigas
lit	Litros
lit/hab/dia	Litros por habitante por día
lit/seg	Litros por segundo
M	Momento
M_u	Momento último
M_{max}	Momento máximo
M_{cv+i}	Momento carga viva más sobrecarga de impacto
m.c.a.	Metros columna de agua
mm	Milímetros
mts	Metros
mts²	Metros cuadrados
mts³	Metros cúbicos
MSNM	Metros sobre el nivel del mar
N	Período de diseño
P	Presión
PA	Presión dinámica
P_a	Población actual
P_f	Población futura
psi	Libras por pulgada cuadrada
pie²	Pie cuadrado
plg	Pulgada
plg²	Pulgada cuadrada
plg³	Pulgada cúbica
PVC	Cloruro de polivinilo (material de tubo plástico)

Q	Caudal
Q_c	Caudal de conducción
Q_d	Caudal de distribución
Q_m	Caudal medio
Q_{md}	Caudal máximo diario
Q_{mh}	Caudal máximo horario
r	Recubrimiento
R_a	Reacción en a
R_b	Reacción en b
S	Separación
t	Espesor de un elemento
T_c	Tasa de crecimiento de la población
V	Velocidad
V_u	Corte último
V_r	Corte resistente
V_a	Corte actuante
V_{max}	Corte máximo
V_s	Valor soporte del suelo
W	Carga uniformemente distribuida
=	Igual a
≥	Mayor o igual que
≤	Menor o igual que
°	Grados
'	Pies en medida de longitud o minutos en medida de ángulo
“	Pulgadas en medida de longitud o segundos en medida de
@	A cada
Σ	Sumatoria

∅

Diámetro

GLOSARIO

Acueducto	Serie de conductos a través de los cuales se traslada agua de un punto hacia a otro.
Acera	Espacio más elevado de la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	American Concrete Institute
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Agua potable	Es aquella que es sanitariamente segura, además de ser inodora, incolora y agradable a los sentidos.
Altimetría	Procedimiento utilizados para definir las diferencias de nivel existentes entre puntos distintos de terreno o construcción.
Azimut	Ángulo Horizontal referido a un norte magnético o arbitrario; su rango va desde 0° a 360°.

Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Carga estática	Es la diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto. Viene expresada en metros columna de agua (mca)
Carga dinámica	Es la suma de las cargas de velocidad ($V^2/2g$) y de presión.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, en un determinado punto de observación, en un instante dado.
COCODE	Comité de Consejos de Desarrollo.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, haciendo referencia a un nivel determinado.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua, mediante procesos químicos.
Diafragmas	Unidades utilizadas para evitar la deformación de las vigas y rigidizar la superestructura.
Dotación	Es la cantidad de agua necesaria, es decir agua para consumo de una persona por día.

Estribo	Muro que soporta la superestructura y transmite su peso al suelo.
Excavación	Se refiere a desmontes, zanjas, hoyos, pozos o galerías subterráneas construidas cuidadosamente, ajustándose a la línea y pendiente señaladas. Las caras laterales deben verticales.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Neopreno	Caucho sintético de gran resistencia mecánica y propiedades aislantes del calor y la oxidación, por lo que tiene usos industriales y en materiales y prendas deportivas.
Nivelación	Es un procedimiento de campo que se realiza para determinar las elevaciones en puntos determinados.
Pendiente	Es el grado de inclinación que pueda poseer un terreno, y se mide por el ángulo que forma con la horizontal.
Pérdida de carga	Es el cambio que experimenta la presión, dentro de la tubería, por motivo de la fricción.

Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
Periodo de diseño	Es el tiempo durante el cual un sistema, ya sea de agua potable, drenajes, pavimentación, etc., dará un servicio satisfactorio a la población.
Puente	Obra de drenaje mayor, utilizado comúnmente para salvar un obstáculo hidráulico como los son: ríos, quebradas y otros sitios.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas del tráfico y transmitir las a la subestructura.
Topografía	Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tienden a voltear el estribo con respecto al borde exterior.

RESUMEN

El presente informe es resultado del Ejercicio Profesión Supervisado, realizado en las aldeas San José El Carrizal y La Laguneta del municipio de Jalapa, departamento de Jalapa. Consolida la planificación del problema del servicio de agua potable e infraestructura vial brindando las posibles soluciones a los problemas que aquejan a dichas comunidades. En el contenido se encuentra información sobre las investigaciones previas necesarias para determinar la importancia de estos proyectos y la mejora que dará a las comunidades.

Cada proyecto presenta aspectos específicos distintos uno del otro, podemos decir en general que se realizó topografía de primer orden para ambos proyectos, así como la estimación de población futura y planos para la elaboración de ambos proyectos.

Se debe de realizar énfasis en los estudios del diseño del puente vehicular, ya que son de suma importancia, los principales son: el hidrológico y el de suelos; los cálculos están regidos por las normas AASTHO y la Dirección General de Caminos quienes regulan las normas de diseño.

El sistema de introducción de agua potable cuenta con una línea de conducción por bombeo y una red de distribución abierta.

OBJETIVOS

GENERALES

1. Diseñar un sistema de introducción de agua potable, para la aldea San José el Carrizal, del municipio de Jalapa, del departamento de Jalapa, con el objetivo primordial de mejorar uno de los principales servicios básicos que afecta a esta comunidad.
2. Diseñar el proyecto del puente vehicular para la aldea la Laguneta, del municipio de Jalapa, del departamento de Jalapa, según normas regidas en Guatemala, tomando en cuenta todos los requisitos mínimos de diseño.

ESPECÍFICOS

1. Realizar un diagnóstico sobre la carencia de agua potable, para la aldea San José el Carrizal. Y necesidades de infraestructura como el puente vehicular para la aldea la Laguneta.
2. Capacitar a los miembros del comité de San José el Carrizal, del municipio de Jalapa, sobre los aspectos de operación y mantenimiento del sistema de agua potable.

3. Mejorar y facilitar la comercialización de productos agrícolas, principalmente aquellos de exportación, y facilitar la movilización de los habitantes de la aldea la Laguneta, hacia sectores aledaños.

4. Proporcionar a la municipalidad respectiva el diseño, cálculo y presupuesto del proyecto de agua potable y del puente vehicular, para elevar la calidad de vida de los habitantes del municipio de Jalapa.

INTRODUCCIÓN

Las aldeas San José El Carrizal y La Laguneta del municipio de Jalapa, se encuentran a 10 y 15 kilómetros de la cabecera departamental de Jalapa, son aldeas que basan su economía en la producción agroforestal, son de gran importancia para la economía de éste municipio, también sirven de conexión con otras aldeas y departamentos como lo son Mataquescuintla, la cabecera departamental y el municipio de Sansare del departamento del Progreso, Guastatoya.

Por el desarrollo que presenta actualmente el país, y la calidad de vida que requieren los habitantes, el departamento de Jalapa así como sus comunidades y aldeas que le conforman, presentan una serie de problemas, sobre todo en el área de servicios básicos e infraestructura, está orientado a proponer soluciones factibles, no sólo desde el punto de vista técnico, sino económico y social.

Para desarrollar dichos proyectos es necesario tomar en cuenta aspectos muy importantes, pues estos se detallan en una investigación de tipo monográfica, aspectos históricos y socioeconómicos de la comunidad, así como un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura y priorización de las mismas.

INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA

1.1 Aspectos históricos

El Departamento de Jalapa fue creado por el decreto número 107 del 24 de noviembre de 1873. Después de los terremotos de Santa Marta en el año de 1773 que destruyó totalmente la capital, se pensó en su traslado a los valles de Jumay y de Jalapa con el objeto de escoger el sitio más apropiado; en el informe preparado por la comisión presidida por el Oidor Decano, Lic. Don Juan González Bustillo, e integrada por maestro Bernardo Ramírez, indicaban que el clima era benigno, la topografía se consideraba a propósito para edificar una gran ciudad, pero había escasez de agua potable, lo cual fue una de las principales razones para que el proyecto no se aceptara y que después de otros estudios se decidió que se haya fijado la capital en el lugar actual.

Posteriormente, la Asamblea Constituyente por medio del Decreto Número 289 del 4 de noviembre de 1825, dividió el territorio nacional en siete departamentos, correspondiendo al de Chiquimula todos los pueblos y valles del antiguo corregimiento de Chiquimula y Zacapa; el artículo 6o. Del mencionado decreto dividió el departamento de Chiquimula en siete distritos: Zacapa, Acasaguastlán, Esquipulas, Chiquimula, Sansaria, Jalapa y Mita, siendo sus respectivas cabeceras: Zacapa, San Agustín, Guastatoya, Esquipulas, Chiquimula, Jalapa y Mita. El decreto de la Asamblea Constituyente del 12 de septiembre de 1829, a raíz de los sucesos en Los Altos, dividió al país en siete departamentos: Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, Escuintla, Mita, Chiquimula, y Verapaz, así como dos distritos

separados inmediata dependencia del Gobierno: Izabal y Petén. Por el citado Decreto, Jalapa quedó dentro de la jurisdicción territorial de Mita.

Posteriormente, el Decreto del 23 de febrero de 1848 dividió a Mita en tres distritos: Jutiapa, Santa Rosa y Jalapa, quedando el pueblo de Jalapa como cabecera de este último; Sanaráte, Sansaria, San Pedro Pínula, Santo Domingo, Agua Blanca, El Espinal, Alzatate, y Jutiapilla, quedando separado del distrito de Jutiapa por el río Ostúa, que salía del Ingenio Ayarza hasta la laguna de Atescatempa. Debido a que para formar los distritos de Jalapa y Jutiapa se tomaron algunos pueblos Chiquimula y Escuintla, al suprimirse dichos distritos por el decreto del Gobierno del 9 de octubre de 1850, volvieron a los departamentos de donde se habían segregado, por lo que Jalapa retornó a su anterior condición de dependencia de Jutiapa hasta el 24 de noviembre de 1873 en que se estableció el nuevo departamento de Jalapa¹.

1.2 Ubicación y localización

La cabecera departamental de Jalapa se encuentra situada en la parte central del departamento en la región IV o región Sur-Oriental. Se localiza a 174 kilómetros la ciudad capital de Guatemala vía Jutiapa y 102 kms. Vía Sanaráte.

El Municipio se encuentra situado con coordenadas geográficas de 14° 38'02" de latitud norte y en longitud oeste de 89°58'52; a una altura de 1361 MSNM.

¹ Fuente: Diccionario Geográfico Nacional de Guatemala Tomo II; 1986.

Figura 1. Ubicación del departamento de Jalapa.



1.3 Límites y colindancias

El departamento de Jalapa, colinda al norte con los departamentos de El Progreso; Guastatoya y el de Zacapa, al oeste con el departamento de Chiquimula, al sur con los departamentos de El Progreso Jutiapa y Santa Rosa, al este con el departamento de Guatemala; el municipio de Jalapa, limita al norte con los municipios de Guastatoya y El Jícara del departamento del El Progreso, al sur con los municipios de Monjas, San Carlos Alzatate y Mataquescuintla, (Jalapa); al este con los municipios de San Pedro Pínula y San Manuel Chaparrón, (Jalapa) y al oeste con los municipios de Sansare y Sanaráte del departamento de El Progreso.

1.4 Extensión territorial

Su extensión territorial es de 554 kilómetros cuadrados, lo que equivale al 26.37% de la extensión total del departamento de Jalapa, que es de 2,063 kilómetros cuadrados.

1.5 Clima

El clima del municipio de Jalapa es considerado "templado", no hace extremo frío ni calor, durante los 365 días del año por lo cual se le conoce poéticamente como "La morena climatológica de Oriente".

1.6 Población e idioma

Cuenta con 105,796 habitantes, de las cuales 51,566 son hombres y 54,230 mujeres².

El idioma predominante es el castellano, también se habla el idioma pocoman, aunque se utiliza con menos frecuencia cada vez, pues solamente lo hablan algunos ancianos en los municipios de San Pedro Pínula, San Luis Jilotepeque, Mataquescuintla y San Carlos Alzatate.

1.7 Vías de comunicación

Las principales vías de comunicación de la cabecera departamental de Jalapa son: vía Jalapa, Sanaráte y ciudad capital de Guatemala, por la ruta del Atlántico con una distancia de 98 kilómetros, actualmente está ruta se le realizan trabajos de ampliación desde Palencia hasta el Rancho, de Jalapa a Sanaráte hay 38 kilómetros y la carretera entre ambas poblaciones es asfaltada; la otra vía de acceso es por la (CA – 9); conduciendo por los departamentos de Jutiapa y Santa Rosa a una distancia de 170 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala. Estas carreteras son transitables en cualquier época del año.

1.8 Servicios públicos

La cabecera departamental de Jalapa cuenta con siguientes servicios públicos:

2 (Fuente: XI Censo Nacional de Población y VI de Habitación, INE, 2002)

- ✓ Agua potable
- ✓ Alumbrado eléctrico
- ✓ Bancos
- ✓ Biblioteca
- ✓ Cooperativas
- ✓ Escuelas (públicas y Privadas)
- ✓ Hospitales (públicos y privados)
- ✓ Hoteles
- ✓ Telefonía
- ✓ Transporte de pasajeros
- ✓ Iglesias católica y evangélica
- ✓ Calles y callejones en un 90% pavimentadas

1.9 Geografía

Por su configuración geográfica que es bastante variada debido a la topografía del departamento, Jalapa tiene también consigo diversidad de climas. Se puede decir que generalmente es templado y sano, siendo frío en las partes elevadas, al extremo que en algunos años durante los meses de diciembre y enero se forma escarcha.

1.10 Topografía

Jalapa presenta topografía diversa, lo que contribuye que sus terrenos sean montañosos y sus alturas varíen entre los 1 720 msnm. En San Carlos Alzatate y los 800 msnm en San Luis Jilotepeque; por el sur de este departamento penetra el ramal de la Sierra Madre, el cual toma diversos nombres locales según sus montañas como de El Norte y la Cumbre en San Pedro Pínula, la de Güisitepeque en San Manuel Chaparrón; y la del Aguacate en San Carlos Alzatate, también está los siguientes volcanes: Jumay y Cerro Mojón en el municipio de Jalapa; el volcán Monterrico entre los municipios de

San Pedro Pínula y San Manuel Chaparrón; el volcán de Alzatate en San Carlos Alzatate, el cerro de la Lagunilla en San Luis Jilotepeque.

Existen altiplanicies y hermosos valles, así como cerros, colinas, desfiladeros y barrancos cubiertos de variada vegetación, aunque muchos de estos bosques han ido desapareciendo por la tala inmoderada, lo que ha contribuido a la escasez de agua para irrigación.

1.11 Hidrografía

El departamento de Jalapa es irrigado por varios ríos entre los cuales se encuentra Jalapa, El Grande o Guastatoya, El Monjas, El Colorado, El Ostúa, y El Plátanos, así como otros de menor importancia. Asimismo, se encuentran Las Lagunas: Escondida en Mataquescuintla y Del Hoyo en Monjas.

1.12 Geología

En el departamento de Jalapa los suelos iniciaron su formación en el período terciario, por contener restos de Rocas Volcánicas sin dividir, predominantemente mio-plioceno, incluye tobas, colados de lava, material y sedimentos volcánicos, esto para la mayoría del territorio, sufriendo también transformaciones en el Periodo Cuaternario y con Aluviones Cuaternarios.

1.13 Capacidad productiva de la tierra

Para evidenciar con que capacidad productiva de terreno se cuenta en este departamento, en Guatemala de acuerdo con el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de Norte América, existen 8 clases de clasificación de capacidad productiva de la tierra, en función de los efectos combinados del clima y las características permanentes del suelo. De estas 8 clases agrológicas las cuales son: I, II, III Y IV son adecuadas para cultivos agrícolas con prácticas culturales específicas de uso y manejo; las clases V, VI, y VII pueden dedicarse a cultivos perennes, específicamente bosques naturales

o plantados; en tanto que la clase VIII se considera apta sólo para parques nacionales, recreación y para la protección del suelo y la vida silvestre.

En el departamento de Jalapa existen 6 niveles de capacidad productiva de la tierra, según estudios efectuados en el suelo y son:

El nivel III: son tierras cultivables sueltas a medianas limitaciones, aptas para el riego con cultivos muy rentables, con topografía plana a ondulada o suavemente inclinada, productividad mediana, con prácticas intensivas de manejo.

El nivel IV: son tierras cultivables sujetas a severas limitaciones permanentes no aptas para el riego, salvo en condiciones especiales, con topografía plana o inclinada, aptas para pastos y cultivos perennes que requieren prácticas intensivas de manejo, de productividad de mediana a baja.

El nivel V: son tierras catalogadas como no cultivables, salvo para arroz en áreas específicas, principalmente aptas para pastos, bosques o para desarrollo de la vida silvestre, factores limitantes muy severos para cultivos, generalmente drenaje y pedregosidad con topografía plana a inclinada.

El nivel VI: consta de tierras no cultivables, salvo para cultivos perennes y de montaña, principalmente para fines forestales y pastos, con factores limitantes muy severos, con profundidad y rocosidad, de topografía ondulada fuerte y quebrada, y fuerte pendiente; y

El nivel VII: es tierras no cultivables, aptas solamente para fines de uso o explotación forestal, de topografía muy fuerte y quebrada con pendiente inclinada.

El nivel VIII: son tierras no aptas para todo cultivo, aptas solo para parques nacionales, recreación y vida silvestre, y para protección de cuencas hidrográficas, con topografía muy quebrada, escarpada o playones inundables.

1.14 Economía

El departamento de Jalapa respalda su economía en diversas actividades comerciales, las que también se ven influenciadas por las mismas condiciones del terreno, sobre todo en la rama agrícola, pues existe la producción de diversidad de cultivos de acuerdo a los climas variados existentes por la topografía del terreno, y entre estos tenemos la producción de maíz, frijol, arroz, papa, yuca, chile, café, banano, tabaco, caña de azúcar, trigo, etc.; en cuanto las actividades pecuarias, se tiene la crianza de ganado vacuno, caballar y porcino; también se destaca la elaboración de los productos lácteos, la panela, el beneficiado de café, productos de cuero; y lo que es la actividad artesanal, se distingue con la producción de tejidos de algodón, cerámica tradicional, cerámica vidriada, jarcia, muebles de madera, productos de palma, teja y ladrillo de barro, cerería, cohetes, instrumentos musicales, productos de jícara, etc.

1.15 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura del lugar

La municipalidad de Jalapa preparó el Plan de Desarrollo Municipal. Este documento presenta las prioridades municipales, ya que año con año ha tenido problemas en los diferentes servicios básicos del lugar; elaborando así una planificación de inversión en función de la priorización de los problemas y necesidades de la población. Con esa base es ese Plan, se formula una propuesta de inversión para cada año, y la del año 2007 es la siguiente:

Tabla I. Propuesta de inversión año 2007 del Plan de Desarrollo Municipal

NÚMERO	TIPO DE PROYECTO	UBICACIÓN	SECTOR
01	Tele secundaria	Aldea las Guacamayas	Educación
02	Tele secundaria	Aldea Sansurutate	Educación
03	Centro de convergencia	Aldea el Durazno	Salud publica
04	Salón comunal	Aldea Arloroma	Social
05	Salón comunal	Aldea Palo Verde	Social
06	Camino vecinal	Barrio la Aurora	Comunicación
07	Camino vecinal	Aldea Sansayo	Comunicación
08	Drenaje sanitario	Colonia Bosques de Viena	Salud publica
09	Sistema de agua potable	Aldea El Bosque	Salud publica
10	Sistema de agua potable	Caserío Los González	Salud publica
11	Sistema de agua potable	Aldea San José el Carrizal	Salud publica
12	Puente peatonal	Colonia Chipilapa	Comunicación
13	Puente vehicular	Aldea la Laguneta	Comunicación

2. CONCEPTO Y DEFINICIONES PARA EL DISEÑO DE INTRODUCCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, PARA LA ALDEA SAN JOSÉ EL CARTIZAL

2.1 Descripción del proyecto

En la aldea San José El Carrizal existe un sistema de agua potable en mal estado, en la actualidad no cuentan con tanque de distribución, desde la fuente bombean el agua directamente hasta la aldea no llegando el servicio de agua potable a todas las casas, siendo por consiguiente, necesaria la construcción de un nuevo sistema de abastecimiento de agua para la aldea San José El Carrizal, el sistema contara con una línea de conducción, tanque de distribución y una red de distribución nueva.

2.2 Cálculo para la demanda de agua

2.2.1 Población actual

Es la cantidad de personas que habitan en el lugar y que ejercen varios tipos de actividades diarias para su subsistencia, además, tributan caudales de consumo al sistema de abastecimiento de agua potable utilizado; la población actual en la comunidad que se beneficiará con el proyecto de introducción del sistema de agua potable es de 695 habitantes; esta población nos sirve de información para obtener la población futura a la que estará sirviendo el sistema durante el período de diseño.

2.2.2 Periodo de diseño

Se define como período de diseño el número de años para el cual el sistema va a proporcionar agua potable en la cantidad adecuada a la población futura existente al final del período de diseño.

El periodo de diseño de un abastecimiento de agua está determinado por razones económicas, un periodo de diseño de pocos años implicaría que las poblaciones se encontrarían con la necesidad de hacer ampliaciones al sistema de abastecimiento en un plazo muy corto de tiempo. No debe confundirse el período de diseño con la vida útil de los elementos de un sistema, generalmente, se adopta en nuestro medio un período de diseño de 20 años; para este sistema se tomaron en consideración los factores que se mencionan a continuación:

- a) Capacidad de la fuente
- b) Vida útil de las tuberías y estructuras
- c) Facilidad y factibilidad de ampliación del sistema
- d) Crecimiento de la población
- e) Normas de diseño

Para el diseño del sistema de agua potable para la aldea San José el Carrizal del departamento de Jalapa, Jalapa, se tomo en consideración un tiempo de 21 años, para lo cual se efectuaron los cálculos respectivos.

2.2.3 Población futura

La tasa de crecimiento de una población se hace necesaria determinarla para obtener la población que existirá al final del periodo de diseño (población futura o de diseño), la tasa de crecimiento poblacional anual, de 2.85%³; se considerará en el cálculo de la población futura con la formula de crecimiento geométrico:

$$P_f = P_o * (1 + \frac{r}{100})^n$$

Donde:

P_f = Población futura o de diseño

P_o = Población actual

3 (Fuente: XI Censo Nacional de Población y VI de Habitación, INE, 2002)

r = Tasa de crecimiento

n = Período de diseño

$$P_f = 695 * \left(1 + \frac{2.85}{100}\right)^{21}$$

Población futura o de diseño = 1,254 habitantes

2.3 Aforo de fuente de agua

Se realiza el aforo para determinar el caudal de la fuente, para este caso se utilizó el método volumétrico, el cual consiste en llenar un recipiente con un volumen conocido en un tiempo determinado; se realizaron las siguientes mediciones y se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla II. Toma de tiempos para aforo

Número de Pruebas	Tiempos tomados		Volumen del recipiente		Caudales Lts. /seg.
	Seg.	min	Lts.	gal	
1	4		18.925	5	4.73
2	3.9		18.925	5	4.85
3	4.1		18.925	5	4.62

Caudal de aforo es de 4.73 lts. /seg.

2.4 Dotación

La dotación es la cantidad de agua adoptada para servir a una persona en un día, de tal forma que pueda satisfacer sus necesidades básicas de higiene física, consumo propio, uso culinario, etc.

La dotación es variable y está definida en función de diversos factores que pueden afectar el consumo, como:

- ✓ Tipo de comunidad (rural, urbana o área metropolitana)
- ✓ Factores socio – económicos (nivel de vida, educación, costumbres, valor del agua)
- ✓ Tipo de disposición de aguas servidas
- ✓ Calidad del servicio (mantenimiento del sistema)

- ✓ Clima del lugar

La dotación adoptada al diseño del proyecto fue de 90 lts. /hab. /día, la cual fue el resultado de valorar la demanda de consumo en función de los factores antes mencionados; dicha dotación se encuentra dentro del rango de 90 lts. /hab./día a 170 lts./hab./día, según las especificaciones de la Unidad Ejecutora de Programas de Acueductos Rurales (UNEPAR).

2.5 Cálculo de consumo

El consumo de demanda de agua es la cantidad de agua que una persona necesita o usa realmente para cubrir sus necesidades, el cual nunca es constante, debido a que varía horariamente, diariamente o estacionariamente; se encuentra relacionado con el tipo de comunidad, clima, costo, calidad y presión del servicio.

En la comunidad, la demanda suele ser alta debido a que el clima es cálido, y a que se encuentra cerca del mar. En zonas rurales las demandas suelen ser menores que en áreas urbanas.

2.5.1 Caudal medio diario

El consumo medio diario es el promedio de los consumos diarios registrados durante un año, pero debido a que estas comunidades no cuentan con esta estadística, el consumo medio diario será calculado con la siguiente fórmula:

$$Q_m = \frac{(Dotación)(Población.Futura)}{86400 \frac{seg}{día}}$$

Donde:

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

2.5.2 Caudal máximo diario

El factor de día máximo (FDM) indica la variación del consumo diario con respecto al consumo medio diario, es conocido como caudal de conducción, el consumo máximo diario viene dado por el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo este factor según UNEPAR está entre:

1.2 a 1.5 para una población < 1000 habitantes, y

1.2 para una población > 1000 habitantes.

El factor usado en este proyecto es de 1.2

$$Q_c = (Q_m)(FDM)$$

Donde:

Q_c = Consumo máximo diario o caudal de conducción

F.D.M. = Factor de día máximo

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

2.5.3 Caudal máximo horario

El factor hora máximo (FHM) indica la variación del consumo horario con respecto al consumo medio diario, conocido también como caudal de distribución, viene dado como el máximo consumo instantáneo esperado en una o varias horas del día; dichas horas se conocen también como horas pico, debido a que éstas comunidades no cuentan con estudios de demanda diaria de agua, se adoptó un factor de hora máxima (F.H.M.) de 2.2, este factor según UNEPAR está entre:

2.0 a 3.0 para una población < 1000 habitantes, y

2.0 para una población > 1000 habitantes.

El factor usado en este trabajo es de 2.2

$$Q_d = (Q_m)(FHM)$$

Donde:

Q_d = Caudal de distribución o consumo máximo horario

F.H.M. = Factor de hora máximo

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

2.6 Tanque de almacenamiento

El almacenamiento del agua potable es una reserva que se utiliza para suplir las demandas horarias, en la línea de distribución, según normas de diseño de UNEPAR, para sistemas de gravedad, el volumen de almacenamiento debe estar entre el 25 y el 40 por ciento del caudal de conducción.

2.7 Calidad del agua

La calidad natural del agua varia en razón del lugar, la estación del año, uso de la tierra, el clima y las diferentes clases de rocas 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 de 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.

2.7.1 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 conducción eléctrica.

El análisis químico tiene el propósito de determinar las cantidades de minerales y materia orgánica existente en el agua, que afectan su calidad, como lo son: amoniaco, nitritos, 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).

2.7.2 Examen bacteriológico

El objetivo primordial de este examen es para indicar el grado de contaminación bacteriana y principalmente con material fecal, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme, que comprende los bacilos, Escherrichia Coli y el Aerobater Aerógenes.

2.8 Levantamiento topográfico

La topografía para un proyecto de agua potable define el diseño del sistema, ya que tiene por objeto medir las extensiones del terreno, determina la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno.

En cada libreta el topógrafo debe indicar el procedimiento que se empleó para hacer el levantamiento; si realizó nivelación taquimétrica debe indicar el ángulo de inclinación y la lectura de los hilos y no únicamente dar el resultado. Si las longitudes se midieron con cinta debe indicarlo.

Al final de cada día debe cerrar tanto el levantamiento en planta como en la nivelación, para detectar cualquier error que haya sido cometido.

Se debe prestar atención al trazo del levantamiento, constatando si no es posible salvar sifones o pasos aéreos muy largos. Por otra parte, es conveniente que el trazo quede a mayor altura que las casas, el diseñador debe recorrer el levantamiento antes de proceder al diseño hidráulico,

constatando la naturaleza del terreno para determinar qué tipo de tubería debe emplear en cada tramo.

2.8.1 Planimetría

Conjunto de trabajos necesarios para obtener la representación gráfica de un terreno proyectado en un plano horizontal, para el levantamiento topográfico se utilizó el método de conservación de azimut, dado que es el más adecuado para la medición en poligonales abiertas.

2.8.2 Altimetría

Conjunto de trabajos necesarios para obtener la representación gráfica de la tercera dimensión del terreno; toma en cuenta las tres dimensiones, generalmente, se les llama trabajos de nivelación. Se utilizó en el proyecto el método de nivelación diferencial. La unión de trabajos de planimetría y altimetría proyecta en un plano toda la información requerida del terreno para luego tomarlos como base para el diseño del sistema a ejecutar posteriormente.

**Tabal III. Libreta topográfica de línea de conducción
Red de distribución**

Est.	P.O.	Deflexión			Hilos		Ángulo Vertical			Altura Instrumento
		°	'	"	Superior	Medio	°	'	"	
0	1	327	28	0	1.380	1.000	88	10	0	1.39
1	2	275	11	0	1.145	1.000	84	4	0	1.46
2	3	227	19	0	1.235	1.000	89	17	0	1.44
3	4	248	29	0	1.180	1.000	89	19	0	1.38

La libreta completa la puede consultar en el apéndice.

2.9 Diseño de la línea de impulsión

El cálculo de la línea de conducción, el cual va desde la fuente existente, hasta el tanque de almacenamiento ubicado en la parte más alta del terreno, con una diferencia de nivel de 33.25 metros y una longitud de 2,486 metros, se bombeará el agua de la fuente hasta el tanque de almacenamiento; la conducción se diseño con tubería de Cloruro de Polivinilo (PVC).

Para realizar el diseño del sistema se requiere de los datos y cálculos siguientes:

Fuente	Manantial existente
Aforo	4.73 lts. /seg.
Período de diseño	21 años
Tipo de distribución	Domiciliar
Dotación	90 lts. /hab./día
Población actual (2006)	695 habitantes
Población futura (2027)	1,254 habitantes
Viviendas actuales	139 Viviendas
Habitantes por vivienda	5
Tasa de crecimiento	2.85 %
Factor de día máximo	1.2
Factor de hora máximo	2.2
Porcentaje de almacenamiento	30%
Horas de bombeo	8

2.9.1 Caudal medio diario (Q_m)

Es el consumo de agua promedio diario que se le proporciona a la población futura, se calcula mediante la fórmula 2.5.1

$$Q_m = \frac{(90.l / hab / día)(1,254hab)}{86400 \frac{seg}{día}} = 1.31 \frac{lts}{seg}$$

2.9.2 Caudal máximo diario (Q_c)

Es el máximo consumo en un día, registrado durante un año; se calcula mediante la fórmula:

$$Q_c = 1.31 \frac{lbs}{seg} 1.2 = 1.57 \frac{lbs}{seg}$$

2.9.3 Caudal máximo horario (Q_d)

Es el máximo consumo en una hora observado en el período de un año; se calcula mediante la fórmula:

$$Q_d = 1.31 \frac{lbs}{seg} 2.2 = 2.88 \frac{lbs}{seg}$$

2.9.4 Caudal de bombeo (Q_b)

El caudal de bombeo, es la cantidad de agua que debe bombearse desde la fuente de captación hasta el tanque de almacenamiento y depende de la cantidad de horas al día, que se conectara la bomba, en sistemas por bombeo la línea de conducción se diseñarán para conducir el caudal máximo diario durante el tiempo de bombeo adoptado, en nuestro caso se conectara 8 horas al día.

El caudal de bombeo se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_b = Q_c * \left(\frac{24}{n} \right)$$

$$Q_b = 1.57 \frac{lbs}{seg} * \left(\frac{24}{8} \right)$$

$$Q_b = 4.71 \text{ lbs. /seg.}$$

2.9.5 Diámetro de tubería de impulsión

El diámetro de la tubería de impulsión es el que se utilizará para transportar el agua de la superficie del pozo al tanque de almacenamiento y, la fórmula que sigue determina su cálculo.

$$\theta_{impulsión} = 1.875 * \sqrt{Qb}$$

$$\theta_{impulsión} = 1.875 * \sqrt{4.71 \frac{lbs}{seg}} = 4.05 \text{ pulgadas}$$

Para efectos de diseño se tomará el diámetro comercial de 3 pulgadas y por la diferencia de altura se usará PVC de 160 PSI.

2.9.6 Velocidad del fluido

La velocidad que el fluido alcance es importante para determinar que en la tubería no se formen sedimentaciones y no existan desgastes; según UNEPAR la velocidad del líquido en conducciones forzadas, para que no existan sedimentación o desgastes, está entre 0.4 mts. /seg como mínimo y 3.0 mts. /seg como máximo.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$V = 1.974 * \left(\frac{Qb}{\theta_{imp}^2} \right)$$

$$V = 1.974 * \left(\frac{4.71 \frac{lbs}{seg}}{(3.230)^2} \right) = 0.89 \frac{mts}{seg}$$

$$V = 1.974 * \left(\frac{4.71 \frac{lbs}{seg}}{(4.154)^2} \right) = 0.54 \frac{mts}{seg}$$

La velocidad es aceptable ya que se encuentra entre 0.4 mts. /seg. y 3.0 mts. /seg; y garantiza que no existirá erosión ni sedimentación.

2.9.7 Integración de pérdidas

Es la unificación de todas las pérdidas que afectan la subida de agua al tanque de almacenamiento.

2.9.7.1 Pérdidas por altura de succión (h_{fs})

Es la diferencia de altura entre la fuente y donde se coloca la caja de captación, en nuestro caso es de 1.5 metros, y se designa como:

h_{fs} = Profundidad de la caja de captación

h_{fs} = 1.5 mts.

2.9.7.2 Pérdidas por altura en la conducción (h_{fi})

Es la diferencia de altura entre la caja de captación y el tanque de almacenamiento:

h_{fi} = Cota del tanque de almacenamiento – cota caja de captación

h_{fi} = 1033.25 mts. - 1000.00 mts.

h_{fi} = 33.25 mts.

2.9.7.3 Pérdidas en la tubería por fricción (h_f)

Son pérdidas que se tienen por fricción en la tubería y se calculan con la fórmula de Hazen & Williams.

Donde:

$$h_f = \frac{1743.811 * (L) Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

h_f = Pérdida de carga (mts.)

L = Longitud (mts.)

Q = Caudal (lts. /Seg.)

D = Diámetro (pulgadas)

C = Rugosidad de la tubería (PVC = 150)

Con los datos siguientes:

Q = 4.71 lts. /seg, \varnothing = 3.230", L = 2485.46 m, C = 150,

Se obtiene:

h_f = 23.06 mts.

2.9.7.4 Pérdidas por velocidad (h_{fv})

Las pérdidas por velocidad, son debidas principalmente a la velocidad y a la gravedad que actúa sobre el líquido. Se determina con la fórmula siguiente:

$$h_{fv} = \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

$$h_{fv} = \left(\frac{(0.89 \frac{mts}{seg})^2}{2 * (9.81 \frac{mts}{seg^2})} \right) = 3.89 mts$$

2.9.7.5 Pérdidas menores (h_{fm})

Las pérdidas menores, se atribuyen a pérdidas en accesorios, que se utilizan en la línea de conducción.

La fórmula que se utiliza para el cálculo es la siguiente:

$$h_{fm} = \% * h_f$$

Donde % porcentaje aproximado a criterio

$$h_{fm} = 50\% * 23.06 mts.$$

$$h_{fm} = 11.53 mts.$$

2.9.8 Carga dinámica total (CDT)

Es la suma de todas las cargas que se calcularon anteriormente y se determina con la siguiente fórmula:

$$CDT = h_{f_s} + h_{f_i} + h_{f_v} + h_{f_m} + h_f$$

$$CDT = 1.5 mts. + 33.25 mts. + 23.06 mts. + 3.89 mts. + 11.53 mts.$$

$$CDT = 73.23 mts.$$

2.9.9 Clases de tubería

La clase de tubería depende de la presión a la que será sometida, existen tuberías de Cloruro de Polivinilo (PVC), Hierro galvanizado (Hg) y hierro negro, en este proyecto por cuestiones económicas se utilizará Cloruro de Polivinilo PVC.

2.9.10 Potencia de la bomba (Pot)

La potencia de la bomba garantiza el buen funcionamiento del sistema, ya que es parte importante del rendimiento del sistema.

Para obtener la potencia de la bomba se utiliza la fórmula siguiente:

$$Pot = \frac{CDT(Q_b)}{76 * e}$$

CDT = Carga dinámica (mts.)

Q_b = Caudal de bombeo (lts. /seg.)

e = Eficiencia de la bomba (%)

76 = Cte.

$$Pot = \frac{73.23mt * 4.71 \frac{lts}{seg}}{76 * 0.65}$$

$$Pot = 6.98 \text{ HP.}$$

Se opta por una bomba de 8HP.

2.9.11 Golpe de ariete

El golpe de ariete es una sobre presión que existe en la bomba debido a una onda expansiva que se crea en un instante determinado, en el cual la bomba deja de bombear agua y crea espacios con aire y cierta cantidad de agua se precipita por efecto de la gravedad y llega a la bomba con una gran cantidad de energía que daña la bomba.

El golpe de ariete se calcula con la siguiente fórmula:

$$h = \frac{145V}{\sqrt{1 + \frac{E_a * D}{E_t * e}}}$$

h = Sobre presión por golpe de ariete (m)

V = Velocidad del agua en la tubería (mts./seg.)

D = Diámetro interno de la tubería (cm)

e = Espesor de la tubería (cm)

E_t = Modulo de elasticidad del material (Kg/cm²)

E_a = Modulo de elasticidad del agua (Kg/cm²)

Sustituyendo valores

$$h = \frac{145(0.89 \frac{mts}{seg})}{\sqrt{1 + \frac{(20670 \frac{kg}{cm^2}) * (8.204 cm)}{(28100 \frac{kg}{cm^2}) * (0.3430 cm)}}} = 24.84 mt$$

En caso extremo

Presión = CDT + h

Presión = 73.23 mts. + 24.84 mts.

Presión = 98.07 mts.

2.10 Diseño del tanque de almacenamiento

2.10.1 Volumen del tanque

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución de agua, se calculará de acuerdo a la demanda real de las comunidades. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas, en un sistema por gravedad se adoptará de 25% a 40% el consumo medio diario estimado y en el sistema por bombeo de 40% a 65%, según UNEPAR.

Para efecto del diseño se asume un 26% del consumo máximo diario, para tal efecto se utiliza la fórmula siguiente:

$$vol = \frac{\% \text{ de consumo} * Qm * 86,400 \text{ seg}}{1,000}$$

$$vol = \frac{0.26 * 1.31 \frac{lt}{seg} * 86,400 \text{ seg}}{1,000} = 29.43 \text{ mt}$$

Para efectos de diseño, el volumen del tanque será de 30 mts³ y conforme la geología del terreno, se construirá de concreto cíclope con especificaciones en el plano constructivo.

2.10.2 Diseño estructural de la cubierta

La estructura de cubierta se diseñará, con una losa de concreto reforzada y con las siguientes dimensiones que se mostrarán a continuación.

2.10.2.1 Dimensiones de la losa

Las dimensiones de la losa se muestran a continuación:

Longitud = 5 mts.

Ancho = 4.00 mts.

Haciendo uso del código ACI (American Concrete Institute) y el método que dice:

2.10.2.2 Coeficiente de momentos

Cálculo del coeficiente de momentos “m” a usar en el código ACI, que es la relación entre el lado menor y lado mayor.

$$m = \frac{a}{b} > 0.5$$

$$m = \frac{4}{5} = 0.8$$

Como 0.80 > 0.5 entonces la losa se diseña en dos sentidos.

2.10.2.3 Espesor de la losa

Cálculo del espesor de la losa (t)

$$t = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$t = \frac{2 * (5\text{mt} + 4\text{mt})}{180} = 0.10\text{mt}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

2.10.2.4 Integración de cargas

2.10.2.4.1 Carga muerta

Es el peso propio de toda la estructura.

$$CM = \gamma_{\text{losa}} + \text{sobre carga}$$

$$\gamma_{\text{losa}} = \gamma_{\text{concreto}} * t * 1\text{mt}$$

$$\gamma_{\text{losa}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.10 \text{ mt} * 1\text{mt}$$

$$\gamma_{\text{losa}} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$\text{Sobre carga} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$CM = 240 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} + 60 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

2.10.2.4.2 Carga viva

Son las fuerzas externas que actúan en la estructura.

$$CV = 100 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

2.10.2.4.3 Cargas últimas

Es la sumatoria de cargas vivas y muertas afectadas por un factor de seguridad. El factor para carga muerta es un 40% más, y para la carga viva un 70%.

$$C_{Mu} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} * 1.40 = 420 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$C_{Vu} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} * 1.70 = 170 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$C_U = C_{Mu} + C_{Vu}$$

$$C_U = 420 + 170 = 590 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

2.10.2.5 Momentos que actúan en la losa

Los momentos pueden ser positivos o negativos, conforme se aplique la integración de la carga en la losa y de acuerdo a la posición de giro.

$$M^+A = a^2 (C_a c_m * C m_u + C_a C_v * C v_u)$$

$$M^+A = 4^2 \left(0.056 * 420 \frac{kg}{mt} + 0.056 * 170 \frac{kg}{mt} \right)$$

$$M^+A = 528.64 \text{ kg-mt}$$

$$M^-A = \frac{528.64 \text{ kg-mt}}{3} = 176.21 \text{ kg-mt}$$

$$M^+B = b^2 (C_b c_m * C m_u + C_b C_v * C v_u)$$

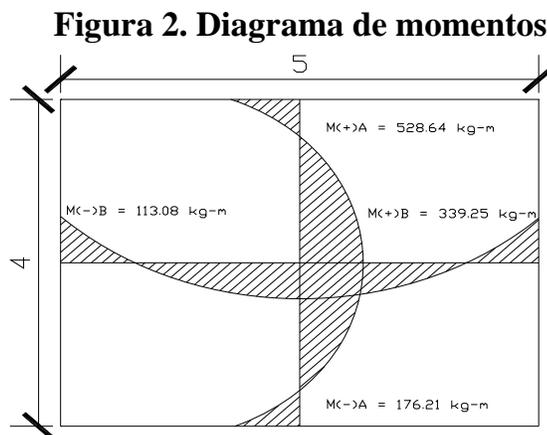
$$M^+B = 5^2 \left(0.016 * 420 \frac{kg}{mt} + 0.016 * 170 \frac{kg}{mt} \right)$$

$$M^+B = 339.25 \text{ kg-mt}$$

$$M^-B = \frac{339.25 \text{ kg-mt}}{3} = 113.08 \text{ kg-mt}$$

2.10.2.6 Diagrama de momentos

El diagrama de momentos se presenta a continuación:



2.10.2.7 Acero mínimo y espaciamiento

Cálculo de acero mínimo ($A_{s_{min}}$):

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

Donde:

$b = 1.00$ Franja unitaria

$d = t - \text{recubrimiento}$

$d = 10 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm}$

$d = 7.5 \text{ cm}$

$$A_{s_{min}} = 0.4 * \left(\frac{14.1}{2,800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) * 100 \text{ cm} * 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento:

$$S_{min} = \left(\frac{A_{s_{VAR}} * 100}{A_{s_{min}}} \right)$$

$$S_{min} = \left(\frac{0.71 \text{ cm} * 100}{1.51 \text{ cm}^2} \right) = 47.02 \text{ cm}$$

Pero $S_{max} = 3 * t$

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

Calculando el acero para los momentos:

$$A_s = \left[\left(bd - \sqrt{\frac{bd^2 - M_u b}{0.003825 f'c}} \right) \left(\frac{0.85 f'c}{F_y} \right) \right]$$

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

$B =$ Franja unitaria (cm.)

$D =$ Peralte efectivo (cm.)

$M =$ Momento (Kg.)

$f'_c =$ Resistencia del concreto (Kg/cm²)

$f_y =$ Resistencia del acero (Kg/cm²)

2.10.2.8 Tabla de resultados

La tabla de resultados de los momentos y espaciamientos se presenta a continuación:

Tabla IV. Área de acero y espaciamiento

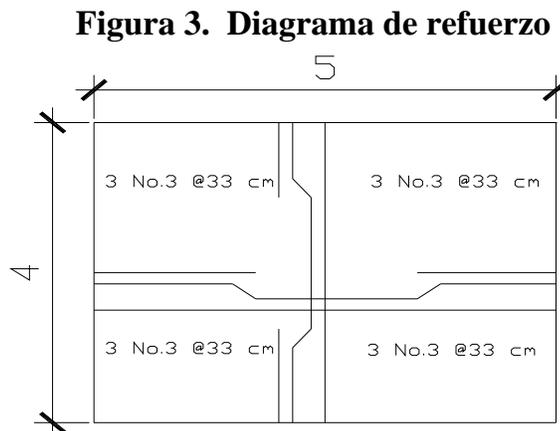
Momentos kg - m	A ^s cms ²	Espaciamiento Cms.	S _{min} Cms.	S _{max} Cms.
528.64	2.87	25	47	30
176.21	0.94	76	47	30
339.25	1.82	39	47	30
113.08	0.6	118	47	30

Es el espaciamiento con la que debe armarse la losa, el cual da como resultado lo siguiente:

Momento 528.64 Kg-m	No. 3 @ 0.30
Momento 176.21 Kg-m	No. 3 @ 0.30
Momento 339.25 Kg-m	No. 3 @ 0.30
Momento 113.08 Kg-m	No. 3 @ 0.30

2.10.2.9 Diagrama de refuerzo

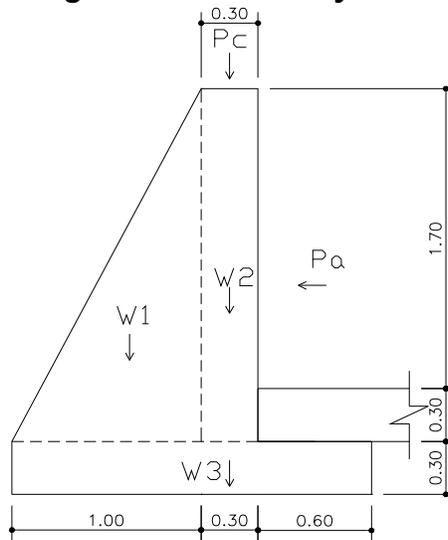
El diagrama de refuerzo para la losa se presenta a continuación:



2.10.2.10 Diseño estructural del muro

Por las características geográficas del terreno se diseñará muros de gravedad, para la construcción del tanque de almacenamiento.

Figura 4. Diagrama de fuerzas y dimensiones del muro



Donde:

- γ_{H_2O} = 1,000 Kg/m³ (Peso específico del agua)
- C_f = 0.60 (Coeficiente de fricción)
- γ_{muro} = 2,000 Kg/m³ (Peso específico del muro)
- γ_{suelo} = 1,400 Kg/m³ (Peso específico del suelo)
- V_s = 21,000 Kg/m³ (Valor soporte del suelo)
- $\gamma_{concreto}$ = 2,400 Kg/m³ (Peso específico del concreto)
- Base = $h * 0.6$
- Base = 0.80 * 2.3 mts.
- Base = 1.90 mts.
- $t_{de\ cortina}$ = $h/8$
- $t_{de\ cortina}$ = 0.2875 mts. = 0.3 mts.
- Pie = $h/2.5$
- Pie = 2.30 / 3.5
- Pie = 0.92 mts. = 1 mts.

2.10.2.11 Integración de cargas que soportan los muros

A continuación se presenta una tabla con los datos de la integración de las cargas:

Tabla V. Cálculo de momentos que soportan los muros

FIGURA	$\rho_{\text{muro}} * A$ kg - m ²	BRAZO m	MOMENTO kg - m
1	2000	0.67	1340
2	780	1.15	897
3	1140	0.95	1083
Wr = 3920		Mr = 3320	

2.10.2.12 Cargas de la losa y de la viga hacia el muro

Carga uniformemente distribuida que ejerce la viga del lado menor sobre el muro.

$$W_{\text{losa}} = CU \left(\frac{A}{L} \right)$$

$$W_{\text{losa}} = 590 \text{ kg} \left(\frac{4 \text{ mt} * 1 \text{ mt}}{4 \text{ mt}} \right) = 590 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

Carga uniforme distribuida que ejerce la viga sobre el muro

$$W_{\text{viga}} = \gamma_{\text{concreto}} * b_{\text{viga}} * h_{\text{viga}}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^3} * 0.15 \text{ mt} * 0.20 \text{ mt} = 72 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

Suma de cargas uniformemente distribuidas (Wlv)

$$W_{\text{total}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}$$

$$W_{\text{total}} = 590 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} + 72 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} = 662 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

Considerando la carga uniformemente distribuida como una carga puntual sobre una franja unitaria (Pc).

$$Pc = 662 \frac{kg}{mt} * 1 mt = 662 \frac{kg}{mt}$$

Momento que ejerce la carga puntual Pc (Mc)

$$Mc = 662 \frac{kg}{mt} ((0.5 * 0.3) + 1) = 761.30 Kg - mt$$

Carga total (W_{total})

$$W_{total} = 3,920 kg + 662 kg$$

$$W_{total} = 4,582 kg$$

2.10.2.13 Cálculo de presiones actuantes sobre el muro

2.10.2.13.1 Cálculo de presiones horizontales a una profundidad "h" de muro

$$\overline{Pp\gamma} = K_p * \gamma_{H_2O} * h \quad \therefore \quad \overline{Pp\gamma} = 3 * 1 \frac{ton}{mt^3} * 0.60 mt = 1.80 \frac{ton}{mt^2}$$

$$\overline{Pa\gamma} = K_a * \gamma_{H_2O} * h \quad \therefore \quad \overline{Pa\gamma} = \frac{1}{3} * 1 \frac{ton}{mt^3} * 2.30 mt = 0.76 \frac{ton}{mt^2}$$

$$\overline{Paq} = K_a * q \quad \therefore \quad \overline{Paq} = \frac{1}{3} * 0.662 \frac{ton}{mt^3} * 1 mt = 0.22 \frac{ton}{mt^2}$$

2.10.2.13.2 Cálculo de cargas totales

$$Pp\gamma = \frac{1}{2} * \overline{Pp\gamma} * h \quad \therefore \quad Pp\gamma = \frac{1}{2} * 1.80 \frac{ton}{mt^2} * 0.60 mt = 0.54 \frac{ton}{mt}$$

$$Pa\gamma = \frac{1}{2} * \overline{Pa\gamma} * h \quad \therefore \quad Pa\gamma = \frac{1}{2} * 0.76 \frac{ton}{mt^2} * 2.30 mt = 0.87 \frac{ton}{mt}$$

$$Paq = \overline{Paq} * H \quad \therefore \quad Paq = 0.22 \frac{ton}{mt^2} * 2.30 mt = 0.51 \frac{ton}{mt}$$

2.10.2.13.3 Cálculo de momentos en el muro

$$Mp\gamma = \frac{h}{3} * Pp\gamma \quad \therefore \quad Mp\gamma = 0.60/3 mt * 0.54 \frac{ton}{mt} = 0.11 \frac{ton - mt}{mt}$$

$$Ma\gamma = \frac{H}{3} * Pa\gamma \quad \therefore \quad Ma\gamma = 2.30/3 mt * 0.87 \frac{ton}{mt} = 0.67 \frac{ton - mt}{mt}$$

$$Maq = \frac{H}{2} * Paq \quad \therefore \quad Maq = 2.30/2 mt * 0.51 \frac{ton}{mt} = 0.59 \frac{ton - mt}{mt}$$

2.10.2.14 Revisión del muro contra volteo

Se calcula el momento de volteo:

$$F_{sv} = \frac{Mp\gamma + Mr}{Ma\gamma + Maq} > 1.5$$
$$F_{sv} = \frac{0.11 + 3.32}{0.67 + 0.59} = 2.72 > 1.5$$

CHEQUEA CONTRA VOLTEO

Revisión del muro contra deslizamiento

$$F_{sd} = \frac{Pp\gamma + W * C_f}{Pa\gamma + Paq} > 1.5$$
$$F_{sd} = \frac{1.80 + 3.92 * 0.6}{0.87 + 0.51} = 3.67 > 1.5$$

CHEQUEA POR DESLIZAMIENTO

2.10.2.15 Coordenadas de la resultante

$$a = \frac{Mp\gamma + Mr + Ma\gamma - Maq}{W}$$
$$a = \frac{0.11 + 3.32 + 0.67 - 0.59}{3.92} = 0.55 \text{ mt}$$
$$e = \left(\frac{B}{2}\right) - a \quad e = 0.40 \text{ mts.}$$
$$e = \left(\frac{2.30 \text{ mt}}{2}\right) - 0.55 \quad \therefore e = 0.40 \text{ mt}$$

2.10.2.16 Revisión de presión sobre el suelo

$$q_{\max} = \frac{W}{\frac{3}{2}ab} < V_s$$
$$q_{\max} = \frac{3.92}{\frac{3}{2}(0.55)(1.90)} = 5,626.70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < V_s$$

$q_{\max} < V_s$ El suelo resiste la presión de muro

2.11 Línea de distribución

El diseño de la red de distribución por la ubicación de las viviendas, será por ramales abiertos, y toda la población se abastecerá con conexiones domiciliarias. La línea principal consta de 7,086 metros lineales en la red de distribución, con una distribución de 7 ramales y la diferencia de cotas entre el punto más alto y el más bajo es de 50.85 metros.

2.11.1 Cálculo hidráulico de la línea de distribución

Para el diseño hidráulico el caudal de consumo por tramo, se compara con el caudal instantáneo y el caudal de distribución y el valor más alto se utiliza para determinar el diámetro de la tubería y la pérdida de carga en cada tramo; para este cálculo se utiliza la fórmula de Hazen & Williams.

2.11.1.1 Caudal de distribución (Q_d)

Es el máximo consumo en una hora observado en el período de un año; se calcula mediante la fórmula:

$$Q_d = Q_m * F.H.M$$

$$Q_d = 1.31 \frac{\text{lit}}{\text{seg}} * 2.22 = 2.88 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$$

2.11.1.2 Caudal por vivienda (Q_v)

El caudal por vivienda es la cantidad de agua que consume una familia en un día, se calcula mediante la fórmula siguiente:

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

$$Q_v = \frac{2.88 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}}{139 \text{ viviendas}} = 0.02071 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$$

2.11.2 Caudal de consumo por tramo

Es el caudal que consume todo un tramo de viviendas en un día, se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_c = Q_v * \# \text{de viviendas}$$

$$Q_c = 0.02071 \frac{\text{lit}}{\text{seg}} * 32 \text{ viviendas} = 0.6627 \frac{\text{lit}}{\text{seg}}$$

2.11.3 Caudal de uso instantáneo (Qi)

También conocido como caudal instantáneo, se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q_i = 0.15 \sqrt{n-1}$$

Donde:

n = conexiones

$$Q_i = 0.15 \sqrt{32-1}$$

$$Q_i = 0.8616 \text{ lts./seg.}$$

2.11.4 Diseño hidráulico

Para el diseño de la línea de distribución se hace uso de la fórmula de Hazen & Williams que se presenta a continuación:

$$h_f = \frac{1743.811 * (L) Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

L = Longitud (m)

Q = Caudal (lts./seg.)

Ø = Diámetro (Plg.)

C = Rugosidad de la tubería (PVC = 150)

2.11.5 Diámetro de la tubería

Para determinar el diámetro de la tubería en la línea de conducción, se hace uso de la fórmula de Hazen & Williams.

$$\text{Ø} = \sqrt[4.87]{\frac{1743.811 L Q^{1.85}}{h_f C^{1.85}}}$$

Donde:

$$L = 125 \text{ m}$$

$$Q = 4.71 \text{ l/seg}$$

$$C = 150 \text{ (PVC)}$$

$$H_f = 2.92 \text{ m}$$

$$\varnothing = 2.06 \text{ Plg.}$$

La tubería de 2½" tiene un diámetro interno de 2.655" por lo tanto se colocará tubería de 2½" en este tramo.

2.11.6 Velocidades del agua en la tubería

La velocidad del agua en la tubería es importante ya que muy poca velocidad origina acumulación de sedimentos y en caso contrario sí la velocidad es muy alta genera erosión en la tubería. Según la GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE PARA ZONAS RURALES la velocidad en la línea de distribución debe estar entre 0.4 y 3 mts. /seg., para distribuciones por gravedad.

Para el cálculo de las velocidades en la línea de distribución se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = 1.974 * \left(\frac{Q_d}{\varnothing \text{ cond}^2} \right)$$

Donde:

V = Velocidad del fluido dentro de la tubería (mts. /seg.)

Q_d = Caudal de distribución (lts. /seg.)

∅ = Diámetro comercial (mts.²)

$$V = 1.974 * \left(\frac{4.71 \frac{\text{ltr}}{\text{seg}}}{(2 \frac{1}{2})^2} \right) = 0.90 \frac{\text{mts}}{\text{seg}}$$

La velocidad se encuentra dentro de los parámetros de 0.4 mts. /seg. a 3 mts. /seg.

2.11.7 Cota piezométrica (Cp)

La cota piezométrica es la diferencia de alturas de un punto debido a la pérdida de carga en la tubería.

$$Cp = \text{Cota de terreno} - \text{Pérdida de carga}$$

$$Cp = 1,033.75 \text{ mts.} - 0.23 \text{ mts.}$$

$$Cp \text{ E-5c} = 1,033.02 \text{ mts.}$$

2.11.8 Presión dinámica (PD)

Es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno del punto.

$$PD = \text{Cota piezométrica} - \text{Cota del terreno}$$

$$PD = 1,033.02 \text{ mts.} - 1,030.33 \text{ mts.}$$

$$PD = 2.69 \text{ mts.}$$

2.11.9 Obras de arte

2.11.9.1 Conexión domiciliar

Lo 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 es domiciliar en su totalidad y se construirá conforme lo especifican los planos en el apéndice.

2.11.9.2 Válvulas de limpieza.

Son aquellas que se usan para extraer los sedimentos acumulados en los puntos bajos de las tuberías; para su instalación se requiere agregar una te a la red y de allí se desprende un niple que al final tiene una válvula de compuerta, protegida por una caja de mampostería. Se colocarán en la línea de conducción por gravedad en las estaciones E-M2, y E-I8.

2.11.9.3 Válvulas de aire.

Estas válvulas tienen la función de permitir que se expulse automáticamente el aire acumulado en la tubería en sus puntos altos, para evitar así la formación de cámaras de aire comprimido, que bloquean el libre

paso del agua. Estas válvulas irán colocadas en la línea de impulsión en la estación E-46 y E-K1. También debe llevar una caja de mampostería de piedra bola.

2.11.9.4 Válvulas de compuerta.

Las válvulas de compuerta tienen la función de abrir o cerrar el paso del agua. Estas válvulas irán colocadas en la línea de impulsión, en la estación E – 41 , en la red de distribución en la estación E – 36, E – 33 y E – 48

2.11.10 Tratamiento del agua

Tratamiento es el proceso que se le da al agua que por sus características no reúne condiciones específicas para un uso determinado, esto se realiza generalmente para poblaciones grandes y cuando se captan ríos, lagos o lagunas.

El tratamiento mínimo que se le debe dar al agua para el consumo humano es le dé la desinfección y generalmente para comunidades del área rural y fuentes provenientes de manantiales, donde el caudal requerido no es muy grande, esto es posible, tal es el caso del siguiente proyecto, por lo que se diseña el proceso de desinfección.

2.11.11 Desinfección del agua

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos presentes en el agua mediante la aplicación directa de medios físicos o químicos. La filtración es un método físico, aunque por sí sólo no garantiza la calidad del agua. Por ebullición es otro método que destruye microorganismos patógenos que suele encontrarse en el agua. Rayos ultra violeta es un método de muy alto costo.

Los métodos químicos más empleados para desinfección son: el yodo, la plata y cloro. El cloro es un poderoso desinfectante que tiene la capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las sustancias celulares vivas y es el más común es sistemas de acueductos rurales.

2.11.12 Cloración del agua

Cloración, es el procedimiento que se le da al agua utilizando el cloro o alguno de sus derivados (hipocloritos de calcio o sodio y tabletas de tricloro). Este método es el de más fácil aplicación y el más económico, por lo que es el más usado en el área rural.

2.11.13 Tabletetas de tricloro

Es una forma de presentación del cloro, la cual consiste en pastillas o tabletetas, tienen un tamaño de 3" de diámetro, por 1" de espesor, con una solución de cloro al 90% y un 10% de estabilizador, el peso de la tableta es de 200 gr y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gr en 24 horas.

2.11.14 Alimentador automático de tricloro

El alimentador de tricloro es un recipiente en forma de termo que alberga tabletetas, las que se disuelven mediante el paso del agua en el mismo; estos alimentadores vienen en diferentes capacidades de tabletetas, las que dependen del caudal requerido para el proyecto.

De entre los tres derivados de cloro se eligió las tabletetas a través del alimentador automático, dado que este método es mucho más económico en cuanto a su costo y operación, comparado con el hipoclorito que necesita de un operador experimentado y a tiempo completo, sin mencionar el costo y operación del gas cloro que es otra opción en el mercado.

Para determinar la cantidad de tabletetas para clorar el caudal de agua para el proyecto se hace mediante la fórmula que se utiliza para hipocloritos, la cual es la siguiente:

$$G = \frac{C * M * D}{\%C}$$

Donde:

G = Gramos de tricloro

C = Miligramos por litro

M = Litros de agua a tratarse por día

D = Número de días que durará

%C = Concentración de cloro

Para el diseño de este proyecto se determina la cantidad de tabletas de tricloro que se necesita para clorar el agua, para un periodo de 15 días.

$$G = \frac{0.001 * 227,492 * 15}{0.90} = 3,792 \text{ gr}$$

Esto significa, que se necesitan 3,792 gramos de tricloro, el equivalente a 18 tabletas 15 días, para lo cual se requiere de un alimentador automático modelo C-250CF, con capacidad para 18 tabletas máximo.

2.11.15 Instalación del alimentador automático de tricloro

La instalación de este tipo de sistema de cloración debe hacerse en función del diámetro de la tubería de conducción así; para diámetros mayores de 2 pulgadas el alimentador debe colocarse en paralelo con la línea de conducción; en tanto que el diámetro de la tubería de conducción es igual o menor a 2 pulgadas el alimentador debe colocarse en serie con ésta.

Sobre la base de lo anterior, para este caso la instalación del hipoclorador se hará en paralelo con la tubería de conducción, tal como se muestra en los planos en el apéndice, entre la caja de válvula de entrada y el tanque de distribución; este sistema permite que en forma directa se inyecte la solución a la tubería, con esto se logra una mezcla más homogénea en menor tiempo, en el tanque de distribución.

2.11.16 Presupuesto

Cada renglón de trabajo está compuesto por materiales, mano de obra calificada y no calificada, así como por los valores referentes a herramientas y costo indirecto. Incluyéndose también, los resúmenes de cantidades de trabajo, mano de obra calificada y no calificada.

2.11.16.1 Costos directos

Comprende los costos de materiales, mano de obra calificada, el valor de las herramientas y equipos necesarios para la construcción del proyecto.

Dentro de los materiales se incluyen todos aquellos necesarios para la construcción de los diversos componentes del proyecto, tales como: cemento, arena, pedrín, hierro, madera, bloks, tubería PVC de diferentes diámetros, que puede utilizarse tanto para la conducción de las aguas servidas, como de los sistemas de agua potable, etc.

En la mano de obra calificada se incluye todo aquel trabajo hecho por el hombre, para llevar a cabo la construcción de los renglones de trabajo. En algunos de ellos se calcula como un valor sobre la unidad de medida tal como metro lineal, metro cúbico u hora trabajada, y en otros, como un porcentaje sobre el costo de los materiales. En cualquiera de los casos, el costo de las prestaciones ya está incluido en el valor de la mano de obra calificada y están calculadas en un 50%.

Las prestaciones se desglosan de la manera siguiente:

Aguinaldo (1mes al año)	8.33 %
Bono 14 (1mes al año)	8.33%
Indemnización (1 mes al año)	8.33%
Vacaciones (17 días al año = 17/365)	4.66%
Cuota patronal del IGSS	10.67%
Cuota IRTRA	1.00 %
Cuota INTECAP	1.00%
Asuetos oficiales (14 días al año)	3.84%
Días de lluvia (10 días al año)	2.74%
TOTAL	48.90 %

Se debe tomar en cuenta que algunas prestaciones no son dadas como extras, sino que son costos absorbidos por las empresas tales como los paros forzados por los días de lluvia, los cuales se pagan de cualquier manera; o las citas que tienen los trabajadores en el IGSS, que deben pagarse aunque ellos no asistan a trabajar. Lo mismo sucede con los asuetos y los feriados. Para facilidad de cálculo se redondea el valor de 48.90% a 50 %.

Las herramientas y equipo también se consideran dentro de la ejecución del proyecto, debido a que la mayoría de ellos se deprecian totalmente dentro de la obra y ya no vuelven a utilizarse, tales como palas, piochas, cubetas, carretas, etc.

Adicionalmente se calculó el costo de la mano de obra no calificada que, pese a ser un costo directo del proyecto, se trabaja por separado por considerarse un aporte de la comunidad beneficiaria, de considerarse que estos jornales comunitarios se dan como trabajo y no en efectivo.

2.11.16.2 Costos indirectos

Los costos indirectos del proyecto están constituidos por gastos administrativos, un margen de imprevistos y otro de utilidades, cuando es ejecutado a través de un contratista.

En los gastos administrativos se incluyen todos aquellos necesarios para la ejecución administrativa del proyecto tales como salarios y prestaciones del gerente, supervisores, personal de oficina, consejería, etc. Así como gastos pertinentes a viáticos, transporte de personal, depreciación de vehículos, papelería, etc. También se incluye el pago de fianzas tales como la de sostenimiento de oferta, cumplimiento de contrato, de anticipo, pago de saldos deudores y conservación de obra; se incluye además el pago de un abogado y notario, por si es necesario hacer algún subcontrato dentro de la obra.

El margen de imprevistos abarca todos aquellos gastos que podrían resultar en la ejecución de cada renglón; por ejemplo, una excavación en terreno duro o con piedras, aumenta del precio de los materiales, algún flete especial o más caro por la accesibilidad, etc.

2.11.16.3 Integración de costos unitarios

Presupuesto del proyecto sistema de abastecimiento de agua potable de la aldea San José el Carrizal, municipio de Jalapa, Jalapa.

**Tabla VI. Presupuesto del proyecto de agua potable,
para la aldea San José el Carrizal**

No.	Descripción del renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo total
1	Caja y válvula de aire	U	2	Q 4,083.95	Q 8,167.90
2	Caja y válvula de limpieza	U	2	Q 4,273.95	Q 8,547.90
3	Caja y Válvula de compuerta	U	4	Q 966.10	Q 3,864.40
4	Bomba de 8 HP, accesorios e instalación	U	1	Q 52,972.34	Q 52,972.34
5	Tanque de distribución de 30 m ³	U	1	Q 55,006.00	Q 55,006.00
6	Tubería de línea de impulsión	ml	2486	Q 39.00	Q 96,954.00
7	Tubería de línea de conducción	ml	7086	Q 21.50	Q 152,349.00
8	Conexiones domiciliarias	U	139	Q 306.20	Q 42,561.80
9	Alimentador automático de tricloro	U	1	Q 12,635.52	Q 12,635.52
10	Costo de material y MOC				Q433,058.86
11	Herramientas	Global	1	Q 7,000.00	Q 7,000.00
12	Transporte	Global	1	Q 22,350.00	Q 22,350.00
13	Costo directo				Q462,408.86
14	Supervisión	Global	1	Q 27,744.53	Q 27,744.53
15	Administración	Global	1	Q 41,616.80	Q 41,616.80
16	Utilidades	Global	1	Q 46,240.89	Q 46,240.89
17	Imprevistos	Global	1	Q 23,120.44	Q 23,120.44
18	Costos indirectos				Q138,722.66
19	Costo total del proyecto				Q601,131.51

La mano de obra no calificada será un aporte comunitario, al ejecutar el proyecto de agua potable, la integración de los costos del proyecto se encuentran en el apéndice.

3. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Para poder sostener y dar mantenimiento a un sistema de agua potable, es necesario contar, básicamente, con recursos financieros, los cuales deben ser captados y administrados por un ente autorizado, como es un comité del agua electo democráticamente e integrado por personas que gocen de la credibilidad y confianza de los habitantes de la comunidad.

El comité debe estar legalizado y cumplir con el reglamento para la administración, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, establecido en el acuerdo gubernativo 293-82.

En comunidades rurales como la comunidad de San José el Carrizal, del municipio de Jalapa, Jalapa; la población es de escasos recursos y la tarifa que pueden pagar no es suficiente para amortizar la inversión para la construcción, que implica un proyecto de agua potable como el presente; por eso el comité del agua deberá gestionar ayuda ante instituciones gubernamentales y/o no gubernamentales, para la realización del mismo, así como utilizar los recursos recaudados a través de la tarifa, para sufragar los gastos de operación y mantenimiento del sistema.

El mantenimiento de un sistema de agua potable comprende una serie de acciones que se realizan, con el objeto de prever daños o perjuicios en la red, obras hidráulicas o equipos; o para reparar los mismos cuando éstos ya se han averiado. Esto es con la intención de garantizar un buen servicio y el funcionamiento del sistema.

El mantenimiento preventivo consiste en una serie de acciones planificadas que se realizan periódicamente para prevenir daños en el sistema, mientras que el mantenimiento correctivo consiste en la pronta reparación de cualquier avería ocasionada en la red, obras hidráulicas o equipos; dicho mantenimiento no puede programarse y, para poder hacerlo eficiente es necesario contar y disponer en cualquier momento del equipo y materiales en bodega del personal especializado y del transporte de los mismos.

Para prestar el servicio de mantenimiento preventivo y correctivo en un sistema de agua potable, es necesario contar con un fontanero dedicado a estas labores y que deberá ser pagado con los fondos obtenidos de la tarifa mensual, las cuales servirán también para costear los gastos de herramienta y materiales necesarios y su transporte.

3.1. Sistemas de tarifa.

Para el correcto funcionamiento del sistema de agua potable y asegurar el cumplimiento de la vida útil del proyecto, se debe de establecer una cuota mensual por el servicio de agua potable que se presta. Para establecer la tarifa más adecuada, existen diversos puntos de vista, entre estos están las tarifas según las variaciones en los precios establecidos. Según este criterio las tarifas se pueden clasificar de la siguiente manera.

3.1.1. Sistema uniforme.

Este sistema se refiere a cuando se establece un solo precio unitario, cualesquiera que sean la clase de consumo o el volumen del mismo. En el sistema uniforme, el volumen de agua consumida se cobrará mensualmente por cuota general a la población, debido a que no se instalarán medidores de volumen de consumo y el cobro mensual se calcula dividiendo el total del gasto en el total de servicios.

3.1.2. Sistema diferencial.

Se dice que se aplica este sistema cuando la tarifa incluye precios unitarios variables para las diferentes clases de servicio. La diferenciación se efectúa tomando en cuenta diversos aspectos, por ejemplo:

- Según las clases de consumo;
- De acuerdo con el volumen de agua consumida;
- Según el avalúo catastral de la propiedad;
- De acuerdo con zonas de presión o bombeo.

Las tarifas diferenciales pueden ser directas, si los precios unitarios aumentan conforme aumenta el consumo o inversas, si los precios unitarios disminuyen cuando el consumo aumenta. El propósito principal de las tarifas diferenciales directas es de índole social, para favorecer a los pequeños consumidores. Las tarifas diferenciales inversas toman en cuenta que para grandes servicios el costo es menor que para pequeños consumidores.

Existen, también, sistemas diferenciales combinados, en los cuales, para algunos consumos la tarifa, suele ser creciente; para otros, generalmente los grandes consumidores, la tarifa es decreciente.

3.2. Gastos de administración.

Esta función correrá a cargo del comité de agua, el cual será el encargado de la contratación de un fontanero quien será el que trabaje para conseguir la correcta operación del sistema. El comité será el encargado de la recolección de la tarifa en forma mensual por medio de un tesorero, éste tendrá derecho de percibir una comisión correspondiente al 10% de lo recaudado.

El comité de agua deberá cubrir gastos de visitas periódicas por los miembros del comité o de alguna persona que tenga que realizar trámites relacionados con el sistema, así como gastos de sello, papelería y otros, se supone que estos gastos serán del orden del 5% de lo recaudado durante cada mes. Por lo tanto, los gastos de administración, según la metodología de tarifas del Infom-Unepar, se cubrirán aplicando la siguiente fórmula:

$$G.A = 15\% * (\text{total de ingresos})$$

Donde:

G.A. = Gastos de administración

3.3. Gastos de operación.

Para la correcta operación de un sistema de agua potable se hace necesaria la contratación de un fontanero que realice estas funciones. A este fontanero se le atribuirá la función de velar por una adecuada operación del sistema; se estima un día a la semana, 52 días al año, para mantenimiento preventivo y correctivo con un salario de Q 85.00, por día contratado, por servicios personales, por lo que no se aplican prestaciones laborales, el salario anual es de Q 4,420.00.

3.4. Gastos de mantenimiento.

El mantenimiento, como es lógico suponer, y, como se mencionó anteriormente, es previsible, únicamente, el mantenimiento preventivo, pero es muy difícil estimar el mantenimiento correctivo. El mantenimiento incluye la compra de herramienta y equipo necesario para realizar reparaciones al sistema.

Según la metodología del Infom-Unepar, para determinar el costo de obtención de mantenimiento debemos considerar el período de vida útil del

sistema, ya que se ha estimado que, mensualmente, se requerirá un monto equivalente al 0.75% del costo total del proyecto.

$$G.M = \frac{0.0075 CT}{12}$$

Donde:

G.M. = Gastos por mantenimiento mensual

CT = Costo total del proyecto.

3.5. Gastos de tratamiento.

Como tratamiento se entenderá en este caso a la desinfección que se aplica al agua en el tanque de distribución ya que los tratamientos adicionales serán contemplados en el costo total del proyecto.

La desinfección más frecuente en los acueductos rurales es la realizada con hipoclorito de calcio. La presentación del hipoclorito de calcio en el mercado es más común en forma de polvo con una determinada concentración, por lo que los gastos ocasionados por el tratamiento, estarán en función del caudal de entrada al tanque, de la concentración que presente el hipoclorito de calcio y de su costo; Continuando con los criterios para el cálculo de tarifas del Infom-Unepar, el cálculo del costo del hipoclorito de calcio es de la siguiente manera:

$$G.T = \frac{Qc * Rac * C_{HC} * 86,400 * 30}{Cc}$$

Donde:

G.T. = Gastos por tratamiento mensual

Qc = Caudal de conducción ó día máximo

C_{HC} = Costo de hipoclorito por gramo

R_{ac} = Relación agua cloro en un parte por millar

Cc = Concentración de cloro al 65%

3.6. Gastos de energía eléctrica.

El costo del consumo de energía mensual depende del tipo de energía que se utilizará, para nuestro caso se utilizará energía eléctrica y el procedimiento para calcular el gasto mensual es mediante la siguiente expresión:

$$G.E = C \frac{KW}{HR} * 0.76 HP \frac{KW}{HR} * POT * H_B * 30$$

Donde:

G.E. = Gastos por el consumo de energía eléctrica

Pot = Potencia de la bomba en HP

$C \frac{KW}{HR}$ = Costo de kilovatios por hora

H_B = Horas diarias de operación de la bomba

3.7. Inflación.

La inflación está determinada por el aumento de los precios de todos los materiales, accesorios y otros elementos utilizados para darle un buen servicio al sistema. El valor de la inflación estará dado como un porcentaje aplicado al total de ingresos, esto se tomará como una reserva que tendrá el comité de agua para poder absorber el alza que pudiera existir en los elementos necesarios para la operación mantenimiento del sistema. El porcentaje de inflación que se utilizará será del 10% del total de los ingresos.

3.8 Costo de reserva (CR)

Costo de reserva se le denomina a una reserva de dinero para cualquier imprevisto que afecte al proyecto, el cual será el 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$CR = 12% * (O + T + M)$$

3.9 Tarifa adoptada.

Considerando las características económicas y socioculturales de la aldea San José el Carrizal se optará por aplicar el sistema de tarifa uniforme, en el cálculo de la tarifa se suman los gastos ocasionados en el sistema y se divide por el número de conexiones domiciliarias.

Gastos de operación	Q	368.33
Gastos de mantenimiento	Q	375.71
Gastos de tratamiento	Q	313.03
Gastos de energía	Q	2,909.40
Gastos de administración	Q	158.56
Costo de reserva	Q	126.85
Inflación	Q	<u>425.19</u>
Total	Q	4,677.07

Número de conexiones = 139

$$\text{Tarifa} = \frac{Q. 4,667.07}{139 \text{ viviendas}} = Q.33.65 / \text{vivienda}$$

Se establece que la tarifa mensual por concepto de consumo de agua es de Q.33.65, esta tarifa se aplica para los primeros 5 años de servicio. La proyección de la tarifa mensual para los siguientes períodos es la siguiente:

3.10 Tarifa por nueva conexión domiciliar.

Una nueva conexión al sistema de agua potable, producirá gastos de instalación en concepto de pago a fontanero y administración, la cuota por la nueva instalación será de trescientos quetzales (Q 300.00) que será recaudado por el comité de agua con la salvedad de que el nuevo beneficiario del sistema desarrollará los trabajos previos a la conexión, es decir, excavación y compra de materiales desde la línea de tubería más cercana a su casa y automáticamente efectuará pagos mensuales de la tarifa establecida.

3.11 Tarifa por reinstalación del servicio.

Los beneficiarios del servicio del sistema de agua potable que no efectúen sus pagos mensuales de la tarifa durante 3 meses consecutivos se les cortará el servicio, con previo aviso verbal y escrito al segundo mes de no haber efectuado el pago. Al momento de la reinstalación del servicio de agua potable se pagará una cuota de cien quetzales (Q 100.00) por concepto de corte y de instalación más los meses no pagados.

3.12 Valor presente

La relación entre la economía y la ingeniería, se consideran los criterios para las respuestas de rutina a un problema económico es:

1. Cantidad de flujo de efectivo.
2. Límites posibles para definir los problemas que no requieren un análisis amplio para llegar a la decisión.
3. Marco en el tiempo de ingresos y salidas.
4. Cantidad de recursos a invertir (personal, materiales, maquinaria etc.)

3.13 Tasa interna de retorno

La Tasa de Interna de Retorno es el método más utilizado para comparar alternativas de inversión. Bajo cualquier denominación que se aplique el concepto de TIR. A continuación se mencionan algunas características de la TIR:

1. Es uno de los criterios usados para evaluar la viabilidad financiera y económica de los proyectos.
2. Se calcula el valor presente.
3. Evita la necesidad de conocer una tasa de interés requerida o mínima antes de llevar a cabo los cálculos.

Los cálculos de VP y de la TIR se encuentran en el apéndice.

4. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA LAGUNETA

4.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en un puente de una vía, aproximadamente de 15 metros lineales y un ancho de rodadura de 3.50 metros, compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, viga de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y baranda de protección.

El aumento de la población, lleva consigo la demanda de mejores condiciones y la necesidad de generar servicios básicos, como la construcción de éste puente vehicular para la aldea la Laguneta, ya que este es un problema que afecta a la circulación de peatones y vehículos por el lugar, debido a las crecientes del río, que incomunica a los pobladores del lugar en épocas de invierno.

4.2 Especificaciones técnicas sobre puentes

4.2.1 Criterios técnicos

- **Puente:** es una estructura que permite conectar el tráfico a través de cualquier interrupción al trazo de una carretera tal como un río, quebrada, cañón, o barranco existente en la zona.
- **Superestructura:** esta compuesta por los barandales, banquetas, losa, diafragmas internos y externos, y vigas principales.
- **Subestructura:** esta compuesta por los elementos que soportan el puente, tales como vigas de apoyo, estribos, pila, columna central y zapata.

4.2.2 Normas aplicables de diseño

Los diseños de puentes de concreto o acero para carreteras a menudo se basan en las normas de la última edición de Standard Specification for Highway Bridges, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), de la cual toma las especificaciones la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

Se tomarán también para el diseño, las especificaciones generales para construcción de puentes y carreteras, de la Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y obras Públicas, vigente en la República de Guatemala. Y por último se tomarán algunas normas del American Concrete Institute (Código ACI 318-99).

4.3 Estudios topográfico, hidrológico y de suelos

4.3.1 Levantamiento topográfico

4.3.1.1 Planimetría

Esta definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. En la medición de la planimetría del proyecto se utilizó el método de radiaciones hasta formar una poligonal cerrada, esto con el propósito de encontrar todos los puntos necesarios que de una u otra forma formen parte del terreno en cuestión. El método consiste en tomar un azimut inicial referido al norte y radiar todos los puntos necesarios que puedan ser tomados en una estación, para luego trasladarse a otra estación y radiar los siguientes puntos, y así hasta regresar al punto inicial. El aparato que se utilizó fue un teodolito de precisión electrónico marca SOKIA

4.3.1.2 Altimetría

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que juntamente con la planimetría se defina

la superficie en estudio. En el presente trabajo la medición altimétrica se realizó por medio de la lectura de hilos superior, medio e inferior, los que al calcularlos en gabinete nos dan la cota de terreno de cada punto en cuestión. El aparato que utilizo fue el mismo mencionado anteriormente en la planimetría.

4.3.2 Estudio hidrológico e hidráulico

El proyecto de un puente para un río exige el conocimiento del caudal en las crecientes máximas extraordinarias, en las crecientes ordinarias y en el verano, la duración de las mismas, los niveles que alcanza el río, las zonas de inundación, la dirección de la corriente en las crecientes; esta información es indispensable cuando se va a definir las características de la obra.

Hay varios procedimientos para estimar el caudal en las crecientes, vamos a mencionar algunos de ellos:

- El primero consiste en utilizar los registros de una estación de aforo próxima al sitio donde se va a realizar la construcción del puente.
- El segundo método es el de sección y pendiente, este utiliza fórmulas validas para los ríos, aunque solamente se estará hallando valores próximos a los reales.
- El tercer método es el denominado Método Racional algunos autores lo recomiendan para utilizarlo en hoyas de hasta 25 Km cuadrados y otros para áreas reducidas, se debe tener mucho cuidado con su aplicación.

En cuanto a los datos del proyecto, solamente se localizaron la crecida máxima y extra máxima, que han ocurrido en años anteriores.

4.3.3 Localización de la crecida máxima y extra máxima

Para encontrar estas cotas nos basamos en informaciones de orden general, que se tuvieron de visitas al lugar o entrevistas a los pobladores

cercanos al lugar, miembros del COCODE y otros, quienes nos ubicaron los puntos de crecida máxima en años de lluvia intensa, y de la crecida extra-máxima que se tomo como parámetro el ocasionado por la tormenta tropical Stand del año 2006.

4.3.4 Cálculo de velocidad del río

El método general para analizar el caudal de un río, que se comporta como un canal abierto, consiste en determinar la velocidad, donde el agua pasa por una determinada área, que se denomina área de control o sección de aforo, entonces hay que conocer los datos de altura de agua, para saber el área, y velocidad de agua, para que, sacando relaciones, se encuentre el caudal.

4.3.5 Estudio del suelo

La elección del tipo de subestructura y cimentación que será utilizada en el proyecto de un puente, depende de una manera importante, de los datos que arroje el estudio de suelos correspondiente. Generalmente, se plantea el eje central del puente y se realizan las exploraciones correspondientes para determinar las características del estrato del suelo. Estas exploraciones pueden realizarse de diferentes maneras, algunas son: perforaciones con barrenas, perforación de pozos a cielo abierto, penetró metros (perforación estática o dinámica).

Para el estudio del suelo del puente, debido a la falta de recursos de la municipalidad Jalapa, no fue posible realizar los ensayos correspondientes para determinar la calidad del suelo, por lo que se recurrió a investigar informes de estudios de suelos, aledaños al lugar, y realizando una observación de campo acompañada de una perforación de 1 mt. de profundidad, de lo cual se dedujo que el tipo de suelo está formado por un único estrato de arena de río beige con grava y pocas rocas con diámetros menores de 50 centímetros, y con base a

esto se asumió un valor soporte de 20,000 Kg/mt². (ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR GEOINGENIERÍA, EL ESTUDIO DE SUELOS SE ENCUENTRA EN EL APÉNDICE).

4.4 Diseño de la superestructura

4.4.1 Diseño de la losa

4.4.1.1 Datos del puente

Longitud del puente	= 15 mt.
Ancho del carril	= 3.50 mt.
Distancia entre vigas	= 1.80 mt.
Peso específico del concreto	= 2,400 kg/mt ³
Esfuerzo máximo del concreto f_c	= 210 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero F_y	= 2,810 kg/cm ²
Peso específico del asfalto	= 1,800 kg/mt ³
Peso del suelo	= 1,600 kg/mt ³
Capacidad soporte del suelo	= 20,000 kg/mt ²
Sobre carga	= HS 20 – 44
Franja unitaria	= 1 mt.

4.4.1.2 Espesor de la losa

Artículo 8.9.2 de AASHTO: Espesor de losa. Para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor de la misma se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{1.2(L + 3.05)}{30} \geq 0.175$$

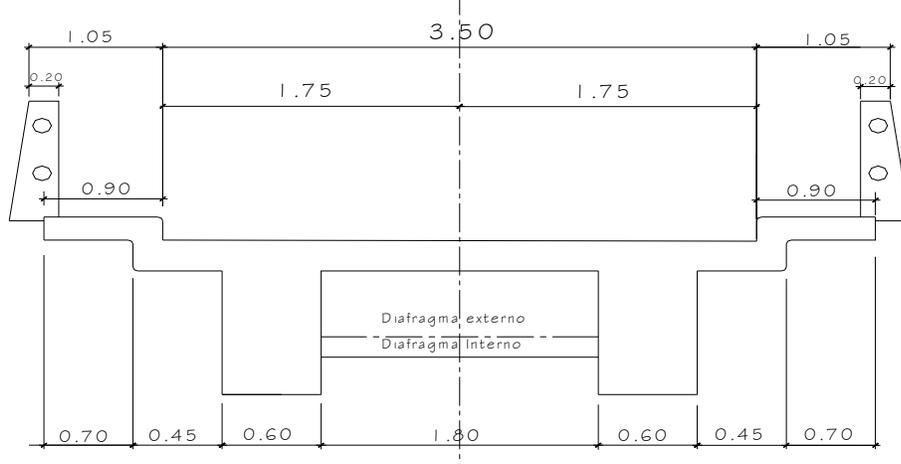
Donde:

L = Luz entre vigas

$$t = \frac{1.2(1.80 + 3.05)}{30} = 0.194 \geq 0.175$$

Por criterio trabajamos con $t = 20$ cms.

Figura 5. Sección transversal del puente vehicular



4.4.1.3 Cálculo de momentos

4.4.1.3.1 Carga Muerta: Artículo 3.3.6 de AASHTO

Artículo 3.3.6 de AASHTO. Pesos a considerar en elementos estructurales para puentes (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto).

Integrando peso de la carga muerta:

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{asfalto}$$

$$W_{cm} = (2400)(0.20)(1.00) + (1800)(0.05)(1.00) = 570.00 \text{ kg/m}$$

Fórmula para momento en voladizo:

$$M = \frac{WL^2}{10}$$

$$M = \frac{(570)(1.80)^2}{10} = 184.68 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.1.3.2 Carga Viva:

Artículo 3.7.4 de AASHTO: Cargas mínimas. En puentes con uno ó más carriles con tráfico pesado, se designará una carga HS20 – 44, donde P = 16,000 Libras (eje más cargado del peso del camión).

Artículo 3.24.3.1, caso “A” de AASHTO: momento para carga viva con refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito:

$$M_{cv} = \left(\frac{L+2}{32} \right) P$$

Donde:

L = luz entre vigas en pies fórmula en el sistema inglés

$$M_{cv} =$$

$$\frac{5.905L+2}{32}(16,000) = 3952.50Lb - pie \cong 546.46kg - m$$

4.4.1.3.3 Sobrecarga por impacto

Artículo 3.8.2.1 de AASHTO: fórmula para sobrecarga por impacto (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto.)

$$I = \frac{15}{L+38} \leq 30\%$$

$$I = \frac{15}{1.80+38} = 0.377\% > 30\%$$

Entonces: trabajar con I = 30%, para calcular el momento

$$M_{cv+i}$$

$$M_{cv+i} = (546.46)(1.30) = 710.40kg - m$$

4.4.1.3.4 Calcular momento último

Tabla 3.22.1 de AASHTO: fórmula de teoría última o fórmula de factores de carga, para combinación de carga muerta y viva.

$$M_u = 1.3[M_{cm} + \frac{5}{3}M_{cv+i}]$$

$$M_u = 1.3[(184.68) + (1.67)(710.40)] = 1779.30kg - m$$

4.4.1.4 Cálculo del refuerzo

Según sección 8 de AASHTO, y según ASTM, fórmula para el cálculo de área de acero (que se utilizará para el cálculo de todas las áreas de acero):

$$A_s = \left[\left(bd - \sqrt{\frac{bd^2 - M_u b}{0.003825 f'c}} \right) \left(\frac{0.85 f'c}{F_y} \right) \right]$$

Donde: $A_s = \text{cm}^2$

$B =$ Franja unitaria (cm)

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

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

$d = t - \text{Recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ Diámetro (se asume varilla \# 5)}$

$d = 20 - 2.5 - \frac{1}{2} (1.59) = 16.71 \text{ cm}$

$$A_s = \left[\left(16.71 * 100 - \sqrt{\frac{(16.71 * 100)^2 - 1779.30 * 100}{0.003825 * 210}} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right) \right] = 4.29 \text{ cm}^2$$

Formulas de área de acero máximo y mínimo (que se utilizarán para el cálculo de todas las áreas en el proyecto).

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{F_y} \right) bd \quad \therefore A_{s \text{ min}} = \text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (100)(16.71) = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 * \rho_{\text{balanceado}} * bd \quad \therefore A_{s \text{ max}} = \text{cm}^2$$

$$\rho_{\text{balanceado}} = \beta_1^2 \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s}} \right) + 0.003 \left(\frac{f'c}{F_y} \right)$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 * \left(\beta_1^2 \left(\frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s}} \right) + 0.003 \left(\frac{f'c}{F_y} \right) \right) * bd \quad \therefore A_{s \text{ max}} = \text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 * \left(0.85^2 \left(\frac{0.003}{\frac{2,810}{2100000}} \right) + 0.003 \left(\frac{210}{2,810} \right) \right) * (100)(16.71) = 31.19 \text{ cm}^2$$

Se obtiene:

$$A_s = 4.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 31.19 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ min}} > A_s$

Entonces se toma $A_{s \text{ min}} = 8.38 \text{ cm}^2$

4.4.1.4.1 Diseñando cama inferior

Proponiendo varilla No.5 (área No.5 = 1.98 cm²)

$$S = \frac{(1.98)(100)}{8.38} = 23.63\text{cm}$$

Entonces, S = 0.20 m

4.4.1.4.2 Acero por temperatura

Artículo 8.20.1 de AASHTO: fórmula para calcular A_s x temperatura (que se utilizará para el cálculo de todas las áreas en el proyecto).

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.002 b t$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.4 para espaciamiento:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{4} = 31.75\text{cm}$$

Entonces S = 0.30 mt.

Armado para cama inferior de losa:

Colocar varillas No.5 @ 0.20 m, + varillas No.4 @ 0.30 m

4.4.1.4.3 Diseñando cama superior

Artículo 3.24.10.2 de AASHTO: la distribución del refuerzo para cama superior en el caso del refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito, debe ser el 67% del refuerzo principal como mínimo.

$$A_s = 0.67 * 8.38 = 5.61 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.4 para espaciamiento:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{5.61} = 22.63 \text{ cm}$$

Entonces S = 0.20 m

Armado para cama superior de losa:

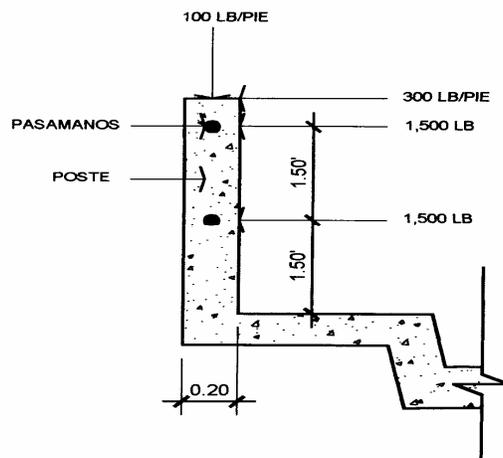
Colocar varilla de hierro No. 4 @ 0.23 m en ambos sentidos.

4.4.2 Diseño de los pasamanos

Artículo 2.7.1.1.2 de AASHTO: los materiales para los pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

Artículo 2.7.1.2.1 de AASHTO: deben estar por lo menos a una altura de 9 pulgadas (0.23 m) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

Figura 6. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamanos



La altura mínima que deben tener los pasamanos es de 42". (1.05 mt.)

Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga de P/4 de la carga estandarizada.

AASHTO recomienda una carga vertical de 100 Lb/pie y una carga horizontal de 300 Lb/pie, carga peatonal.

4.4.2.1 Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes

4.4.2.1.1 Análisis de la resistencia del tubo

Para su análisis se diseñará como vigas continuas

Carga de diseño: 150 Lb/pie por cada pasamano

Largo entre postes: 2.00 m (6.562 pies)

Proponiendo tubo galvanizado $\varnothing = 2''$

Datos:

$$F = 20,000 \text{ PSI}$$

$$W_2 = 3.65 \text{ Lb/pie}$$

$$\varnothing_{\text{ext}} = 2.375 \text{ plg.}$$

$$I = 0.665 \text{ " }^4$$

$$\varnothing_{\text{int}} = 2.067 \text{ plg.}$$

$$C = \frac{\varnothing_{\text{ext}}}{2} \text{ entonces } C = \frac{2.067}{2} = 1.1875 \text{ plg.}$$

$$\text{Fórmula de cálculo: } \frac{I}{C}(F) \geq \frac{WL^2}{10}$$

$$\frac{0.665 \text{ "}}{1.1875 \text{ "}} \frac{(20000 \text{ lb})}{12 \text{ pul}} \geq \frac{(150 \text{ lb} + 3.65 \text{ lb})(6.562 \text{ '})^2}{10}$$

$$933.33 \text{ lb-pie} \geq 661.61 \text{ lb-pie} \quad \text{Cumple Ok.}$$

4.4.2.1.2 Análisis de la resistencia de los postes

Sección de los postes: 0.20 x 0.15

4.4.2.1.2.1 Integrando carga muerta:

$$W_{\text{cm}} = 1.30(2,400 * 0.15 * 0.20 * 1) = 93.60 \text{ kg} \cong 206.35 \text{ lb}$$

$$W_{\text{tubos}} = 1.30(3.65 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 6.562 \text{ pie} * 2 \text{ tubos}) = 62.27 \text{ lb}$$

$$W_{\text{vertical}} = 100 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 6.557 \text{ pie} = 65.57 \text{ lb}$$

Entonces:

$$W_{\text{total}} = 206.35 \text{ lb} + 62.27 \text{ lb} + 65.57 \text{ lb} = 334.19 \text{ lb} \cong 151.59 \text{ kg}$$

4.4.2.1.2.2

Integrando carga viva:

$$W_{\text{cv}} = 300 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 3 \text{ pie} = 900 \text{ lb}$$

4.4.2.1.2.3 Cálculo de Momento

$$M_t = (900 \text{ lb} * 1.5 \text{ pie}) + (334.19 \text{ lb} * 0.246 \text{ pie}) + (1,500 \text{ lb} * 1.5 \text{ pie}) + (1,500 \text{ lb} * 3 \text{ pie})$$

$$M_t = 8,182.21 \text{ lb-pie} \cong 1,122.67 \text{ kg-mt}$$

4.4.2.1.3 Cálculo del refuerzo

4.4.2.1.3.1 Diseñando a flexión

Peralte efectivo: proponiendo varilla No. 4

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{Diámetro}$$

$$d = 20 - 2.5 - \frac{1}{2}1.27 = 16.865 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

$$M_u = 1,122.67 \text{ Kg-m}$$

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

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

Se obtiene:

$$A_s = \left[\left(16.86 * 100 - \sqrt{(16.86 * 100)^2 - 1122.67 * 100} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right) \right] = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (100)(16.86) = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 * \left(0.85^2 \left(\frac{0.003}{\frac{2,810}{2100000}} \right) + 0.003 \left(\frac{210}{2,810} \right) \right) * (100)(16.86) = 31.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión:

$$A_s = 2.90 \text{ cm}^2 \quad \text{con 3 varillas No.4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok.}$$

Acero a compresión:

$$A_{s \text{ min}} = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{con 2 varillas No.3} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok.}$$

4.4.2.1.3.2 Diseñando a flexo compresión

Chequeando esbeltez de la columna:

$$K = 2 \text{ (condición de apoyo libre en un extremo)}$$

$$L = 3.00 \text{ pie}$$

$$R = 0.25h = (0.25)(0.6557') = 0.20 \text{ pie}$$

$$\text{Fórmula según código ACI-99} = \frac{KL}{R} > 22 = \frac{(2)(3)}{0.20} = 30 > 22 \text{ chequea el armado.}$$

4.4.2.1.3.3 Diseñando a corte

$$\text{Corte último: } V_a = (3,000 + 900) = 3,900 \text{ lb} \cong 1769.01 \text{ kg.}$$

Corte resistente: según artículo 8.16.6.1.1 de AASHTO (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de este proyecto).

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c}(bd)$$

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210})(15)(16.865) = 1651.51 \text{ kg.}$$

Chequeando $V_r > V_a = 1651.51 < 1769.01$ no chequea, reforzar a corte.

Proponiendo varilla No. 3:

Fórmula para refuerzo a corte (que se utilizará en todos los cálculos respectivos de refuerzo a corte en este proyecto):

$$S = \frac{(2A_v)(f_y)(d)}{V_a - V_r}$$

$$S = \frac{(2 \times 0.71)(2810)(16.865)}{1769.01 - 1651.51} = 486.81 \text{ cm.}$$

Entonces,

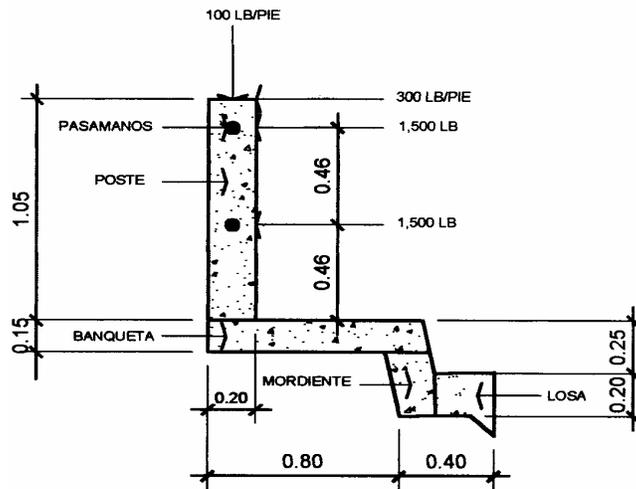
$$\frac{d}{2} = \frac{16.865}{2} = 8.00 \text{ cm}$$

Armado para postes:

Colocar 3 Ø No.4 + 2 Ø No.3, y estribos No.3 @ 0.08 m

4.4.3 Diseño de la banqueta

Figura 7. Detalle de cargas aplicadas para el diseño de la banqueta



4.3.3.1 Integración de pesos y momentos por cargas muertas

Pasamanos: $W = 3.65 \text{ Lb/pie}$

$$M = (3.65)(2 \text{ tubos})(3.607') = 26.33 \text{ lb - pie}$$

Poste:

$$W = 158.73 \text{ Lb/pie}$$

$$M = (158.73)(3.607') = 572.54 \text{ lb - pie}$$

Banqueta:

$$L = 0.90 \text{ mt} \cong 2.95 \text{ pies}$$

$$t = 0.15 \text{ mt} \cong 0.49 \text{ pie}$$

$$M = (150)(2.95')(0.49')(2.46') = 533.39 \text{ lb - pie}$$

Mordiente:

$$L = 0.30 \text{ mt} \cong 0.98 \text{ pie}$$

$$t = 0.20 \text{ mt} \cong 0.66 \text{ pie}$$

$$M = (150)(0.98')(0.66')(1.10') = 106.72 \text{ lb} - \text{pie}$$

Losa:

$$M = [(150)(0.82')(0.66')(0.41')] + [(68)(0.82')(0.164')(0.41')]$$

$$M = 37 \text{ lb} - \text{pie}$$

Sumatoria de momentos en carga muerta:

$$\sum M_{cm} = (26.33 + 572.54 + 533.39 + 106.72 + 37)$$

$$\sum M_{cm} = 1,275.98 \text{ lb} - \text{pie} \cong 176.41 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.3.2 Integración de pesos y momentos por carga viva

Postes horizontalmente:

$$M = (300)(3.28')(3.17') = 3,119.28 \text{ lb} - \text{pie}$$

Postes verticalmente:

$$M = (100)(0.66')(3.61') = 238.26 \text{ lb} - \text{pie}$$

Mordiente:

$$M = (500)(0.82')(1.06') = 434.60 \text{ lb} - \text{pie}$$

Banqueta:

$$M = (85)((2.30')^2)(2.46') = 480.93 \text{ lb} - \text{pie}$$

Sumatoria de momentos en carga viva

$$\sum M_{cv} = 3119.28 + 238.26 + 434.60 + 480.93$$

$$\sum M_{cv} = 4273.07 \text{ lb} - \text{pie} \cong 590.76 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.3.3 Calcular momento último

$$M_u = 1.30[M_{cm} + 5/3(M_{cv})]$$

$$M_u = 1.30[(176.41) + (1.67)(590.76)] = 1509.32 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.3.4 Cálculo del refuerzo

Diseñando acero de refuerzo proponiendo varilla No. 5)

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{Diámetro}$$

$$d = 15 - 2.5 - \frac{1}{2}1.59 = 11.705 \text{ cm}$$

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ M_u &= 1509.32 \text{ kg-m} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 11.705 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$A_s = \left[\left(11.70 * 100 - \sqrt{\frac{(11.70 * 100)^2 - 1509.32 * 100}{0.003825 * 210}} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right) \right] = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (100)(11.70) = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 * \left(0.85^2 \left(\frac{0.003}{\frac{2,810}{2100000}} \right) + 0.003 \left(\frac{210}{2,810} \right) \right) * (100)(11.70) = 21.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2 \qquad A_{s \text{ min}} = 5.87 \text{ cm}^2 \qquad A_{s \text{ max}} = 21.85 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s \text{ min}} > A_s$ entonces, tomar $A_{s \text{ min}} = 5.87 \text{ cm}^2$

Espaciamiento:

$$S = \frac{(1.98)(100)}{5.87} = 33.70 \text{ cm}, \text{ entonces } S = 0.30 \text{ m}$$

Acero por temperatura: (hierro corrido)

El refuerzo por temperatura lo tomará por simetría igual al del armado de la losa, o sea, varilla \emptyset No. 4 @ 0.23 m.

Armado del voladizo:

Colocar varillas No.5 @ 0.30 m + varillas corrido No.4 @ 0.23 m.

4.4.4 Diseño de diafragmas

Artículo 8.12.1 de AASHTO: se indica la necesidad de construirlos, cuando se trata de un puente formado con vigas T, como sucede en el caso de la sección de viga y losa.

Artículo 8.12.2 de AASHTO: la principal función de las vigas diafragmas es dar rigidez torsional a la sección transversal del puente, ayudar a distribuir

las cargas transversales (viento y sismo), y mantener la geometría de la sección.

Se deben reforzar con el área de acero mínima, ya que no se diseñan para soportar carga proveniente de la losa.

4.4.4.1 Dimensionamiento de los diafragmas

Algunas tesis y libros, recomiendan para dimensionar los mismos, los siguientes parámetros:

Distribución a lo largo de la luz del puente: Cuando $L \geq 15.00$ m, entonces se distribuyen a los tercios de la luz, tendremos entonces: $\frac{15}{3} = 5$ mt

Ancho de los diafragmas: se recomienda generalmente 0.30 metros como mínimo, por lo que para efecto de diseño tomaremos $b = 0.30$ metros.

4.4.4.1.1 Altura de los diafragmas:

Diafragmas externos: $\frac{1}{2}$ de la altura de la viga principal > 0.50 m

$$h = \frac{1}{2}(1.30) \text{ mt} = 0.65 \text{ m} \frac{1}{2}, \text{ entonces } h = 0.70 \text{ mt.}$$

Diafragmas internos: $\frac{3}{4}$ de la altura de la viga principal > 0.50 m

$$h = \frac{3}{4}(1.30 \text{ m}) = 0.975 \text{ mt} , \text{ entonces } h = 1.00 \text{ mt.}$$

4.4.4.2 Diseño de diafragma interno

4.4.4.2.1 Peso del diafragma interior

$$W = 2,400(1.80)(0.30)(1) = 1,296 \text{ kg.}$$

4.4.4.2.2 Refuerzo para cama inferior

Para reforzar, con área de acero mínima, según lo especificado anteriormente.

La fórmula para calcular acero mínimo estará dada por (que se utilizará en todos los cálculos de área de acero mínimo):

$$\text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (95)(30) = 14.30 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.8 (área No.8 = 5.067 cm²):

$3 \times 5.067 = 15.201 \text{ cm}^2$, entonces, colocar 3 varillas de hierro No.8

Buscando acero por temperatura para una sección de 0.30 x 0.80 m

$A_{s \text{Temp.}} = 0.002 * b * t$, proponiendo 5 varillas No.4

$$t = \frac{(4)(1.27)}{(0.002)(30)} = 84 \text{ cm} > 80 \text{ cm}, \text{ chequea Ok.}$$

Armado de cama inferior:

Colocar 3 varillas No.8 corridos + 4 varillas No. 4 corridos

4.4.4.2.3 Refuerzo para cama superior

Colocaremos por simetría con el armado de la losa, 2 Varillas No.5, aunque debe notarse que el diseño, solamente nos pide $A_{s \min}$.

4.4.4.2.4 Diseñando a corte

Fórmula para una viga simplemente apoyada con fuerzas a los tercios de luz:

Corte actuante:

$$V_a = \frac{PL}{3}$$

$$V_a = \frac{(1,296)(15)}{3} = 6,480 \text{ kg.}$$

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(30)(95) = 18,605.80 \text{ kg.}$$

Chequear $V_r > V_a$ $18,605.80 > 6,480$ por lo tanto chequea Ok.

Reforzar con $\frac{d}{2} = \frac{95}{2} = 47.50 \text{ cm}$, para seguridad $S = 0.35 \text{ mt.}$

Refuerzo a corte de la estructura:

Colocar estribos, varilla No.3 @ 0.30m.

4.4.4.3 Diseño de los diafragmas exteriores

4.4.4.3.1 Peso del diafragma exterior

$$W = (2,400)(1.80)(0.30)(0.70) = 907.20 \text{ kg.}$$

4.4.4.3.2 Refuerzo para cama inferior

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (65)(30) = 9.78 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.6 (área No.6 = 2.85 cm²):

$$4 \times 2.85 = 11.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Chequea Ok.}$$

Buscando acero por temperatura para una sección de 0.30 x 0.70 m

Proponiendo 4 varillas No.5:

$$t = \frac{2(1.98)}{(0.002)(30)} = 66 \text{ cm} > 65 \text{ cm}$$

Armado de cama inferior:

Colocar 2 varillas No.8 + 1 varillas No. 3, más 2 varillas No.5
(varillas corridas)

4.4.4.3.3 Refuerzo para cama superior

Colocaremos por simetría con el armado de la losa 2 Varillas No.5, aunque debe notarse que el diseño, solamente nos pide $A_{s \text{ min}}$.

4.4.4.3.4 Diseñando a corte

Fórmula para una viga simplemente apoyada, con fuerzas actuando a los tercios de luz:

$$V_a = \frac{PL}{3}$$
$$V_a = \frac{(907.20)(1.5)}{3} = 4,536 \text{ kg.}$$

Corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(30)(65) = 12,730.30 \text{ kg.}$$

Chequear $V_r > V_a$

12,730.30 > 4,536 por lo tanto chequea Ok.

Reforzar con $\frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$, para seguridad $S = 0.30 \text{ mt}$.

Refuerzo a corte de la estructura:

Colocar estribos, varillas No.3 @ 0.25 m

4.4.5 Diseño de vigas principales

Artículo 3.23.1.1 de AASHTO: al calcular el esfuerzo cortante y las reacciones en el apoyo para las piezas del puente transversales y vigas longitudinales, se considerará que no hay distribución longitudinal de la carga por rueda, ni de la carga por eje o rueda adyacente al apoyo.

Artículo 3.23.1.2 de AASHTO: la distribución lateral de la carga por rueda se hará suponiendo que el piso actúa como viga simplemente apoyada entre vigas.

Artículo 3.23.2.1 de AASHTO: al calcular los momentos flexionantes en las vigas longitudinales, se considerará que no hay distribución longitudinal de las cargas por rueda.

4.4.5.1 Dimensionamiento de las vigas principales

Algunas tesis y libros sobre puentes, recomiendan para dimensionar las vigas principales, los siguientes parámetros:

Peralte se considere de $\frac{L}{16}$ a $\frac{L}{12}$

Tomaremos $\frac{L}{14} \therefore \frac{15}{14} = 1.07 \text{ mt}$, tomaremos $h = 1.25 \text{ mt}$.

Para la base, tomar $\frac{2}{5}$ del peralte de la viga principal:

Entonces: $\frac{2}{5} d = \frac{2}{5} 1.25 = 0.50 \text{ mt}$. Tomaremos $b = 0.60 \text{ mt}$.

4.4.5.2 Integración de carga muerta y carga viva

4.4.5.2.1 Integración de pesos por cargas muertas

$$W_{\text{losa}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.20 \text{ m} * 1.75 \text{ m} = 840 \frac{\text{kg}}{\text{m}}.$$

$$W_{\text{asfalto}} = 1,800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.05 \text{ m} * 1.75 \text{ m} = 157.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}.$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.60 \text{ m} * (1.25 \text{ m} - 0.20 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) = 1,512 \frac{\text{kg}}{\text{m}}.$$

$$W_{\text{acera}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} * 0.90 \text{ m} = 324 \frac{\text{kg}}{\text{m}}.$$

$$W_{\text{mordiente}} = 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.30 \text{ m} * 0.20 \text{ m} = 144 \frac{\text{kg}}{\text{m}}.$$

$$\Sigma W_{\text{TOTAL}} = 2,977.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

4.4.5.2.2 Integración de cargas vivas que actúan sobre las vigas del puente:

La carga viva es ocasionada por el paso de vehículos, también puede existir la ocasionada por el paso de peatones, aunque esta última no es una carga predominante.

Artículo 3.7.4 de AASHTO: cargas mínimas. Se designará en carreteras principales y/o puentes que soporten tráfico pesado, una carga mínima HS 20, con un peso de 32,000 libras por cada par de ejes.

4.4.5.2.3 Cálculo de sobrecarga

4.4.5.2.3.1 Cálculo de corte y momento por carga muerta

4.4.5.2.3.1.1 Momento máximo:

$$M_{\text{max}} = \frac{W_{\text{total}} L^2}{8} + \frac{PL}{3}$$

Donde:

W_{TOTAL} = Sumatoria de carga muerta total

L = largo total del puente (en mt)

P = peso del diafragma interior, que es el que carga en la viga

$$M_{\text{max CM}} = \frac{(2,977.50)(15)^2}{8} + \frac{(1,296)(15)}{3} = 88,602.19 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.5.2.3.1.2 Corte máximo:

$$V_{\max} = \frac{WL}{2} + P_i + P_e$$

Donde:

P_i = peso total del diafragma interior

P_e = peso total del diafragma exterior

$$v_{\max} = \frac{2,977.50 * 15}{2} + 1,296 + 907.20 = 24,534.45 \text{ kg}$$

4.4.5.2.3.2 Cálculo de corte y momento por carga viva

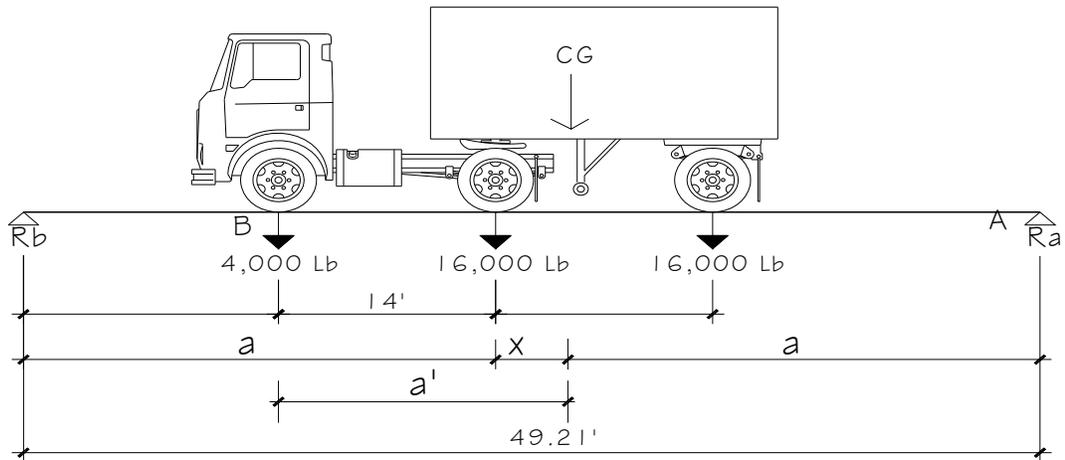
En diferentes tesis y libros sobre puentes, recomiendan 2 métodos para el cálculo de la carga viva, siendo los siguientes:

1. El “método del tren de cargas” que nos dice que el momento máximo ocurre bajo las ruedas de mayor carga, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte, como su centro de gravedad del otro extremo.
2. El “método de carga de carril estándar” que nos dice que la carga de carril ocupa un ancho de 10' (3.05 m), y el ancho tributario de cada viga corresponde a una fracción de la carga.

Dada la investigación que se efectuó, se determinó que el segundo método es mucho mas conservador, y siendo el primer método el mas utilizado para el diseño de puentes, entonces se determinó que para éste diseño regirá el “método del tren de cargas”.

4.4.5.2.3.3 Cálculo de momento por carga viva

Figura 8. Diagrama de carga, corte (momento carga viva)



Haciendo sumatoria de momentos en el punto "B" para hallar "a' "

$$CG = 36,000 \text{ lb}$$

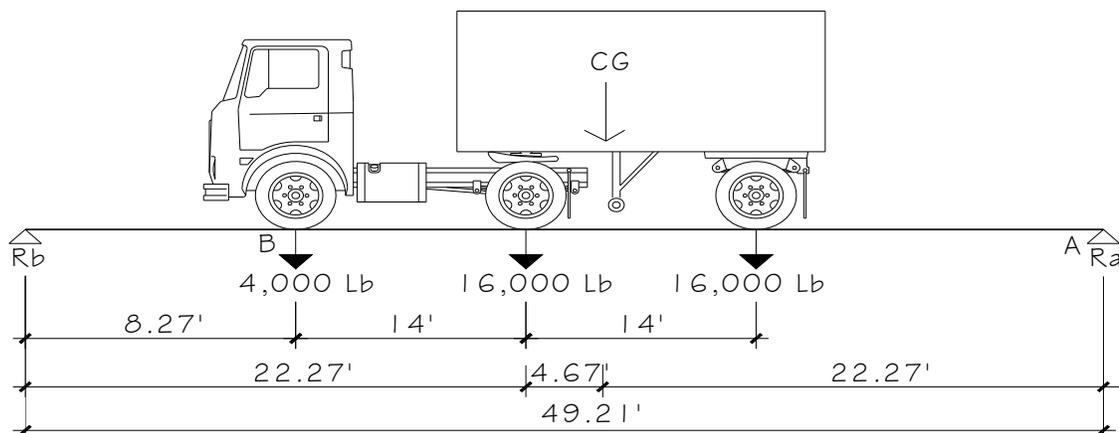
$$\sum M_b = 0$$

$$a' = \frac{14' \cdot 16,000 \text{ lb} + 28' \cdot 16,000 \text{ lb}}{36,000 \text{ lb}} = 18.67 \text{ pies}$$

$$x = 18.67' - 14' = 4.67 \text{ pies}$$

$$a = \frac{49.21' - 4.67'}{49.21'} = 22.27 \text{ pies}$$

Figura 9. Centro de gravedad del camión



Para hallar “ R_b ” calcular el momento en el punto “A”

$$+ \sum M_a = 0$$

$$R_b = \frac{22.27' * 36,000 lb}{49.21'} = 16,291.81 lb$$

Haciendo sumatoria de fuerzas verticales:

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

$$R_a = \frac{-16,291.81 lb + (8.27' * 4,000 lb) + (14' * 16,000 lb) + (28' * 16,000 lb)}{49.21'}$$

$$R_a = 19,374.68 lb$$

4.4.5.2.3.4 Cálculo momento máximo por carga viva

Haciendo sumatoria de momentos desde el punto “ R_b ”:

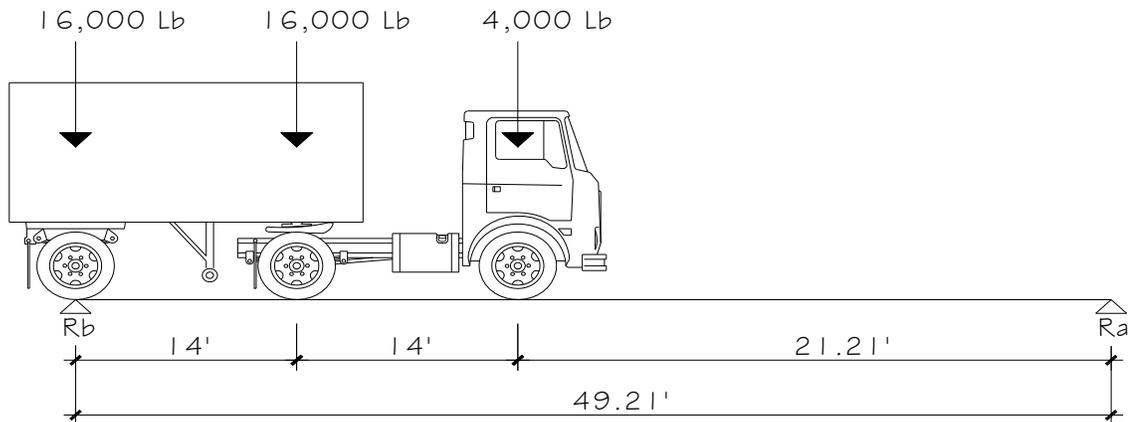
$$\sum M_{R_b} = 0$$

$$M_{MAX CV} = (22.27' * 16,000 lb) - (14' * 4,000 lb)$$

$$M_{MAX CV} = 300,320 lb - pie \cong 41,520.73 kg - mt$$

4.4.5.2.3.5 Cálculo corte máximo por carga viva

Figura 10. Determinación de la carga crítica de corte



Haciendo sumatoria de momentos respecto del punto "R_a":

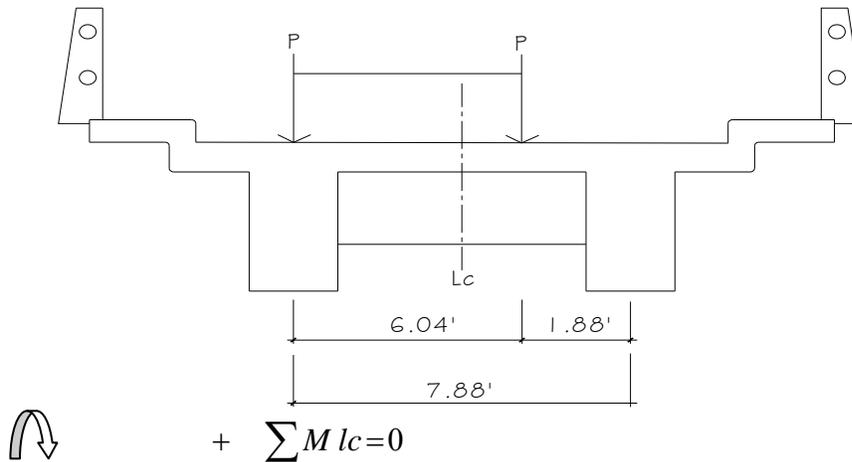
$$\begin{aligned} \sum M_{R_a} &= 0 \\ R_b &= \frac{(49.21' * 16,000 \text{ lb}) + (35.21' * 16,000 \text{ lb}) + (21.21' * 4,000 \text{ lb})}{49.21'} \\ R_b &= 29,172.12 \text{ lb} \\ R_b &= V_{\max} \\ V_{\max} &= 29,172.12 \text{ lb} \cong 13,232.50 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.4.5.2.3.6 Cálculo de factor de impacto y factor de distribución:

Artículo 3.8.2.1 de AASHTO: $I = \frac{15}{L + 38} \leq 30\%$

$$I = \frac{15}{16 + 38} = 0.283 \% < 30\% \text{ entonces } I = 28 \%$$

Figura 11. Determinación del factor de distribución



$$M_{Lc} = 7.88' FD - 1.88' P - 7.88' P$$

$$FD = \frac{7.88' P + 1.88' P}{7.88'} = 1.24$$

4.4.5.2.3.7 Cálculo de momento último de diseño

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv} * FD * I \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[88,6021.19 + \frac{5}{3} * 41,520.73 * 1.24 * 1.28 \right] = 205,144.88 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.5.2.3.8 Cálculo de corte últimos de diseño

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv} * FD * I \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[24,534.45 + \frac{5}{3} * 13,232.25 * 1.24 * 1.28 \right] = 60,565.11 \text{ kg} - \text{m}$$

4.4.5.2.4 Cálculo de refuerzo

Peralte efectivo: proponiendo varilla No. 10

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{Diámetro}$$

$$d = 125 - 5 - \frac{1}{2} 3.23 = 118.39 \text{ cm}$$

Datos:

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

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 346,157.80 \text{ kg-m}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$D = 118.39 \text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = \left[\left(118.39 * 60 - \sqrt{(118.39 * 60)^2 - 346,157.80 * 60} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right) \right] = 74.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (118.39)(60) = 35.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 * \left(0.85^2 \left(\frac{0.003}{\frac{2,810}{2100000}} \right) + 0.003 \left(\frac{210}{2,810} \right) \right) * (118.39)(60) = 132.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 35.64 \text{ cm}^2 \quad A_s = 74.70 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ max}} = 132.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chequear } A_{s \text{ min}} < A_s < A_{s \text{ max}}$$

4.4.5.2.4.1 Cálculo de refuerzo a compresión

Se refuerza por sismo que es el 33% A_s

$$A_s = 0.33 * 74.70 \text{ cm}^2 = 24.65 \text{ cm}^2$$

Para acero corrido tomar A_s proponiendo varilla No.6 y No.5

$$4 * 2.85 \text{ cm}^2 + 2 * 1.98 \text{ cm}^2 = 34.20 \text{ cm}^2$$

Armado de cama superior:

Colocar 4 varillas de hierro No. 6 + 2 varillas No. 5, como varillas corridas.

4.4.5.2.4.2 Diseñar cama inferior

$$\text{Tomar el 50\% del } A_s = 0.50 * 74.70 \text{ cm}^2 = 37.35 \text{ cm}^2$$

Para acero corrido, proponiendo 10 varillas No. 7:

$$10 * 3.88 \text{ cm}^2 = 38.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para rieles: } 74.70 \text{ cm}^2 - 38.40 \text{ cm}^2 = 36.30 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.7 y No.4:

$$4*3.88 \text{ cm}^2 + 2*1.27 \text{ cm}^2 = 46.26 \text{ cm}^2$$

Colocar 10 varillas No.7 corridas + 4 varillas No. 7 + 2 No. 4 como rieles.

4.4.5.2.4.3 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:

$$R_{\text{adicional}} = 5.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{mt}} * h$$

$$R_{\text{adicional}} = 5.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{mt}} * 1.25 \text{ mt} = 6.61 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 varillas No. 5, a cada pie de altura de la viga.

4.4.5.2.4.4 Cálculo de refuerzo a corte

Peralte efectivo, proponiendo varilla No. 3:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ Diámetro}$$

$$d = 125 - 5 - \frac{1}{2} 0.95 = 119.53 \text{ cm}$$

4.4.5.2.4.5 Cálculo de corte resistente:

$$V_r = (0.85)(0.53)(\sqrt{210})(60)(119.53) = 46,820.13 \text{ kg.}$$

4.4.5.2.4.6 Cálculo de corte actuante:

$$V_u = 60,565.11 \text{ kg (que viene del cálculo de corte último)}$$

$$\text{Chequear } V_r > V_u$$

$$46,820.13 \text{ kg} < 60,565.11 \text{ kg}$$

Entonces no chequea, reforzar a corte:

4.4.5.2.4.7 Cálculo de espaciamiento

Para reforzar a corte, proponiendo varilla No. 3: (área = 0.71 cm²)

$$S = \frac{(2 \times 0.71)(2810)(119.53)}{60,565.11 - 46,820.13} = 34.70 \text{ cm.}$$

Colocar doble juego de estribos, varilla No. 3 @ 0.30 m

4.4.6 Diseño de apoyos de neopreno

El dispositivo de apoyo es un órgano de vinculación entre dos elementos estructurales, que tienen la función de transmitir determinadas componentes de sollicitación (fuerza o momento) sin movimiento entre los mismos elementos; permitir sin oponer resistencia apreciable, los movimientos relativos entre elementos (desplazamiento o rotación).

Según la sección 14 división I, y la sección 25 división II de las normas AASHTO tenemos:

Propiedades del acero a utilizar:

1. Tendrá propiedades de alargamiento a la rotura mayor del 23%
2. El esfuerzo de fluencia será mayor de 2,400 Kg/cm²
3. El esfuerzo de rotura será mayor de 4,200 Kg/cm²

Propiedades del elastómetro:

4. El neopreno tendrá características de un módulo de elasticidad a corte G preferiblemente de 10 Kg/cm² (dureza SHORE A de 60)

4.4.6.1 Diseño de los apoyos de elastómero reforzado

Los apoyos integrales serán rectangulares, formados por placas interpuestas de neopreno puro de dureza A de 60, de 13 mm (t = 1.30 centímetros) de espesor.

Fórmula:
$$\sigma_p = \frac{8ab}{t + ab}$$

Para apoyos fijos y móviles

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.50$$

Para apoyos móviles o libremente apoyados.

Donde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero (esfuerzos de trabajo)

σ_p = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_r = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.3 centímetros)

T = espesor total del elastómetro

Datos:

L = 15 mt

T = 6.5 m

a = 50 cm

b = 30 cm

R = 82.153 ton

M_{cm} = 114.64 ton-m

$M_{(cv+i)}$ = 90.94 ton-m

4.4.6.2 Revisión del esfuerzo a compresión

$$\sigma_p = \frac{8(50)(30)}{1.3 + (50)(30)} = 115.385 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{R}{ab} = \frac{82,153.34}{(50)(30)} = 54.77 \text{ kg/cm}^2$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo recomendable de 100 kg/cm², por lo tanto: 54.77 kg/cm² < 100 kg/cm², entonces chequea ok.

4.4.6.3 Desplazamiento Horizontal

Deformación total por esfuerzo, se utilizará la Ley de Hooke: $\sigma_f = 1,700 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Delta e_t = \frac{\sigma_f}{E} L, \text{ entonces } \Delta e_t = \frac{1700}{2090000} (1500) = 1.22 \text{ cm}$$

4.4.6.4 Deformación por carga muerta

$$\Delta e_{cm} = \frac{(\Delta e_t)(M_{cm})}{M_{cm} + M_{cv + i}}$$

$$\Delta e_{cm} = \frac{(1.22)(114.64)}{114.64 + 9094} = 0.68 \text{ cm}$$

4.4.6.5 Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta c = 0.000165L = (0.000165)(1500) = 0.25 \text{ cm}$$

4.4.6.6 Deformación por temperatura

$$\Delta t = 0.000011D^\circ L = 0.000011(10^\circ)(1500) = 0.165 \text{ cm}$$

4.4.6.7 Deformaciones máximas

Contracción

$$\Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta t) = 0.68 - (0.25 + 0.165) = 0.265 \text{ cm}$$

Dilatación

$$(\Delta e_t + \Delta t) - \Delta c = (1.22 + 0.165) - 0.25 = 1.135 \text{ cm}$$

Entonces máximo desplazamiento horizontal del apoyo considerado:
1.135 cm.

4.4.6.8 Espesor de apoyos

Se usarán dos placas de elastómetro de 13 mm + 2 placas de acero de 2 mm, y una placa de acero de 3 mm = 33 mm = 3.3 cm.

Chequear

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.50 = \frac{1.135}{3.3} = 0.34 < 0.50 \quad \text{chequea Ok.}$$

4.4.7 Diseño de la subestructura

4.4.7.1 Diseño de la viga de apoyo

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

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

$$S = 0.10 W$$

$$LF = 0.05 \left(\frac{P}{2H} \right)$$

Según AASHTO 3.9.1

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.

W = Peso de la cortina.

P = Peso del camión y actúa a 6' sobre el piso.

De manera que el brazo es 6' + H.

S = Es la fuerza del sismo aplicada al centro de la cortina.

LF = La fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina.

S = Sismo.

F = Empuje.

Según AASHTO 3.20 se deberá considerar una sobre carga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, como una presión de 480 kg/mt³.

$$EL = 480 \frac{kg}{mt^3}$$

EL = *Equivalente liquido*

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 sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma.

$$F = sob * h_{cortina} + (EL * h_{cortina}) * \frac{h_{cortina}}{2}$$

El sismo hay que calcularlo como 0.10W y aplicado al centro de la cortina.

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

Para momentos: (AASHTO 3.22.1a)

$$GrupoIII = 1.3(E + FL)$$

$$GrupoVII = 1.3(E + S)$$

Para corte: (AASHTO 3.22.1b)

$$GrupoIII = 1.3(E + FL)$$

$$GrupoVII = 1.3(E + S)$$

4.4.7.2 Dimensionamiento de la cortina y la viga de apoyo:

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.

$$As_{\min} = \left(\frac{14.1}{F_y} \right) bh \quad \therefore As_{\min} = cm^2$$

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

De lo anterior, se establecieron las dimensiones de la viga y cortina utilizadas:

Espesor mínimo de la cortina 0.30 m, entonces tomamos 0.30 mts.

Base mínima de la viga 0.40 m, entonces tomamos 0.45 m.

Altura de la viga de apoyo: $\frac{L}{16} = \frac{15}{16} = 0.94 \text{ mt}$: tomaremos $h = 1 \text{ mt}$.

$$H_{\text{total de la cortina}} = H_{\text{viga apoyo}} + t_{\text{losa}} + t_{\text{capa asfáltica}}$$

$$H_{\text{total de la cortina}} = 1 \text{ mt} + 0.20 \text{ mt} + 0.05 \text{ mt} = 1.25 \text{ mt}$$

4.3.7.3 Cálculo de acero longitudinal

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.002 b t$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.002 * 100 * 40 = 8 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento: proponiendo varilla No.5

$$S = \frac{(1.98)(100)}{8} = 24.75 \text{ cm}$$

Entonces $S = 0.20 \text{ mt}$.

4.4.7.4 Cálculo de acero transversal

$$A_{s_{\text{min}}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (80)(40) = 16.06 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No. 5:

$$9 * 1.98 = 17.82 \text{ cm}^2$$

Colocar 9 varillas de hierro corridas No. 5 + estribos No. 5 @ 0.20 m.

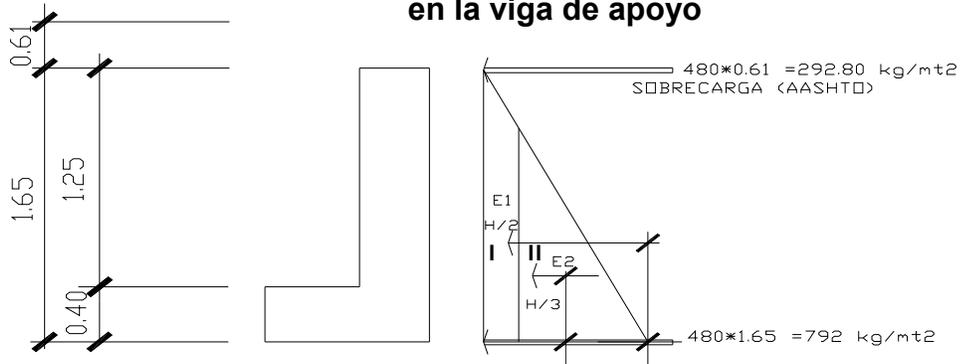
4.4.8 Diseño de cortinas

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

4.4.8.1 Empuje de tierra

Según AASHTO 3.20, se considera una sobre carga del suelo con un equivalente líquido de 2' (0.61 mt.). De alto, con una presión de 480 kg/mt³ (30 Lbs. /pie³). Para el peso del suelo tomaremos el equivalente líquido de 480 kg/mt³ y tomando una base de 100 cm.

Figura 12. Diagrama de presiones de la cortina, en la viga de apoyo



$$\text{Sob} = EL * 2' \approx 480 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^3} * 0.61 \text{ mt} = 292.80 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2}$$

$$EL * h_{\text{cortina}} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^3} * 1.25 \text{ mt} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2}$$

$$EL * h_{\text{total cortina}} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^3} * 1.65 \text{ mt} = 792 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2}$$

$$\text{Sob} * h_{\text{cortina}} = 292.80 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2} * 1.25 \text{ mt} = 366 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$EL * h_{\text{cortina}} \left(\frac{h_{\text{cortina}}}{2} \right) = 600 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2} \left(\frac{1.25}{2} \right) \text{ mt} = 375 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$F = 292 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2} (1.25) + 600 \frac{\text{kg}}{\text{mt}^2} \left(\frac{1.25}{2} \right) \text{ mt} = 741 \text{ kg} - \text{mt}$$

4.4.8.2 Cálculo de 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 la 1.83 mt., sobre la rodadura.

$$P = 7,257.48 \text{ kg (por llanta)}$$

$$LF = 0.05 \left(\frac{P}{2H} \right) \approx 0.05 \left(\frac{7,257.48 \text{ kg}}{2 * 1.25} \right) = 145.15 \text{ kg} - mt$$

$$LF = 145.15 \text{ kg} - mt * (2 \text{ llantas}) = 290.30 \text{ kg} - mt$$

En esta carga actúa a 6' del piso de la losa (AASHTO 3.9.1)

$$LF_{\text{BRAZO}} = 6' + h_{\text{cortina}}$$

$$LF_{\text{BRAZO}} = 1.8288 + 1.25 = 3.08 \text{ mt}$$

4.4.8.3 Fuerza de sismo (S)

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

Peso de la cortina

$$W_{\text{cortina}} = 0.30 * 1.25 * 1 * 2,400 = 900 \text{ kg}$$

$$S = 0.12 * 900 \text{ kg} = 108 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo}_{\text{CG}} = \frac{1.25}{2} = 0.63 \text{ mt}$$

4.4.8.4 Combinación de cargas

Para momentos: (AASHTO 3.22.1a)

Grupo III = 1.3 (E + FL)

$$M = 1.3 \left(366 * \frac{1.25}{2} + 375 * \frac{1.25}{3} + 290.30 * 3.08 \right) = 1,662.86 \frac{\text{kg} - mt}{mt}$$

Grupo VII = 1.3 (E + S)

$$M = 1.3 \left(366 * \frac{1.25}{2} + 375 * \frac{1.25}{3} + 108 * 0.63 \right) = 588.95 \frac{\text{kg} - mt}{mt}$$

Para corte: (AASHTO 3.22.1b)

Grupo III = 1.3 (E + FL)

$$1.3(741+290)=1,340.69\text{ kg}$$

Grupo VII = 1.3 (E + S)

$$1.3(741+108)=1,103.70\text{ kg}$$

4.4.8.5 Cálculo de refuerzo

Peralte efectivo: proponiendo varilla No. 5

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{Diámetro}$$

$$d = 30 - 2.5 - \frac{1}{2}1.59 = 26.71\text{ cm}$$

Datos:

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

$$f_y = 2810\text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 1,662.86\text{ kg - m}$$

$$b = 125\text{ cm}$$

$$d = 26.71\text{ cm}$$

Se obtiene:

$$A_s = \left[\left(26.71 * 125 - \sqrt{\frac{(26.71 * 125)^2 - 1,662.86 * 125}{0.003825 * 210}} \right) \left(\frac{0.85 * 210}{2,810} \right) \right] = 2.48\text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ min}} = \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (125)(26.71) = 16.75\text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{ max}} = 0.5 * \left(0.85^2 \left(\frac{0.003}{\frac{2,810}{2100000}} \right) + 0.003 \left(\frac{210}{2,810} \right) \right) * (125)(26.71) = 62.33\text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.48\text{ cm}^2 \quad A_{s\text{ min}} = 16.75\text{ cm}^2 \quad A_{s\text{ max}} = 62.33\text{ cm}^2$$

Como $A_{s\text{ min}} > A_s$, entonces tomar $A_{s\text{ min}} = 16.75\text{ cm}^2$

Espaciamiento proponiendo varilla No.5:

$$S = \frac{(1.98)(100)}{16.75} = 11.82\text{ cm}, \text{ entonces } S = 0.15\text{ mt.}$$

Acero por temperatura:

$$A_{s_{temperatura}} = 0.002 b t$$

$$A_{s_{temperatura}} = 0.002 * 125 * 30 = 7.50 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla No.4:

$$S = \frac{(1.27)(100)}{7.50} = 16.93 \text{ cm}, \text{ entonces } S = 0.15 \text{ mt.}$$

Armado para cortinas

Colocar refuerzo principal varilla No.5 @ 0.15 m + varilla No. 4 @ 0.20 mts.

4.4.8.6 Chequeo de corte a la sección propuesta

Corte resistente el concreto:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} = 6.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Corte actuante:

$$V_a = \text{GRUPO III}$$

$$V_a = \frac{1,340.69 \text{ kg}}{26.71 \text{ cm} * 125 \text{ cm}} = 0.40155 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Chequear $V_r > V_a$

$$6.53 \text{ kg/cm}^2 > 0.40155 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces chequea la sección propuesta Ok.

4.4.9 Diseño de viga de apoyo

Se calcula el empuje:

$$E = sob * h_{cortina} + \left((EL * h_{total \text{ cortina}}) * \frac{h_{total \text{ cortina}}}{2} \right)$$

$$E = 292.80 * 1.65 + 792 * \frac{1.65}{2} = 1,136.52 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$E_u = 1,136.52 \frac{\text{kg}}{\text{mt}} * 1.25 \text{ mt} = 1,420.65 \text{ kg}$$

$$P = 1.3 \left(\frac{792 + 840}{2} + 292.80 \right) = 1,119.60 \frac{kg}{mt^2}$$

Cálculo de área que se concentra

$$\text{Área} = 0.65 * 1.375 = 0.8944 \text{ mt}^2$$

$$\text{Fuerza} = 0.8944 * 1,119.60 = 1,001.37 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = \frac{1.375}{2} = 0.69 \text{ mt}$$

Cálculo de momento

$$M = 1,001.37 \text{ kg} * 0.69 \text{ mt} = 690.95 \text{ kg} - \text{mt}$$

4.4.9.1 Cálculo del refuerzo

$$\rho_{balanceado} = \left(\frac{0.85 * \beta * f'c}{F_y} \right) \left(\frac{6100}{6100 + F_y} \right) = 0.037$$

$$\rho_{MAX} = 0.5 * \rho_{balanceado} = 0.05 * 0.037 = 0.0185$$

$$q = \rho_{MAX} * \frac{F_y}{f'c} = 0.2475$$

$$A_s = \left(\frac{M_u}{\phi F_y d (1 - 0.6q)} \right) = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{(1.25)(65)}{1.20} = 62.07 \text{ cm}$$

Luego se usará el mínimo recomendado, No. 5 @ de 30 cm en toda el área, ya que ésta será la situación crítica, ya no se requiere revisar las otras.

4.4.9.2 Revisión de corte de la sección propuesta

Corte resistente el concreto:

$$V_r = (0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} = 6.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Corte actuante:

$$V_a = F$$

$$V_a = \frac{1,001.37 \text{ kg}}{26.71 \text{ cm} * 65 \text{ cm}} = 0.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Revisar $V_r > V_a$

$$6.53 \text{ kg/cm}^2 > 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces chequea la sección propuesta Ok.

4.4.10 Diseño de estribos

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 de 6 metros, después de la cual la estructura resulta muy masiva.

Como 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 miembros, 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 del muro. Hay que verificar tres condiciones, que son:

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

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{Presiones} = \frac{W}{A} * \left(1 \pm 6 \frac{e}{b}\right) < \text{Valor soporte del suelo}$$

Siendo:

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a$$

Donde:

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerza resistente

E = Fuerza horizontal

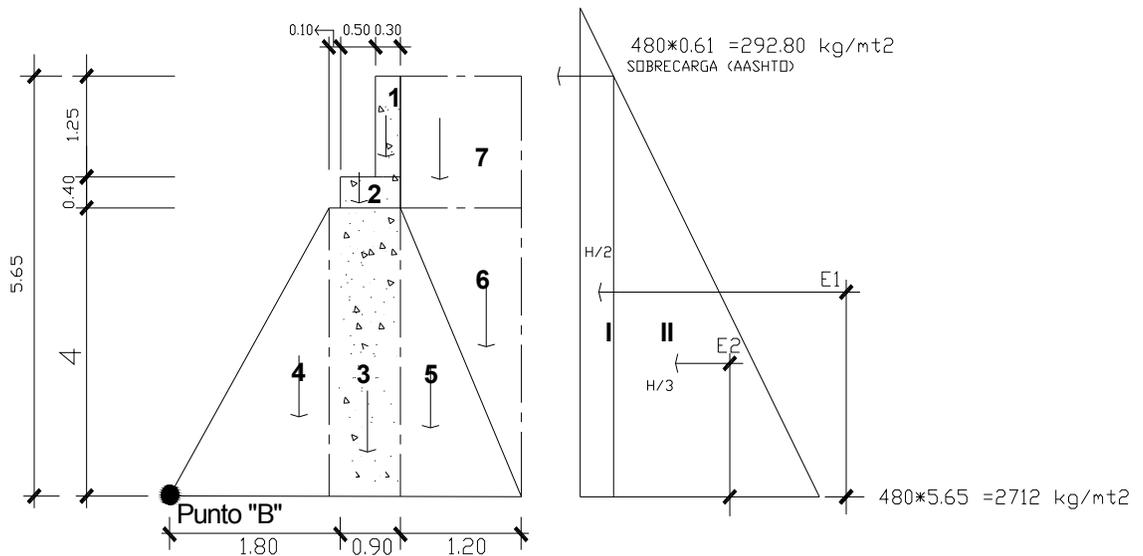
b = Base del muro

e = Excentricidad

A = Área

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 consideran la carga viva.

Figura 13. Geometría y diagrama de presiones en estribo



4.4.10.1 Cálculo del momento de volteo (MV)

Tabla VII. Momento de volteo en estribos

Sección	Altura mt.	Presión kg/mt ²	Empuje Wv kg/mt.	B.P. mt.	Momento (Mv) kg -mt.
I	5.65	292.8	1654.32	2.83	4681.73
II	2.825	2712	7661.4	1.88	14403.43
$\Sigma =$			9315.72	$\Sigma =$	19085.16

4.4.10.2 Momento estabilizante (ME), respecto al punto "B"

Tabla VIII. Cargas vivas que actúan sobre el estribo.

Sección	Dimensiones (mt.)		Área mt ²	Peso kg/mt ³	WE kg	B.P. mt.	Momento (ME) kg-mt.
	b, t	h					
1	0.3	1.25	0.38	2400	912	2.55	2325.6
2	0.8	0.4	0.32	2400	768	2.3	1766.4
3	0.9	4	3.6	2400	8640	2.25	19440
4	1.8	4	3.6	2400	8640	1.2	10368
5	1.2	4	2.4	2400	5760	3.1	17856
6	1.2	4	2.4	1700	4080	3.5	14280
7	1.2	1.65	1.98	1700	3366	3.5	11781
$\Sigma =$					32166	$\Sigma =$	77817

4.4.10.3 Revisión del muro sin superestructura

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

$$\text{Volteo} = \frac{77,817}{19,085.16} = 4.08 > 1.5 \text{ chequea por volteo}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{32,166}{9,315.72} = 1.73 > 1.5 \text{ chequea por deslizamiento}$$

$$\text{Presiones} = \frac{W}{A} * \left(1 \pm 6 \frac{e}{b}\right) < V_s$$

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

$$a = \frac{77,817 - 19,085.16}{32,166} = 1.83 \text{ mt}$$

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

$$e = \left(\frac{b}{2} \right) - a$$

$$e = \left(\frac{3.90}{2} \right) - 1.83 = 0.12 \text{ mt}$$

$$A = 3.90 \text{ mt} * 1 \text{ mt} = 3.90 \text{ mt}^2$$

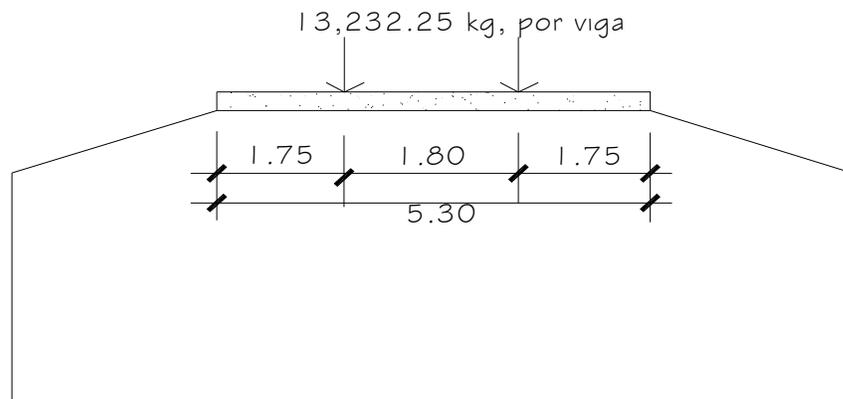
$$\text{Presiones} = \frac{32,166}{3.90} * \left(1 \pm 6 \frac{0.12}{3.90} \right) < V_s$$

$$\text{Presión}_{\text{MAX}} = 9,770.34 \text{ kg/mt}^2 < 20,000 \text{ kg/mt}^2 \quad \text{Chequea}$$

$$\text{Presión}_{\text{MIN}} = 6,725.04 \text{ kg/mt}^2 > 0 \text{ kg/mt}^2 \quad \text{Chequea}$$

4.4.10.4 Revisión del muro con superestructura (carga viva)

Figura 14. Diagrama de cargas en estribo con carga viva



$$W_{\text{viga de apoyo}} = 2,400 * 0.3 * 1.25 * 0.80 * 0.40 = 1,860 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$W_{(\text{CV } V_{\text{max}} \text{ viga})} = \frac{13,232.25 * 2}{5.30} = 4,993.30 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$W_2 = 1,860 + 4,993.30 = 6,853.30 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$W_{(\text{TOTAL2})} = 32,166 + 6,853.30 = 39,019.30 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$\text{Brazo} = \frac{3.90}{2} = 1.95 \text{ mt}$$

Momento estabilizante

$$ME_2 = 6,853.30 * 1.95 = 13,363.94 \text{ kg}$$

$$ME_{\text{total 2}} = 13,363 + 77,817 = 91,180.94 \text{ kg} - \text{mt}$$

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

$$\text{Volteo} = \frac{91,180.94}{19,085.16} = 4.78 > 1.5 \text{ chequea}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{39,019.30}{9,315.72} = 2.09 > 1.5 \text{ chequea}$$

$$\text{Presiones} = \frac{W}{A} * \left(1 \pm 6 \frac{e}{b}\right) < V_s$$

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

$$a = \frac{91,180.94 - 19,085.16}{32,166 + 6,853.30} = 1.85 \text{ mt}$$

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

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a$$

$$e = \left(\frac{3.90}{2}\right) - 1.85 = 0.10 \text{ mt}$$

$$A = 3.90 \text{ mt} * 1 \text{ mt} = 3.90 \text{ mt}^2$$

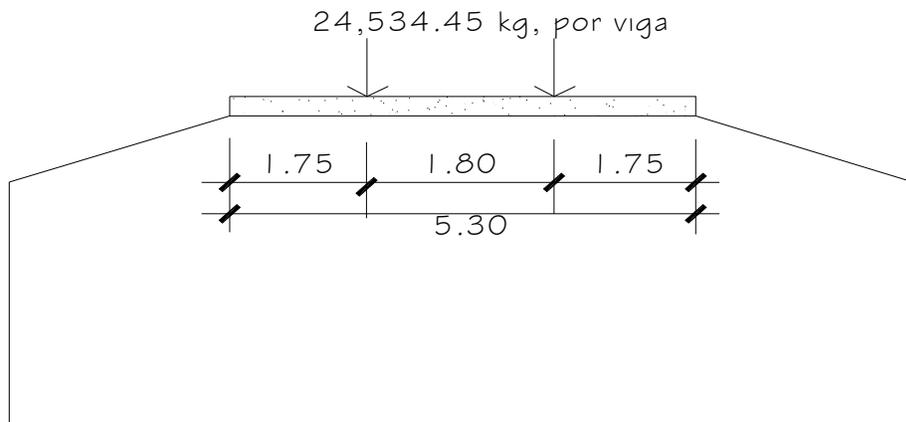
$$\text{Presiones} = \frac{32,166 + 6,853.30}{3.90} * \left(1 \pm 6 \frac{0.10}{3.90}\right) < V_s$$

$$\text{Presiones}_{\text{MAX}} = 11,544.17 \text{ kg/mt}^2 < 20,000 \text{ kg/mt}^2 \text{ Chequea}$$

$$\text{Presiones}_{\text{MIN}} = 8,465.73 \text{ kg/mt}^2 > 0 \text{ kg/mt}^2 \text{ Chequea}$$

4.4.10.5 Revisión del muro con sismo sin carga viva.

Figura 15. Diagrama de cargas en estribo sin carga viva



$$W_{(\text{subestructura})} = 32,166 \text{ kg}$$

$$W_{(\text{CV } V_{\text{max}} \text{ viga})} = \frac{24,534.45 * 2}{5.30} = 9,258.28 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$W_3 = 32,166 + 9,258.28 = 41,424.28 \frac{\text{kg}}{\text{mt}}$$

$$\text{Brazo} = \frac{3.90}{2} = 1.95 \text{ mt}$$

Momento estabilizante

$$ME_3 = 9,258.28 * 1.95 = 18,053.65 \text{ kg} - \text{mt}$$

$$ME_{\text{total } 3} = 18,053.65 + 77,817 = 95,870.65 \text{ kg} - \text{mt}$$

Fuerza horizontal

$$FH = 1.08 W_V + 0.08 W_{\text{total } 3}$$

$$FH = 1.08 * 9,315.72 + 0.08 * 39,019.30 = 13,374.92 \text{ kg}$$

Momento estabilizante (ME), respecto al punto "A"

Tabla IX. Cargas vivas que actúan sobre el estribo.

Sección	Dimensiones (mt.)		Área mt ²	Peso kg/mt ³	WE kg	B.P mt.	Momento (ME) kg-mt.
	b, t	h					
1	0.3	1.25	0.38	2400	912	5.005	4564.56
2	0.8	0.5	0.4	2400	960	4.2	4032
3	0.9	4	3.6	2400	8640	2	17280
4	1.8	4	3.6	2400	8640	1.33	11491.2
5	1.2	4	2.4	2400	5760	1.33	7660.8
6	1.2	4	2.4	2400	5760	2.67	15356.16
7	1.2	1.65	1.98	2400	4752	4.805	22833.36
$\Sigma =$					35424	$\Sigma =$	83218.08

$$MEQ = 0.08 M_{v_3}$$

$$MEQ = 0.08 * 82,218.08 = 6,657.45 \text{ kg} - \text{mt}$$

$$MV3 = 1.08 M_v + 0.08 W_{cv_{v \text{ max viga}}} + MEQ$$

$$MV3 = 1.08 * 19,085.16 + 0.08 * 9,258.28 + 6,657.45 = 28,010.09 \text{ kg} - \text{mt}$$

Revisión

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

$$\text{Volteo} = \frac{95,870.65}{28,010.09} = 3.42 > 1.5 \text{ chequea}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{41,424.28}{13,374.92} = 1.55 > 1.5 \text{ chequea}$$

$$\text{Presiones} = \frac{W}{A} * \left(1 \pm 6 \frac{e}{b} \right) < V_s$$

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

$$a = \frac{95,870.65 - 28,010.09}{41,424.28} = 1.64 \text{ mt}$$

$$3a = 3 * 1.64 = 4.92 \text{ mt} > 3.90 \text{ mt}$$

$$e = \left(\frac{b}{2} \right) - a$$

$$e = \left(\frac{3.90}{2} \right) - 1.64 = 0.31 \text{ mt}$$

$$A = 3.90 \text{ mt} * 1 \text{ mt} = 3.90 \text{ mt}^2$$

$$\text{Presiones} = \frac{41,424.28}{3.90} * \left(1 \pm 6 \frac{0.31}{3.90} \right) < V_s$$

$$\text{Presiones}_{\text{MAX}} = 15,687.30 \text{ kg/mt}^2 < 20,000 \text{ kg/mt}^2 \text{ Chequea}$$

$$\text{Presiones}_{\text{MIN}} = 5,555.92 \text{ kg/mt}^2 > 0 \text{ kg/mt}^2 \text{ Chequea}$$

Se puede concluir que chequea las dimensiones dadas en la figura

4.4.11 Presupuesto

Los criterios adoptados para la elaboración del presupuesto del proyecto del puente vehicular para la aldea la Laguneta, son los mismos que se aplicaron en el proyecto de agua potable para la aldea San José el Carrizal.

Tabla X. Presupuesto del proyecto del puente vehicular, para la aldea la Laguneta

No.	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	GLOBAL	1	Q 18,056.10	Q 18,056.10
2	EXCAVACIÓN	M ³	40	Q 663.18	Q 26,527.20
3	LEVANTADO DE ESTRIBOS	M ³	225	Q 728.20	Q 163,845.00
4	RELLENO ESTRUCTURAL DE APROCHES	M ³	20	Q 229.58	Q 4,591.60
5	FORMALETA	M ²	350	Q 75.27	Q 26,344.50
6	ARMADO DE VIGA DE APOYO Y CORONA	ML	50.6	Q 312.74	Q 15,824.69
7	FUNDICIÓN DE VIGA DE APOYO Y CORONA	ML	50.6	Q 899.60	Q 45,519.76
8	ARMADO DE VIGAS PRINCIPALES	ML	30	Q 1,700.57	Q 51,017.07
9	ARMADO DE DIAFRAGMA	ML	7.2	Q 381.50	Q 2,746.79
10	ARMADO DE LOSA	M ²	52.5	Q 296.53	Q 15,567.83
11	FUNDICIÓN DE VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS Y LOSA	M ³	78.75	Q 887.90	Q 69,922.13
12	ARMADO Y FUNDICIÓN DE ACERA Y BARANDA	M ²	27	Q 3,873.60	Q 104,587.12
13	JUNTAS ESTRUCTURALES Y ANCLAJE DE VIGA	GLOBAL	1	Q 15,037.10	Q 15,037.10
14	GAVIONES	M ³	8	Q 1,031.26	Q 8,250.11
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 567,836.99

La mano de obra no calificada será un aporte comunitario, al ejecutar el proyecto de la construcción del puente vehicular para la aldea La Laguneta, en el renglón de trabajos preliminares se incluyó el costo total global del transporte, en el apéndice E se encuentra la integración de costos unitarios.

4.4.12 Estudio socioeconómico

Mediante este estudio se trata de hacer un análisis de los beneficiarios, con el propósito de tener una visión de la magnitud y beneficios del proyecto.

4.4.12.1 Población beneficiada

La población de La Aldea La Laguneta y las áreas aledañas que actualmente necesitan de mejoras en el transporte vial.

4.4.12.2 Poblaciones beneficiada directa

Directamente se beneficiaran a las comunidades de El Duraznito y La Laguneta. (2,185 hab.)

4.4.12.3 Poblaciones beneficiada indirecta

Indirectamente se beneficiaran Gracias a Dios y Araizapo y comunidades cercanas de Mataquesuintla y hasta cierto modo a todos los vecinos de la cabecera departamental (2963 hab.)

$$\text{Costo eficiencia} = \frac{\text{Costo total del poryecto}}{\text{Beneficiar ios directos}}$$

$$\text{Costo eficiencia} = \frac{Q.567,836.99}{5,148 \text{ hab}} = 110.30 \text{ Q/habit.}$$

4.4.12.4 Costos de operación

Salario total anual	Q.5957.00
Prestaciones	Q. 1906.24
Bonificación	Q. 1022.22
Total	Q. 8,885.46

Total de gastos de operación: Q8, 885.46

4.4.12.5 Costos de mantenimiento

$$M = \frac{0.004 (\text{Costo total del poryecto})}{20}$$

$$M = \frac{0.004 (567,836.99)}{20} = Q.113.57$$

Total de gastos de mantenimiento: Q.1, 362.81

5. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

5.1. Definición del estudio.

En la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, edificios públicos y, en general, todas las actividades realizadas por el ser humano en la tierra, genera un impacto en los componentes ambientales, ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutros.

De acuerdo con las leyes actuales, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental:

- Impacto ambiental no significativo o evaluación rápida.
- Impacto ambiental significativo o evaluación general.

El estudio de impacto ambiental no significativo o evaluación rápida, se lleva a cabo por medio de una visita de observación al sitio propuesto para el proyecto, por parte de los técnicos en la materia, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no afecta, significativamente, el ambiente. El criterio debe basarse en proyectos similares según tamaño, localización e indicadores que se crean pertinentes.

El estudio de impacto ambiental significativo o evaluación general se podrá desarrollar en dos fases:

- Fase preliminar o de factibilidad

- Fase completa

La fase preliminar o de factibilidad deberá contener, datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental, principales impactos y medidas de mitigación, sistema de disposición de desechos, plan de contingencia, plan de seguridad humana y otros que se consideren necesarios.

La fase completa, generalmente, se aplica a proyectos con grandes impactos y debe ser un estudio, completo, que además de lo establecido en la fase preliminar, deberá responder a una serie de interrogantes necesarios, para determinar el impacto que tendrá el proyecto.

- a.- ¿Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto?
- b.- ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- c.- ¿Qué importancia tienen los cambios?
- d.- ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- e.- ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- f.- ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

5.2. Fines de la evaluación de impacto ambiental.

Tanto para la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable como para la construcción de un puente vehicular, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Esta evaluación debe contener

información básica, establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos y sus medidas de mitigación propuestas.

5.2.1 Evaluación rápida.

5.2.1.1 Información sobre el proyecto.

Nombre de la comunidad: aldea San José El Carrizal

Municipio: Jalapa

Departamento: Jalapa

5.2.1.2 Tipo del proyecto.

Sistema de abastecimiento de agua potable.

5.2.1.3. Consideraciones especiales.

- **Consideraciones sobre áreas protegidas.**

a.- ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida? **No.**

b.- ¿Nombre del área protegida? **No aplica.**

c.- ¿Categoría de manejo del área protegida? **No aplica.**

d.- ¿Base legal de la declaratoria del área protegida? **No aplica.**

e.- ¿Ente administrador del área protegida? **No aplica.**

f.- ¿Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida? **No se encuentra dentro de áreas protegidas.**

g.- ¿Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP? **El proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.**

- **Consideraciones sobre ecosistemas naturales.**

a.- ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? **No**

b.- ¿Estado actual del ecosistema? **No aplica.**

- **Otras consideraciones.**

Cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:

a.- Zona de alto valor escénico: **no**

b.- Área turística: **no**

c.- Sitio ceremonial: **no**

d.- Sitio arqueológico: **no**

e.- Área de protección agrícola: **no**

f.- Área de asentamiento humano: **no**

g.- Área de producción forestal: **no**

h.- Área de producción pecuaria: **no**

Los impactos ambientales negativos identificados durante la ejecución de los proyectos son los siguientes.

Tabla XI. Impactos ambientales negativos durante la ejecución del Proyecto de agua potable, para la aldea San José El Carrizal

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Remoción de la cobertura vegetal	X		
Movimiento de material	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración y contaminación de aguas superficiales		X	
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje natural	X	X	X
Cambios en la estructura del suelo	X		
Generación de desechos sólidos	X	X	

Los impactos ambientales negativos identificados durante la operación de los proyectos son:

Tabla XII. Impactos ambientales negativos durante la operación.

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Comité Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Disminución del nivel del agua subterránea	X	X	X
Pequeñas inundaciones debido a fugas en el sistema de agua	X		
Disposición inadecuada de las aguas residuales		X	
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza del sistema de agua potable	X		X

5.2.1.4 Mitigación y compensación

Tabla XIII. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación de la introducción del agua potable, para la aldea San José El Carrizal .

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Componentes ambientales y sociales				
Ambiente físico				
Suelos	Movimiento de material.	El material que se moverá se empleara en el mismo proyecto, cubriendo la misma tubería que se instale.		
Recursos hídricos				
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	Uso de agua para minimizar la generación de polvo.	Disminución del nivel de agua subterránea.	Medidas de reforestación y creación de estructuras que permitan la filtración del agua.
Ambiente biológico				
Hábitat natural	No significativo.		No significativo.	
Fauna y flora	No significativo.		No significativo.	

5.2.1.5 Información sobre el proyecto.

Nombre de la comunidad: aldea La Laguneta

Municipio: Jalapa

Departamento: Jalapa

5.2.1.6 Tipo del proyecto.

Construcción de puente vehicular

5.2.1.7 Consideraciones especiales.

- **Consideraciones sobre áreas protegidas.**

h.- ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida? **No.**

i.- ¿Nombre del área protegida? **No aplica.**

j.- ¿Categoría de manejo del área protegida? **No aplica.**

k.- ¿Base legal de la declaratoria del área protegida? **No aplica.**

l.- ¿Ente administrador del área protegida? **No aplica.**

m.- ¿Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida? **No se encuentra dentro de áreas protegidas.**

n.- ¿Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP? **El proyecto no requiere un estudio de impacto ambiental.**

- **Consideraciones sobre ecosistemas naturales.**

c.- ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? **No**

d.- ¿Estado actual del ecosistema? **No aplica.**

- **Otras consideraciones.**

Cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:

i.- Zona de alto valor escénico: **no**

j.- Área turística: **no**

k.- Sitio ceremonial: **no**

l.- Sitio arqueológico: **no**

m.-Área de protección agrícola: **no**

n.- Área de asentamiento humano: **no**

o.- Área de producción forestal: **no**

p.- Área de producción pecuaria: **no**

Los impactos ambientales negativos identificados durante la ejecución de los proyectos son los siguientes.

Tabla XIV. Impactos ambientales negativos durante la ejecución del Proyecto de construcción del puente vehicular, para la aldea La Laguneta

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
Actividad	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Remoción de la cobertura vegetal	X		
Movimiento de material	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración y contaminación de aguas superficiales	X		
Contaminación del aire por polvo y ruido generado en construcción del puente vehicular	X		
Alteración del paisaje natural		X	
Cambios en la estructura del suelo	X	X	
Generación de desechos sólidos	X	X	

Los impactos ambientales negativos identificados durante la operación de los proyectos son:

Tabla XV. Impactos ambientales negativos durante la operación.

Impacto ambiental previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
Actividad	Comité Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Turbulencia del río	X		
Socavamientos en el cauce del río	X		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de limpieza en el puente vehicular	X	X	
Generación de desechos sólidos producidos por actividades de mantenimiento y tráfico vehicular	X		
Calidad del agua del río	X	X	X

5.2.1.8 Mitigación y compensación

Tabla XVI. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución y operación de la construcción del puente vehicular, para la aldea La Laguneta .

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
Componentes ambientales y sociales	Impacto	Medidas de mitigación	Incrementa la población Generación de empleos	Rehabilitación de viviendas abandonadas y construcción de nuevas viviendas y centros de salud
Ambiente físico				
Suelos	Movimiento de material. Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	Seleccionar sitios adecuados y colocar el material sobrante.		
Recursos hídricos	Alteración y contaminación de aguas superficiales. Genera un impacto al régimen hidrológico natural de la cuenca	Desviar el cauce del río en la construcción del puente, por sectores, dependiendo de los requerimientos y avance físico de la construcción del mismo El impacto no es significativo y alternamente mitigadle	Socavamiento en el cauce del río, y erosión en los márgenes de derecha a izquierda El agua turbinada de mejor calidad en cuanto a sólidos suspendidos que será descargada, permitirá diluir y mejorar la alta turbidez natural del río.	Tomar medidas adecuadas a un plan de manejo ambiental Alternativamente podría evaluarse su uso para irrigación.
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción. Ruidos y vibraciones		Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de la construcción del puente vehicular	Asignar a personas a recolectar los desechos sólidos después de cada jornada de trabajo y depositarlos en sitios adecuados.
Ambiente biológico				
Hábitat natural	No significativo.		No significativo.	

Fauna y flora	No significativo.		No significativo.	
----------------------	-------------------	--	-------------------	--

Al observar los impactos ambientales negativos generados y las medidas de mitigación requeridas se considera que, tanto el proyecto de agua potable como el proyecto del puente vehicular, son ambientalmente viables. También, se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la salud de los habitantes de la comunidad al contar con agua sanitariamente segura para su consumo, además, que en la comunidad se generarán fuentes de trabajo con la construcción del proyecto de abastecimiento de agua potable y del puente vehicular.

CONCLUSIONES

1. La introducción del sistema de agua potable para La aldea San José El Carrizal, consta de una línea de conducción que está diseñado por un sistema de impulsión, debido a la topografía del lugar y la ubicación de la fuente de captación, además, la red de distribución está diseñada en ramales abiertos, debido a la distribución de viviendas dispersas por el área de la aldea.
2. Se determina que el estudio de la construcción del puente vehicular, es un proyecto factible; ya que facilita el traslado de productos agrícolas como de personas, causando un impacto positivo en la economía de la Aldea.
3. Es importante que ambos diseños cumplan con todas las especificaciones de seguridad y economía exigido por las normas nacionales e internacionales consultadas para ambos proyectos.
4. Con relación al costo del proyecto de agua potable, se concluye que es un proyecto auto sostenible, ya que el costo del proyecto se recuperará a los 11 años, esto implica que el proyecto se puede ampliar y mejorar.

RECOMENDACIONES

1. Fortalecer y mejorar la comision del agua, de la aldea San José El Carrizal, para mantener y expandir el proyecto de introduccion de agua potable de dicha comunidad, esto implica mejoras en el servicio, tales como contadores de agua, ampliaciones de la red, operación y mantenimiento del sistema.
2. Realizar un estudio de la localización de otra fuente de captación, para servicio propio de la aldea; tomando cuenta que la fuente de captación que se utiliza actualmente, abastece a dos aldeas que son: San Jose el Carrizal y Los Izotes, también se considera la tasa de crecimiento de ambas poblaciones.
3. En la ejecucion del puente vehicular, se exige que la empresa a cargo de la ejecucion del proyecto, que cumpla con todas las normas y especificaciones de ejecucion propuestas en los codigos ACI, AASHTO y las especificaciones generales para la construccion de carreteras y puentes de la Direccion General de Caminos de Guatemala; así como lo establece el presente estudio.
4. Se sugiere a la Oficina Municipal de Planificacion de la municipalidad de Jalapa, realizar inspecciones periodicas a la estructura del puente, y dar mantenimiento conforme a los informes de las inspecciones.

5. Tomar medidas de mitigación para la etapa de operación del puente, implementando principalmente medidas de control, monitoreo y reforestación del lugar.

BIBLIOGRAFÍA

1. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI 318-83) Y COMENTARIOS. Segunda Edición, México: 1984. Editorial Limusa.
2. Instituto de Fomento Municipal INFOM, Unidad ejecutora del programa de acueductos rurales UNEPAR. “Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales”. 1997.
3. Dávila, C. Darwin. Estudio y diseño de sistema de agua potable para la comunidad de Hierbabuena, la Fuente y Valencia del municipio de Jutiapa, Jutiapa. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997.
4. Aguirre Roldán, Héctor David. Diseño y Construcción del Puente San Diego y Diseño del Puente de la 2ª. Av. y 3ª. Calle de Malacatan. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1990.
5. Macz Mó, Ronald Fernando. Diseño de dos puentes vehiculares para las aldeas Saquijá y Purhá y sistema de agua potable para la aldea De Granadillas, del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2004.
6. Normas de evaluación ambiental. Guatemala: Banco Centroamericano de Integración Económica, 1998.

APÉNDICE A

Tabla XVII. Libreta topográfica de la línea de impulsión

Est.	P.O.	Deflexión			Hilos		Angulo Vertical			Altura Instrumento
		°	'	"	Superior	Medio	°	'	"	
0	1	327	28	0	1.38	1	88	10	0	1.39
1	2	275	11	0	1.145	1	84	4	0	1.46
2	3	227	19	0	1.235	1	89	17	0	1.44
3	4	248	29	0	1.18	1	89	19	0	1.38
4	5	297	39	0	1.2	1	85	29	0	1.42
5	6	298	31	0	1.185	1	89	24	0	1.5
6	7	281	4	0	1.39	1	89	34	0	1.44
7	8	257	39	0	1.275	1	91	33	0	1.5
8	9	279	40	0	1.27	1	89	8	0	1.49
9	10	16	35	0	1.125	1	89	47	0	1.47
10	11	26	58	0	1.67	1	91	57	0	1.5
11	12	340	12	0	1.7	1	87	25	0	1.55
12	13	286	6	0	1.295	1	86	38	0	1.45
13	14	328	0	0	1.44	1	87	41	0	1.32
14	15	343	12	0	1.22	1	93	22	0	1.48
15	16	327	42	0	1.315	1	91	14	0	1.52
16	17	1	33	0	2.015	1.2	95	27	0	1.48
17	18	0	6	0	1.515	1	88	15	0	1.46
18	19	14	18	0	1.265	1	87	54	0	1.44
19	20	352	46	0	1.225	1	91	31	0	1.36
20	21	318	31	0	1.43	1	92	51	0	1.49
21	22	20	50	0	1.345	1	89	22	0	1.43
22	23	359	42	0	1.51	1	92	15	0	1.49
23	24	1	16	0	1.25	1	91	30	0	1.44
24	25	50	12	0	1.085	1	90	8	0	1.37
25	26	12	24	0	1.09	1	86	5	0	1.43
26	27	31	4	0	1.265	1	85	27	0	1.49
27	28	30	34	0	1.175	1	91	31	0	1.49
28	29	43	30	0	1.25	1	89	2	0	1.42
29	30	57	35	0	1.315	1	94	24	0	1.34
30	31	57	25	0	1.245	1	92	6	0	1.43
31	32	57	18	0	1.345	1	90	46	0	1.43
32	33	57	30	0	1.425	1	90	5	0	1.37
33	34	47	20	0	1.235	1	91	37	0	1.41
34	35	43	23	0	1.235	1	90	21	0	1.44
35	36	55	36	0	1.43	1	88	26	0	1.38
36	37	336	57	0	1.13	1	82	48	0	1.4
37	38	339	0	0	1.045	0.6	82	48	0	1.4
38	39	51	33	0	1.155	1	84	53	0	1.36
39	40	351	10	0	1.29	1.2	80	29	0	1.46
40	41	353	12	0	1.67	1.5	85	5	0	1.51

Tabla XVII. Libreta topográfica de la red de distribución

Est.	P.O.	Deflexión			Hilos		Angulo Vertical			Altura Instrumento	
		°	'	"	Superior	Medio	°	'	"		
Ramal principal											
	41										
	36										
36	43	48	0	0	1.215	1.000	89	45	0	1.40	
43	44	39	27	0	1.355	1.000	91	43	0	1.44	
44	45	27	25	0	1.360	1.000	88	11	0	1.48	
45	46	22	25	0	1.350	1.000	86	33	0	1.50	
46	47	30	6	0	1.535	1.000	91	39	0	1.49	
47	48	35	27	0	1.355	1.000	90	15	0	1.48	
48	49	51	50	0	1.435	1.000	91	29	0	1.49	
49	50	75	3	0	1.310	1.000	87	49	0	1.46	
50	51	66	18	0	1.670	1.300	94	27	0	1.50	
51	52	34	3	0	1.385	1.000	95	50	0	1.48	
52	53	50	41	0	1.495	1.000	87	20	0	1.50	
Ramal k											
	37										
37	k	265	25	0	1.095	1.000	86	7	0	1.40	
	k	k1	72	43	0	1.440	1.000	88	56	0	1.48
Ramal M											
	36										
36	M	146	37	0	1.245	1.000	96	25	0	1.40	
M	M1	121	3	0	1.905	1.000	95	23	0	1.32	
M1	M2	57	23	0	1.190	1.000	90	9	0	1.44	
Ramal J											
	34										
34	J	138	4	0	1.200	1.000	91	44	0	1.44	
Ramal I											
	33										
33	I	338	1	0	1.335	1.000	89	7	0	1.41	
I	I1	62	35	0	1.120	1.000	92	10	0	1.40	
I1	I2	323	5	0	1.460	1.200	94	21	0	1.40	
I2	I5	314	24	0	1.305	1.000	88	59	0	1.44	
I5	I6	313	51	0	1.190	1.000	96	59	0	1.43	
I6	I7	291	41	0	1.270	1.000	96	47	0	1.43	
I7	I8	301	31	0	1.415	1.000	93	48	0	1.44	
I8	I9	290	50	0	1.290	1.000	89	59	0	1.40	
I9	I10	296	45	0	1.270	1.000	94	14	0	1.42	
	I2										
I2	I3	18	24	0	1.285	1.000	83	50	0	1.44	
	I2										
I2	I4	217	56	0	1.225	1.000	91	21	0	1.44	
I4	I4.1	190	43	0	1.040	1.000	97	43	0	1.43	
Ramal G											
	32										
32	G	162	2	0	1.895	1.600	87	45	0	1.37	

G	G1	148	59	0	1.105	1.000	96	29	0	1.47
Ramal F										
	31									
31	F	152	52	0	1.245	1.000	92	36	0	1.43
F	F1	168	22	0	1.210	1.000	102	59	0	1.43
Ramal E										
	30									
30	E	321	39	0	1.205	1.000	88	47	0	1.38
E	E1	320	28	0	1.195	1.000	96	52	0	1.40
E1	E2	316	0	0	1.730	1.700	97	28	0	1.41
E2	E3	313	31	0	1.180	1.000	98	55	0	1.41

Tabla XIX. Libreta topográfica de la red de distribución (radiaciones)

RADIACIONES										
Est.	P.O.	Deflexión			Hilos		Angulo Vertical			Altura Instrumento
		°	'	"	Superior	Medio	°	'	"	
Ramal principal										
	38									
38	R1	252	45	0	2.275	2.100	90	12	0	1.36
	44									
44	R1	140	40	0	1.430	1.000	98	41	0	1.48
	47									
47	R1	241	59	0	1.425	1.000	89	0	0	1.48
	53									
53	R5	80	7	0	1.330	1.000	92	50	0	1.51
53	R6	48	57	0	1.315	1.000	88	11	0	1.51
Ramal J										
	J									
J	R1	162	51	0	1.300	1.000	93	13	0	1.37
Ramal I										
	I4.1									
I4.1	R1	181	11	0	1.065	1.000	85	58	0	1.44
I4.1	R2	244	49	0	1.425	1.000	96	20	0	1.44
	I6									
I6	R4	346	1	0	1.155	1.000	87	53	0	1.43
	I7									
I7	R1	162	43	0	1.120	1.000	95	50	0	1.44
	I9									
I9	R4	197	13	0	1.200	1.000	98	13	0	1.42
	I10									
I10	R1	331	12	0	1.225	1.000	96	23	0	1.40
I10	R2	159	55	0	1.155	1.000	92	27	0	1.40
Ramal G										

	G1									
G1	R1	157	9	0	1.160	1.000	103	53	0	1.37
Ramal E										
	E2									
E2	R1	255	38	0	1.170	1.000	87	0	0	1.41
	E3									
	R1	66	33	0	1.785	1.400	92	43	0	1.39
E3	R7	256	48	0	0.435	0.300	82	38	0	1.39
E3	R8	325	41	0	1.275	1.000	99	34	0	1.39

APÉNDICE B

Tabla XX. Cálculo hidráulico

Est.	P.O	Caminamiento mts	Caudal lts/seg	# Casas por ramal	Longitud mts.	C	Cota de terreno		Diferencia de alturas	Ø teórico plg.	Ø comercial plg.	hf mts
							inicial	final				
Ramal principal												
	41	0	2.88	1		150	1033.25	1033.25	0		0	0
	40	33.75	2.86	2	17.51	150	1033.25	1030.33	2.92	1.49	2.5	0.23
	39	51.26	2.82	3	30.75	150	1030.33	1027.14	3.19	1.63	2.5	0.4
	38	82.01	2.76	1	87.6	150	1027.14	1024.02	3.12	2.01	2.5	1.09
	37	169.61	2.74	1	25.59	150	1024.02	1012.15	11.87	1.19	2.5	0.31
	36	195.2	2.72		85.94	150	1012.15	1008.51	3.64	1.93	2.5	1.04
	36	195.2	2.72	1			1012.15	1008.51				
	36	43	2.7	4	43	150	1008.51	1009.1	0.59	2.43	2.5	0.51
	43	44	2.62	2	70.94	150	1009.1	1007.42	1.68	2.15	2.5	0.8
	44	45	2.58	4	71.93	150	1007.42	1010.18	2.76	1.93	2.5	0.79
	45	46	2.5	4	69.75	150	1010.18	1014.88	4.7	1.7	2.5	0.72
	46	47	2.42	4	106.91	150	1014.88	1012.29	2.59	2.07	2.5	1.04
	47	48	2.34	3	71	150	1012.29	1012.46	0.17	3.29	2.5	0.65
	48	49	2.28	4	86.94	150	1012.46	1010.7	1.76	2.1	2.5	0.76
	49	50	2.2	2	61.91	150	1010.7	1013.52	2.82	1.76	2.5	0.5
	50	51	2.16	4	73.55	150	1013.52	1008	5.52	1.57	2.5	0.58
	51	52	2.08	3	76.2	150	1008	1000.7	7.3	1.48	2.5	0.56
	52	53	2.02		98.79	150	1000.7	1005.8	5.1	1.66	2.5	0.69
	36	195.2	2.72			150		1008.51				
	35	281.14	2.72	4	47	150	1008.51	1005.78	2.73	1.81	2.5	0.57
	34	328.14	2.64	3	46.96	150	1005.78	1005.63	0.15	3.25	2.5	0.54
	33	375.1	2.58	4	85	150	1005.63	1006.54	0.91	2.51	2.5	0.93
	32	460.1	2.5	3	68.99	150	1006.54	1006.29	0.25	3.1	2.5	0.71
	31	529.09	2.44	2	48.93	150	1006.29	1006.79	0.5	2.48	2.5	0.48
	30	578.02	2.4		62.63	150	1006.79	1008.16	1.37	2.11	2.5	0.6
Ramal k												
	37	169.61	2.74	3				1012.15				
	37	k	188.52	2	18.91	150	1012.15	1013.84	1.69	1.65	2	0.66
	k	k1	276.49	2.64	87.97	150	1013.84	1015.96	2.12	2.14	2	2.98
Ramal M												
	36	195.2	2.72	3				1008.51				
	36	M	243.59	2.66	48.39	150	1008.51	1003.47	5.04	1.59	2	1.66
	M	M1	423	2.64	179.41	150	1003.47	986.88	16.59	1.63	2	6.07
	M1	M2	461	2.62	38	150	986.88	987.22	0.34	2.62	2	1.27
Ramal J												
	34	328.14	2.64	3				1005.63				
	34	J	368.1	2.58	39.96	150	1005.63	1004.86	0.77	2.23	2	1.3
Ramal I												
	33	375.1	2.58	3				1006.54				

33	I	442.08	2.52	2	66.98	150	1006.54	1007.98	1.44	2.16	2	2.08
I	I1	466.05	2.48	1	23.97	150	1007.98	1007.47	0.51	2.15	2	0.72
I1	I2	517.75	2.46	1	51.7	150	1007.47	1003.74	3.73	1.67	2	1.54
I2	I5	578.73	2.44	2	60.98	150	1003.74	1005.26	1.52	2.07	2	1.78
I5	I6	616.17	2.4	2	37.44	150	1005.26	1001.1	4.16	1.51	2	1.06
I6	I7	669.42	2.36	2	53.25	150	1001.1	995.2	5.9	1.5	2	1.47
I7	I8	752.06	2.32	1	82.64	150	995.2	990.15	5.05	1.69	2	2.2
I8	I9	810.06	2.3	1	58	150	990.15	990.57	0.42	2.61	2	1.52
I9	I10	863.77	2.28		53.71	150	990.57	987.01	3.56	1.65	2	1.39
	I2	517.75	2.46	1				1003.74				
I2	I3	574.09	2.44		56.34	150	1003.74	1010.26	6.52	1.51	1.5	6.69
	I2	517.75	2.46	1				1003.74				
I2	I4	562.73	2.44	2	44.98	150	1003.74	1003.12	0.62	2.33	1.5	5.34
I4	I4.1	570.59	2.4		7.86	150	1003.12	1002.48	0.64	1.61	1.5	0.91

Ramal G

	32	460.1	2.5	3				1006.29				
32	G	519.01	2.44	1	58.91	150	1006.29	1008.38	2.09	1.92	1.5	7
G	G1	539.74	2.42		20.73	150	1008.38	1006.49	1.89	1.58	1.5	2.43

Ramal F

	31	529.09	2.44	2				1006.79				
31	F	577.99	2.4	1	48.9	150	1006.79	1005	1.79	1.9	1.5	5.63
F	F1	617.87	2.38		39.88	150	1005	996.23	8.77	1.31	1.5	4.52

Ramal E

	30	578.02	2.4	3				1008.16				
30	E	619	2.34	2	40.98	150	1008.16	1009.41	1.25	1.95	1.5	4.51
E	E1	657.44	2.3	2	38.44	150	1009.41	1005.18	4.23	1.49	1.5	4.09
E1	E2	663.34	2.26	1	5.9	150	1005.18	1004.11	1.07	1.34	1.5	0.61
E2	E3	698.48	2.24		35.14	150	1004.11	999.01	5.1	1.39	1.5	3.56

Est.	P.O	Velocidad	Chequeo	Cota Piezométrica		Presión Dinámica		chequea CP > CT
		mts. /seg.....		de velocidad	inicial	final	inicial	

Ramal principal

	41						1033.25		0			
	40	0.9015		correcto	1033.25	1033.02	0	2.69		CHEQUEA		
	39	0.8889		correcto	1033.02	1032.62	2.69	5.48		CHEQUEA		
	38	0.87		correcto	1032.62	1031.53	5.48	7.51		CHEQUEA		
	37	0.8636		correcto	1031.53	1031.22	7.51	19.07		CHEQUEA		
	36	0.8573		correcto	1031.22	1030.18	19.07	21.67		CHEQUEA		
	36					1030.18						
36	43	0.851		correcto	1030.18	1029.67	0	20.57		CHEQUEA		
43	44	0.8258		correcto	1029.67	1028.87	20.57	21.45		CHEQUEA		
44	45	0.8132		correcto	1028.87	1028.08	21.45	17.9		CHEQUEA		
45	46	0.788		correcto	1028.08	1027.36	17.9	12.48		CHEQUEA		
46	47	0.7628		correcto	1027.36	1026.32	12.48	14.03		CHEQUEA		
47	48	0.7376		correcto	1026.32	1025.67	14.03	13.21		CHEQUEA		
48	49	0.7187		correcto	1025.67	1024.91	13.21	14.21		CHEQUEA		
49	50	0.6934		correcto	1024.91	1024.41	14.21	10.89		CHEQUEA		
50	51	0.6808		correcto	1024.41	1023.83	10.89	15.83		CHEQUEA		
51	52	0.6556		correcto	1023.83	1023.27	15.83	22.57		CHEQUEA		

52	53	0.6367	correcto	1023.27	1022.58	22.57	16.78	CHEQUEA
	36				1030.18			
	35	0.8573	correcto	1030.18	1029.61	0	23.83	CHEQUEA
	34	0.8321	correcto	1029.61	1029.07	23.83	23.44	CHEQUEA
	33	0.8132	correcto	1029.07	1028.14	23.44	21.6	CHEQUEA
	32	0.788	correcto	1028.14	1027.43	21.6	21.14	CHEQUEA
	31	0.7691	correcto	1027.43	1026.95	21.14	20.16	CHEQUEA
	30	0.7565	correcto	1026.95	1026.35	20.16	18.19	CHEQUEA

Ramal k

	37				1031.22	0	19.07	CHEQUEA
37	k	1.3199	correcto	1031.22	1030.56	19.07	16.72	CHEQUEA
k	k1	1.3002	correcto	1030.56	1027.58	16.72	11.62	CHEQUEA

Ramal M

	36				1030.18	0	21.67	CHEQUEA
36	M	1.3101	correcto	1030.18	1028.52	21.67	25.05	CHEQUEA
M	M1	1.3002	correcto	1028.52	1022.45	25.05	35.57	CHEQUEA
M1	M2	1.2904	correcto	1022.45	1021.18	35.57	33.96	CHEQUEA

Ramal J

	34				1029.07			
34	J	1.2707	correcto	1029.07	1027.77	0	22.91	CHEQUEA

Ramal I

	33				1028.14			
33	I	1.2411	correcto	1028.14	1026.06	0	18.08	CHEQUEA
I	I1	1.2214	correcto	1026.06	1025.34	18.08	17.87	CHEQUEA
I1	I2	1.2116	correcto	1025.34	1023.8	17.87	20.06	CHEQUEA
I2	I5	1.2017	correcto	1023.8	1022.02	20.06	16.76	CHEQUEA
I5	I6	1.182	correcto	1022.02	1020.96	16.76	19.86	CHEQUEA
I6	I7	1.1623	correcto	1020.96	1019.49	19.86	24.29	CHEQUEA
I7	I8	1.1426	correcto	1019.49	1017.29	24.29	27.14	CHEQUEA
I8	I9	1.1328	correcto	1017.29	1015.77	27.14	25.2	CHEQUEA
I9	I10	1.1229	correcto	1015.77	1014.38	25.2	27.37	CHEQUEA
	I2				1023.8			
I2	I3	2.1364	correcto	1023.8	1017.11	0	6.85	CHEQUEA
	I2				1023.8			
I2	I4	2.1364	correcto	1023.8	1018.46	0	15.34	CHEQUEA
I4	I4.1	2.1013	correcto	1018.46	1017.55	15.34	15.07	CHEQUEA

Ramal G

	32				1027.43			
32	G	2.1364	correcto	1027.43	1020.43	0	12.05	CHEQUEA
G	G1	2.1188	correcto	1020.43	1018	12.05	11.51	CHEQUEA

Ramal F

	31				1026.95	0	20.16	
31	F	2.1013	correcto	1026.95	1021.32	20.16	16.32	CHEQUEA
F	F1	2.0838	correcto	1021.32	1016.8	16.32	20.57	CHEQUEA

Ramal E

	30				1026.35			
30	E	2.0488	correcto	1026.35	1021.84	0	12.43	CHEQUEA
E	E1	2.0138	correcto	1021.84	1017.75	12.43	12.57	CHEQUEA
E1	E2	1.9788	correcto	1017.75	1017.14	12.57	13.03	CHEQUEA
E2	E3	1.9612	correcto	1017.14	1013.58	13.03	14.57	CHEQUEA

APÉNDICE C

Tabla XXI. Exámenes de agua



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-200 059
O.T. No. 20 789		CONTROL DE CALIDAD DE AGUA
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERIA</u>	PROYECTO:
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Derick Hernández</u>	DEPENDENCIA:
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea San José El Carrizal</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:
FUENTE:	<u>La Ciénaga</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:
MUNICIPIO:	<u>Jalapa</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Jalapa</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN
ASPECTO:	<u>clara</u>	COLOR RESIDUAL
OLOR:	<u>inodora</u>	

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	++++-
01,00 cm ³	+++++	+++++	-----
00,10 cm ³	+++++	+++++	-----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 16 x 10 ²	13

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 20TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua se encuentra enmarcada en la clasificación I, calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales para fuentes de agua de la Organización Mundial de la Salud.

Guatemala, 2006-09-05

Vo.Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII / USAC



Zénon Augusto Barrios
 Ing. Químico C. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





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

O.T. No. 20 789		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-200 059
INTERESADO	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD DE AGUA	
MUESTRA RECOLECTADA POR	Derick Hernández	DEPENDENCIA:	U.S.A.C.	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Aldea San José El Carrizal	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-10-23; 10h33min	
FUENTE:	La Ciénaga	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2006-10-23; 16 h 15min.	
MUNICIPIO:	Jalapa	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Con refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Jalapa	SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN Lig. cantidad
ASPECTO:	clara	COLOR RESIDUAL	----	
OLOR:	inodora			

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	++++-
01,00 cm ³	+++++	+++++	-----
00,10 cm ³	+++++	+++++	-----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 16 x 10 ²	13

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 20TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua se encuentra enmarcada en la clasificación I, calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales para fuentes de agua de la Organización Mundial de la Salud.

Guatemala, 2006-09-05

Vo.Bo. 
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII / USAC




 Zelón Yucá Barrios
 Ing. Químico C. No. 420
 M. S. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio

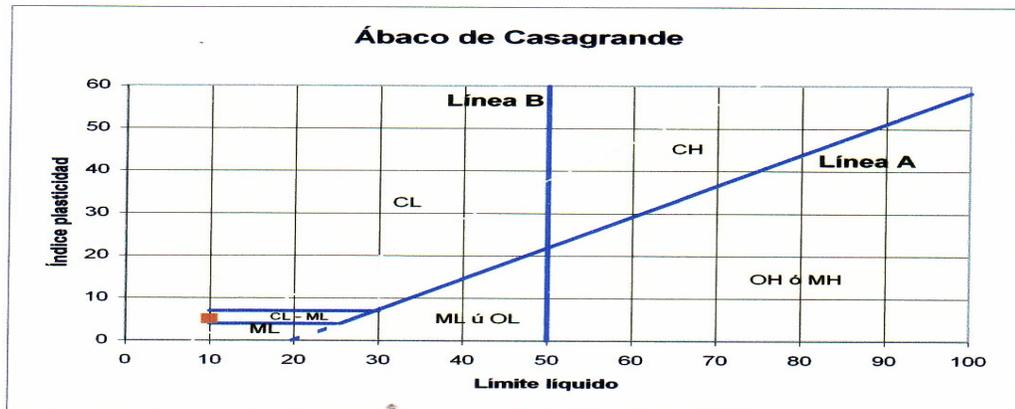
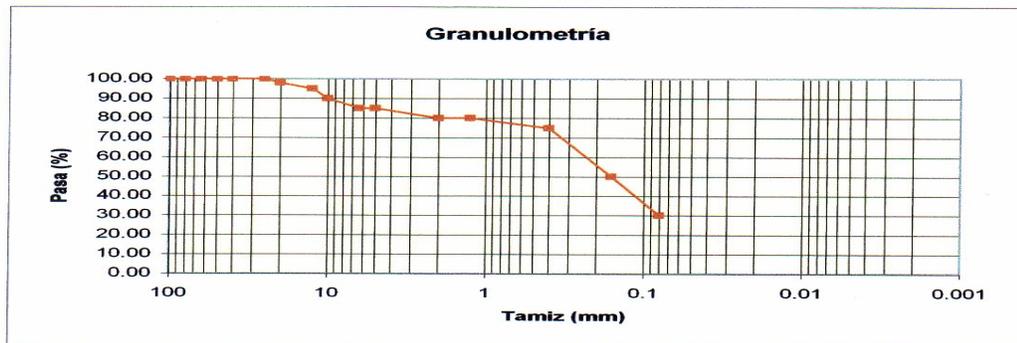


APÉNDICE D

Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido acumulado (%)	Retenido parcial (%)
100	100.00	100.00	0.00	0.00
80	100.00	100.00	0.00	0.00
63	100.00	100.00	0.00	0.00
50	100.00	100.00	0.00	0.00
40	100.00	100.00	0.00	0.00
25	100.00	100.00	0.00	0.00
20	98.00	98.00	2.00	2.00
12.5	95.00	95.00	5.00	3.00
10	90.00	90.00	10.00	5.00
6.3	85.00	85.00	15.00	5.00
5	85.00	85.00	15.00	0.00
2	80.00	80.00	20.00	5.00
1.25	80.00	80.00	20.00	0.00
0.4	75.00	75.00	25.00	5.00
0.160	50.00	50.00	50.00	25.00
0.080	30.00	30.00	70.00	20.00

Límite líquido LL	10.00	%
Límite plástico LP	5.00	%
Índice plasticidad IP	5.00	%

Pasa tamiz N° 4 (5mm):	85.00	%
Pasa tamiz N° 200 (0.080 mm):	30.00	%
D ₆₀ :	0.26	mm
D ₃₀ :	0.08	mm
D ₁₀ (diámetro efectivo):		mm
Coeficiente de uniformidad (Cu):		
Grado de curvatura (Cc):		



Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)
 Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
Arena arcilloso-limosa SC-SM

Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)
100	100.00	100.00
80	100.00	100.00
63	100.00	100.00
50	100.00	100.00
40	100.00	100.00
25	100.00	100.00
20	100.00	100.00
12.5	100.00	100.00
10	95.00	95.00
6.3	85.00	85.00
5	80.00	80.00
2	80.00	80.00
1.25	75.00	75.00
0.4	60.00	60.00
0.160	50.00	50.00
0.080	40.00	40.00

D60:
D30:
D10 (diámetro efectivo):
 Coeficiente de uniformidad (Cu):
 Grado de curvatura (Cc):

0.40 mm
mm
mm

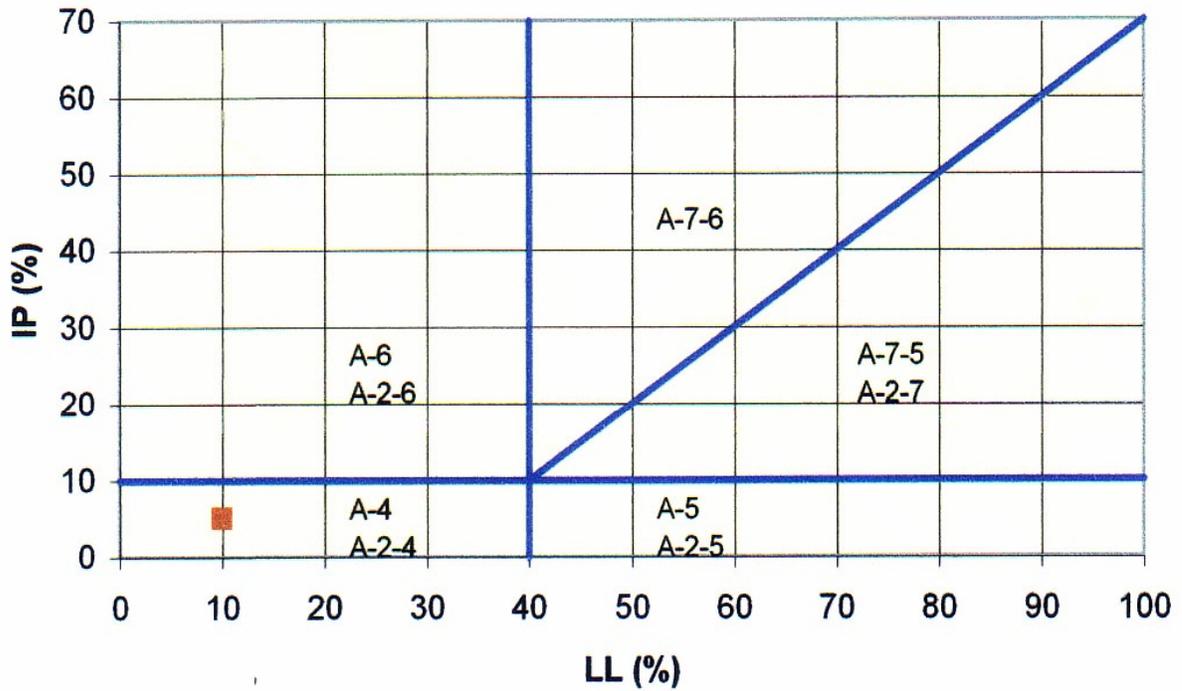
Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)
 Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).
Arena limosa con grava SM

Limite líquido, LL:	0.001%
Limite plástico, LP:	0.001%
Indice plasticidad, IP:	0.001%

Arena limosa con grava SM

Clasificación AAHSTO

Clasificación fracción limoso-arcillosa (AAHSTO)



Material granular

Excelente a bueno como subgrado

A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa

Valor del índice de grupo (IG):

0

Calculo de la Tensión admisible, Terzaghi

(Condiciones drenadas o sin drenar)

Ecuación general de Terzaghi
(condiciones drenadas):

$$q_h = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F}$$

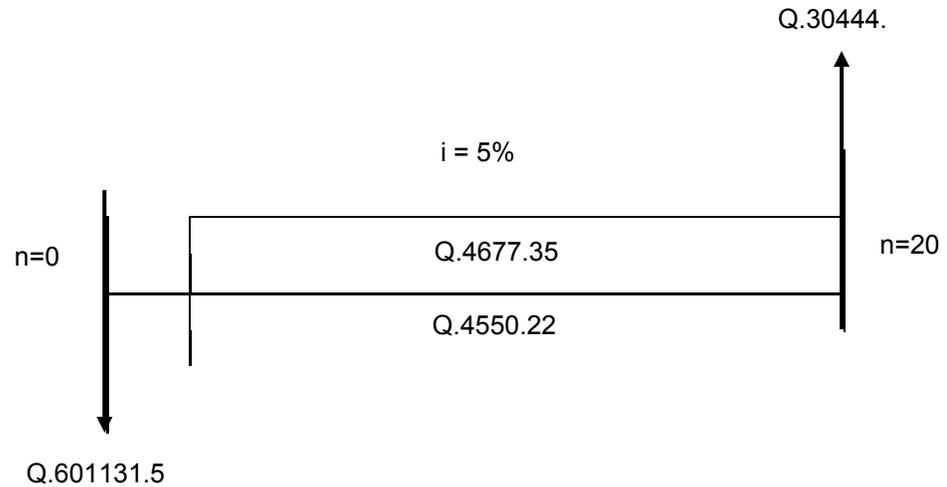
$q_{adm} =$

1.98 kg/cm²

Ángulo rozamiento interno ϕ :	20 °	20 °
Peso específico suelo, γ :	2.00 gr/cm ³	0.0020 kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	0.50 m	50 cm
Tensión vertical, q:		0.10 kg/cm ³
Cohesión, c:	0.33 kg/cm ²	0.33 kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3	3
Ancho cimentación, B:	1.00 m	100 cm
Factores capacidad carga	N_c :	14.83
	N_q :	6.40
	N_γ :	3.93

APÉNDICE E

Calculo del valor presente Y TIR



Datos

Inversion: Q. 601131.52

Ingresos: Q. 4677.35

Egresos: Q. 4550.22

Valor de Rescate: Q. 30444.00

Interes: 5%

$$VPN = (4677.35 - 4550.22)(P/A, 5\%, 20) + 30444(P/F, 5\%, 20) - 601131.52$$

$$VPN = Q. -588073.18$$

VPN

TIR

12142179.2631

0.001%

0

X

i = 4.7691%

-588073.18

5%

Por ser un proyecto social se calcula el TIR con una tasa de interés en el cual únicamente sea un proyecto autofinanciable, sin finalidades de lucro.

APÉNDICE F

Tabla XXII. Integración de costos unitarios del proyecto de agua Potable para la aldea San José el Carrizal

Descripción del renglón	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo total	Costo por renglón
Línea de conducción y distribución					
Tubería PVC Ø 3" 160 PSI	U	414	Q 260.00	Q 107,640.00	
Tubería PVC Ø 2 1/2" 160 PSI	U	312	Q 170.00	Q 53,040.00	
Tubería PVC Ø 2" 160 PSI	U	242	Q 105.00	Q 25,410.00	
Tubería PVC Ø 1 1/2" 160 PSI	U	180	Q 80.00	Q 14,400.00	
Tubería PVC Ø 1" 160 PSI	U	100	Q 42.00	Q 4,200.00	
Tubería PVC Ø 3/4" 160 PSI	U	172	Q 40.00	Q 6,880.00	
Tubería PVC Ø 1/2" 160 PSI	U	175	Q 30.00	Q 5,250.00	
Codo de 45° PVC Ø 3"	U	2	Q 60.00	Q 120.00	
Codo de 45° PVC Ø 1 1/2"	U	1	Q 14.00	Q 14.00	
Codo de 45° PVC Ø 2"	U	2	Q 18.00	Q 36.00	
Codo de 90° PVC Ø 1"	U	2	Q 10.00	Q 20.00	
Codo de 90° PVC Ø 1/2"	U	45	Q 3.00	Q 135.00	
Válvula de control BR Ø 1/2"	U	21	Q 240.00	Q 5,040.00	
Válvula de control BR Ø 3/4"	U	2	Q 250.00	Q 500.00	
Válvula de control BR Ø 1"	U	2	Q 450.00	Q 900.00	
Válvula de control BR Ø 2"	U	5	Q 600.00	Q 3,000.00	
Válvula de control BR Ø 2 1/2"	U	1	Q 600.00	Q 600.00	
Válvula de control BR Ø 3"	U	1	Q 600.00	Q 600.00	
Red BHUSH PVC Ø 3" x 2 1/2"	U	1	Q 50.00	Q 50.00	
Red BHUSH PVC Ø 3" x 2"	U	1	Q 50.00	Q 50.00	
Red BHUSH PVC Ø 2" x 1"	U	1	Q 10.00	Q 10.00	
Red BHUSH PVC Ø 3/4" x 1/2"	U	3	Q 3.00	Q 9.00	
Red BHUSH PVC Ø 1" x 1/2"	U	3	Q 5.00	Q 15.00	
Pichacha BR Ø 1"	U	2	Q 75.00	Q 150.00	
Pichacha BR Ø 3/4"	U	2	Q 60.00	Q 120.00	
Adaptador hembra PVC Ø 3"	U	1	Q 55.00	Q 55.00	
Adaptador hembra PVC Ø 2"	U	1	Q 8.00	Q 8.00	
Adaptador hembra PVC Ø 1"	U	2	Q 4.00	Q 8.00	
Adaptador hembra PVC Ø 3/4"	U	2	Q 3.00	Q 6.00	
Adaptador macho PVC Ø 1/2"	U	96	Q 2.00	Q 192.00	
Adaptador macho PVC Ø 3/4"	U	6	Q 3.00	Q 18.00	
Adaptador macho PVC Ø 1"	U	6	Q 5.00	Q 30.00	
Adaptador macho PVC Ø 2"	U	18	Q 10.00	Q 180.00	
Adaptador macho PVC Ø 1 1/2"	U	2	Q 7.00	Q 14.00	
Adaptador macho PVC Ø 2 1/2"	U	4	Q 26.00	Q 104.00	
Tee RED PVC Ø 3" x 1"	U	1	Q 95.00	Q 95.00	
Tee RED PVC Ø 3" x 1/2"	U	2	Q 95.00	Q 190.00	
Tee RED PVC Ø 2 1/2" x 1/2"	U	3	Q 85.00	Q 255.00	
Tee RED PVC Ø 2" x 1/2"	U	8	Q 30.00	Q 240.00	
Tee RED PVC Ø 1" x 1/2"	U	9	Q 15.00	Q 135.00	
Tee RED PVC Ø 3/4" x 1/2"	U	3	Q 7.00	Q 21.00	

Tee PVC Ø 3/4"	U	1	Q	5.00	Q	5.00
Tee	U	16	Q	3.00	Q	48.00
Válvula de pila BR Ø 2"	U	7	Q	25.00	Q	175.00
Válvula .aut. de aire BR Ø 3/4"	U	1	Q	75.00	Q	75.00
Válvula de flote BR Ø 1/2"	U	3	Q	75.00	Q	225.00
Válvula de flote BR Ø 3/4"	U	1	Q	85.00	Q	85.00
Válvula de flote BR Ø 1"	U	1	Q	125.00	Q	125.00
Válvula de flote BR Ø 2.1/2"	U	1	Q	350.00	Q	350.00
Niple 1' H.G. Ø 1/2"	U	30	Q	45.00	Q	1,350.00
Niple 5' H.G. Ø 1/2"	U	30	Q	85.00	Q	2,550.00
Llave de chorro H.G. Ø 1/2"	U	30	Q	25.00	Q	750.00
Solvente	ROLLO	2.5	Q	175.00	Q	437.50
Wipe	LB	10	Q	9.00	Q	90.00
MANO DE OBRA					Q	13,297.50
					Q	249,303.00

Conexión domiciliar

Arena de río	M ³	0.08	Q	140.00	Q	11.20
Piedrín de 1/2"	M ³	0.1	Q	180.00	Q	18.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	PT	12	Q	6.25	Q	75.00
Cemento Tipo Portland	Saco	0.5	Q	40.00	Q	20.00
Clavo de 3" para madera	Lbs	0.25	Q	8.00	Q	2.00
MANO DE OBRA					Q	180.00
					Q	306.20

Clorador Acu-Tab Modelo 3012

Arena de río	M ³	0.2	Q	140.00	Q	28.00
Piedrín 1/2"	M ³	0.1	Q	180.00	Q	18.00
Piedra bola 6"	M ³	0.5	Q	180.00	Q	90.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	U	30	Q	50.00	Q	1,500.00
Parales de 3" x 3" x 9'	U	15	Q	28.69	Q	430.35
Cemento Tipo Portland	SACO	1.5	Q	40.00	Q	60.00
Varillas de hierro 1/2	VARILLA	1	Q	37.33	Q	37.33
Varillas de hierro 3/8	VARILLA	1	Q	21.00	Q	21.00
Varillas de hierro 1/4	VARILLA	1	Q	9.33	Q	9.33
Alambre de amarre	LB	1.5	Q	5.00	Q	7.50
Clavo de 3" para madera	LB	1.5	Q	5.00	Q	7.50
Alambre espigado	ROLLO	0.3	Q	175.00	Q	52.50
Grapa	LB	1	Q	9.00	Q	9.00
Clorador Acu-Tab Modelo 3012	UNIDAD	1	Q	6,000.00	Q	6,000.00
Candado de 60 mm	UNIDAD	1	Q	115.00	Q	115.00
MANO DE OBRA					Q	4,250.00
					Q	12,635.52

Tanque de distribución de 30 m³

Cemento Tipo Portland	SACO	306	Q	40.00	Q	12,240.00
Arena de río	M ³	18	Q	140.00	Q	2,520.00
Piedrín	M ³	2	Q	180.00	Q	360.00
Piedra Bola	M ³	44	Q	180.00	Q	7,920.00
Tablas de 1" x 12" x 9'	PT	680	Q	8.00	Q	5,440.00
Parales de 3" x 3" x 9'	PT	189	Q	12.00	Q	2,268.00
Tendales de 3" x 3" x 10'	PT	210	Q	4.25	Q	892.50
Clavo de 3"	LB	48	Q	8.00	Q	384.00
Alambre de Amarre	LB	32	Q	5.00	Q	160.00
Alambre Espigado	ROLLO	2	Q	1.75	Q	3.50

Grapa	LB	2	Q	9.00	Q	18.00
Hierro de 1/4"	VARILLA	18	Q	10.00	Q	180.00
Hierro de 3/8"	VARILLA	76	Q	22.00	Q	1,672.00
Hierro de 1/2"	VARILLA	6	Q	38.00	Q	228.00
Hierro de 5/8"	VARILLA	6	Q	60.00	Q	360.00
Válvula de Compuerta de entrada	U	1	Q	45.00	Q	45.00
Válvula de Compuerta de salida	U	1	Q	45.00	Q	45.00
Tubo PVC 100 PSI Drenaje de 2"	U	2	Q	110.00	Q	220.00
Tubo PVC 3" para respiradero	U	1	Q	100.00	Q	100.00
Codo PVC a 90 de 3"	U	2	Q	60.00	Q	120.00
Codo PVC 125 PSI a 90 de 2" (mínimo)	U	1	Q	75.00	Q	75.00
Sifón a seguir PVC 125 PSI de 2"	U	1	Q	20.00	Q	20.00
Codo PVC a 90 de entrada 3"	U	2	Q	75.00	Q	150.00
Codo PVC a 45 de entrada 3"	U	1	Q	60.00	Q	60.00
Adaptador Hembra PVC por cada salida	U	1	Q	175.00	Q	175.00
Adaptador Macho PVC salida	U	2	Q	180.00	Q	360.00
Adaptador Macho PVC entrada	U	2	Q	180.00	Q	360.00
Pichacha Plástica para salida	U	1	Q	110.00	Q	110.00
Candados de 50 mm	U	4	Q	90.00	Q	360.00
Pintura Anticorrosivo	GALÓN	1	Q	110.00	Q	110.00
Eternocrete	GALÓN	5	Q	210.00	Q	1,050.00
MANO DE OBRA					Q	17,000.00
						Q 55,006.00

Caja de válvula de aire

Cemento Tipo Portland	SACO	2	Q	40.00	Q	80.00
Arena de río	M ³	0.2	Q	140.00	Q	28.00
Piedrín	M ³	0.1	Q	180.00	Q	18.00
Piedra Bola	M ³	0.5	Q	180.00	Q	90.00
Tablas de 1" x 12" x 9'	PT	45	Q	8.00	Q	360.00
Parales de 3" x 3" x 9'	PT	20	Q	12.00	Q	240.00
Clavo de 3"	LB	2	Q	8.00	Q	16.00
Alambre de Amarre	LB	2	Q	5.00	Q	10.00
Hierro de 1/4"	VARILLA	1	Q	10.00	Q	10.00
Hierro de 3/8"	VARILLA	1	Q	22.00	Q	22.00
Hierro de 1/2"	VARILLA	1	Q	38.00	Q	38.00
Válvula de Aire de 1/2"	U	1	Q	1,606.95	Q	1,606.95
Tee reductora, según diámetro a 1/2"	U	1	Q	45.00	Q	45.00
Adaptador Macho PVC de 1/2"	U	1	Q	180.00	Q	180.00
Candados de 50 mm	U	1	Q	90.00	Q	90.00
MANO DE OBRA					Q	1,250.00
						Q 4,083.95

Caja de válvula de limpieza

Cemento Tipo Portland	SACO	2	Q	40.00	Q	80.00
Arena de río	M ³	0.2	Q	140.00	Q	28.00
Piedrín	M ³	0.1	Q	180.00	Q	18.00
Piedra Bola	M ³	0.5	Q	180.00	Q	90.00
Tablas de 1" x 12" x 9'	PT	45	Q	8.00	Q	360.00
Parales de 3" x 3" x 9'	PT	20	Q	12.00	Q	240.00
Clavo de 3"	LB	2	Q	8.00	Q	16.00
Alambre de Amarre	LB	2	Q	5.00	Q	10.00
Hierro de 1/4"	VARILLA	1	Q	10.00	Q	10.00

Hierro de 3/8"	VARILLA	1	Q	22.00	Q	22.00
Hierro de 1/2"	VARILLA	1	Q	38.00	Q	38.00
Válvula de Compuerta para limpieza	U	1	Q	1,516.95	Q	1,516.95
Tubo PVC 125 PSI Drenaje de 2"	U	1	Q	100.00	Q	100.00
Tee reductora, según diámetro	U	1	Q	45.00	Q	45.00
Adaptador Macho PVC para la válvula	U	2	Q	180.00	Q	360.00
Candados de 50 mm	U	1	Q	90.00	Q	90.00
MANO DE OBRA					Q	1,250.00
					Q	4,273.95

Caja y válvula de compuerta

Cemento Tipo Portland	SACO	0.2	Q	40.00	Q	8.00
Arena de río	M ³	0.2	Q	140.00	Q	28.00
Piedrín	M ³	0.1	Q	180.00	Q	18.00
Piedra Bola	M ³	0.1	Q	180.00	Q	18.00
Tablas de 1" x 12" x 9'	PT	5	Q	8.00	Q	40.00
Parales de 3" x 3" x 9'	PT	6	Q	12.00	Q	72.00
Clavo de 3"	LB	0.2	Q	8.00	Q	1.60
Alambre de Amarre	LB	0.2	Q	5.00	Q	1.00
Hierro de 1/4"	VARILLA	0.5	Q	10.00	Q	5.00
Hierro de 3/8"	VARILLA	0.5	Q	22.00	Q	11.00
Válvula de Compuerta para limpieza	U	1	Q	193.50	Q	193.50
Adaptador Macho PVC para la válvula	U	2	Q	15.00	Q	30.00
Candados de 50 mm	U	1	Q	90.00	Q	90.00
MANO DE OBRA					Q	450.00
					Q	966.10

Instalación de bomba

Bomba de 8 HP	U	1	Q	50,000	Q	50,000.00
MANO DE OBRA					Q	2,972.34
					Q	52,972.34

APÉNDICE G

Tabla XXII. Integración de costos unitarios, proyecto construcción del puente vehicular para la aldea La Laguneta

TRABAJOS PRELIMINARES				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
HERRAMIENTA	GLOBAL	1.00	Q 1,500.00	Q 1,500.00
TRANSPORTE	GLOBAL	1.00	Q 15,000.00	Q 15,000.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 16,500.00

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
TRAZO	M2	25.00	Q 5.00	Q 125.00
NIVELACIÓN	M3	30.00	Q 10.00	Q 300.00
ACARREO DE MATERIAL SOBRANTE	M3	20.00	Q 12.00	Q 240.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 665.00
% AYUDANTE				Q 33.25
% PRESTACIONES				Q 465.50
% BONIFICACIÓN				Q 33.25
TOTAL MANO DE OBRA				Q 1,197.00

PRECIO UNITARIO				
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)				Q 17,697.00
COSTOS INDIRECTOS				Q 359.10
TOTAL				Q 18,056.10

EXCAVACIÓN				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
HERRAMIENTA	GLOBAL	1.00	Q 150.00	Q 150.00
MAQUINARIA PARA ROMPER ROCA	GLOBAL	1.00	Q 450.00	Q 450.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 600.00

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL EN ROCA	M ³	1.00	Q 18.00	Q 18.00
ACARREO DE MATERIAL SOBRANTE	M ³	1.00	Q 9.00	Q 9.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 27.00
% AYUDANTE				Q 1.35
% PRESTACIONES				Q 18.90
% BONIFICACIÓN				Q 1.35
TOTAL MANO DE OBRA				Q 48.60

PRECIO UNITARIO				
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)				Q 648.60
COSTOS INDIRECTOS				Q 14.58
TOTAL				Q 663.18

LEVANTADO DE ESTRIBOS				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
CEMENTO	SACOS	5.00	Q 40.00	Q 200.00
ARENA DE RIO	M ³	0.43	Q 140.00	Q 60.20
PIEDRA BOLA	M ³	0.65	Q 180.00	Q 117.00
TOTAL MATERIALES				Q 377.20

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
LEVANTADO DE MURO	M ³	1.00	Q 150.00	Q 150.00
SUB TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 150.00
% AYUDANTE				Q 7.50
% PRESTACIONES				Q 105.00
% BONIFICACIÓN				Q 7.50
TOTAL MANO DE OBRA				Q 270.00

PRECIO UNITARIO			
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)			Q 647.20
COSTOS INDIRECTOS			Q 81.00
TOTAL			Q 728.20

RELLENO ESTRUCTURAL DE APROCHES				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
BALASTO	M ³	1.00	Q 110.00	Q 110.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 110.00

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
COLOCACIÓN Y CONFORMACIÓN	M 3	1.00	Q 25.00	Q 25.00
ACARREO	M3	1.00	Q 12.00	Q 12.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 37.00
% AYUDANTE				Q 1.85
% PRESTACIONES				Q 25.90
% BONIFICACIÓN				Q 1.85
TOTAL MANO DE OBRA				Q 66.60

PRECIO UNITARIO			
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)			Q 176.60
COSTOS INDIRECTOS			Q 52.98
TOTAL			Q 229.58

FORMALETA				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
MADERA	PT	1.00	Q 6.00	Q 6.00
CLAVOS	LB	0.30	Q 5.00	Q 1.50

TOTAL MATERIALES Y EQUIPO	Q	7.50
----------------------------------	----------	-------------

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
FORMALETEADO	M ²	1.00	Q 18.00	Q 18.00
ARMADO DE ANDAMIOS	M ²	1.00	Q 10.00	Q 10.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 28.00
% AYUDANTE				Q 1.40
% PRESTACIONES				Q 19.60
% BONIFICACIÓN				Q 1.40
TOTAL MANO DE OBRA				Q 50.40

PRECIO UNITARIO		
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)	Q	57.90
COSTOS INDIRECTOS	Q	17.37
TOTAL	Q	75.27

ARMADO DE VIGA DE APOYO Y CORONA				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
HIERRO No. 5	VARILLA	1.33	Q 57.00	Q 75.81
HIERRO No. 4	VARILLA	0.67	Q 38.00	Q 25.46
HIERRO No. 5	VARILLA	2.10	Q 57.00	Q 119.70
ALAMBRE DE AMARRE	LB	0.20	Q 8.00	Q 1.60
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 222.57

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
ARMADO DE HIERRO	ML	1.00	Q 10.00	Q 10.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 10.00
% AYUDANTE				Q 0.50
% PRESTACIONES				Q 7.00
% BONIFICACIÓN				Q 0.50
TOTAL MANO DE OBRA				Q 18.00

PRECIO UNITARIO		
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)	Q	240.57
COSTOS INDIRECTOS	Q	72.17
TOTAL	Q	312.74

FUNDICIÓN DE VIGA DE APOYO Y CORONA				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
CEMENTO	SACOS	9.80	Q 40.00	Q 392.00
ARENA DE RIO	M3	0.42	Q 140.00	Q 58.80
GRAVA	M3	0.84	Q 180.00	Q 151.20
TOTAL MATERIALES				Q 602.00

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
FUNDICIÓN DE CONCRETO	M 3	1.00	Q 50.00	Q 50.00
SUB TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 50.00
				% AYUDANTE Q 2.50
				% PRESTACIONES Q 35.00
				% BONIFICACIÓN Q 2.50
				TOTAL MANO DE OBRA Q 90.00

PRECIO UNITARIO				
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)				Q 692.00
			COSTOS INDIRECTOS	Q 207.60
			TOTAL	Q 899.60

ARMADO DE VIGAS PRINCIPALES				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
HIERRO No. 10	VARILLA	0.67	Q 233.00	Q 156.11
HIERRO No. 7	VARILLA	2.33	Q 114.00	Q 265.62
HIERRO No. 5	VARILLA	1.00	Q 56.00	Q 56.00
HIERRO No. 4	VARILLA	0.33	Q 280.00	Q 92.40
HIERRO No. 3	VARILLA	2.50	Q 280.00	Q 700.00
ALAMBRE DE AMARRE	LB	2.50	Q 8.00	Q 20.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 1,290.13

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
ARMADO DE HIERRO	ML	1.00	Q 10.00	Q 10.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 10.00
				% AYUDANTE Q 0.50
				% PRESTACIONES Q 7.00
				% BONIFICACIÓN Q 0.50
				TOTAL MANO DE OBRA Q 18.00

PRECIO UNITARIO				
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)				Q 1,308.13
			COSTOS INDIRECTOS	Q 392.44
			TOTAL	Q 1,700.57

ARMADO DE DIAFRAGMAS				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
HIERRO No. 8	VARILLA	0.50	Q 149.00	Q 74.50
HIERRO No. 5	VARILLA	0.33	Q 58.00	Q 19.14
HIERRO No. 4	VARILLA	0.67	Q 37.00	Q 24.79
HIERRO No. 3	VARILLA	0.67	Q 20.00	Q 13.40
HIERRO No. 8	VARILLA	0.33	Q 149.00	Q 49.17
HIERRO No. 5	VARILLA	0.67	Q 58.00	Q 38.86
HIERRO No. 3	VARILLA	0.17	Q 20.00	Q 3.40
HIERRO No. 3	VARILLA	0.57	Q 20.00	Q 11.40

ALAMBRE DE AMARRE	LB	6.00	Q	8.00	Q	48.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO					Q	282.66

MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)		TOTAL(Q)	
ARMADO DE HIERRO	ML	1.00	Q	6.00	Q	6.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA					Q	6.00
					Q	0.30
					Q	4.20
					Q	0.30
TOTAL MANO DE OBRA					Q	10.80

PRECIO UNITARIO						
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)					Q	293.46
					Q	88.04
				TOTAL	Q	381.50

ARMADO DE LOSA						
MATERIALES Y EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)		TOTAL(Q)	
HIERRO No. 5	VARILLA	1.50	Q	58.00	Q	87.00
HIERRO No. 4	VARILLA	1.50	Q	37.00	Q	55.50
ALAMBRE DE AMARRE	LB	8.00	Q	8.00	Q	64.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO					Q	206.50

MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)		TOTAL(Q)	
ARMADO DE HIERRO	M ²	1.00	Q	12.00	Q	12.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA					Q	12.00
					Q	0.60
					Q	8.40
					Q	0.60
TOTAL MANO DE OBRA					Q	21.60

PRECIO UNITARIO						
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)					Q	228.10
					Q	68.43
				TOTAL	Q	296.53

FUNDICIÓN DE VIGAS, DIAFRAGMAS Y LOSA						
MATERIALES Y EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)		TOTAL(Q)	
CEMENTO	SACOS	9.80	Q	40.00	Q	392.00
ARENA DE RIO	M ³	0.42	Q	140.00	Q	58.80
GRAVA	M ³	0.84	Q	180.00	Q	151.20
TOTAL MATERIALES					Q	602.00

MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)		TOTAL(Q)	
FUNDICIÓN DE CONCRETO	M ³	1.00	Q	45.00	Q	45.00

SUB TOTAL DE MANO DE OBRA		Q	45.00
	% AYUDANTE	Q	2.25
	% PRESTACIONES	Q	31.50
	% BONIFICACIÓN	Q	2.25
	TOTAL MANO DE OBRA	Q	81.00

PRECIO UNITARIO			
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)		Q	683.00
	COSTOS INDIRECTOS	Q	204.90
	TOTAL	Q	887.90

ARMADO Y FUNDICIÓN DE ACERA Y BARANDA				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
CEMENTO	SACOS	9.80	Q 40.00	Q 392.00
ARENA DE RIO	M ³	0.42	Q 140.00	Q 58.80
GRAVA	M ³	0.84	Q 180.00	Q 151.20
HIERRO No. 4	VARILLA	1.17	Q 37.00	Q 43.29
HIERRO No. 3	VARILLA	0.33	Q 20.00	Q 6.60
TUBO GALVANIZADO	U	8.00	Q 275.00	Q 2,200.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 2,851.89

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
ARMADO DE HIERRO	M ²	1.00	Q 6.00	Q 6.00
FUNDICIÓN DE CONCRETO	M ³	1.00	Q 35.00	Q 35.00
COLOCACIÓN DE BARANDA	ML	1.00	Q 30.00	Q 30.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 71.00
	% AYUDANTE			Q 3.55
	% PRESTACIONES			Q 49.70
	% BONIFICACIÓN			Q 3.55
	TOTAL MANO DE OBRA			Q 127.80

PRECIO UNITARIO			
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)		Q	2,979.69
	COSTOS INDIRECTOS	Q	893.91
	TOTAL	Q	3,873.60

JUNTAS ESTRUCTURALES Y ANCLAJE DE VIGA				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
PLANCHA DE 5' X 3' X 1/4 "	U	5.00	Q 705.00	Q 3,525.00
PERNO DE 1" X 12" C/ TUERCA	U	16.00	Q 140.00	Q 2,240.00
PERNO PASANTE DE 1" X 12" C/ TUERCA	U	6.00	Q 170.00	Q 1,020.00
NEOPRENO DE 0.30 X 0.25 X 1/2"	U	4.00	Q 180.00	Q 720.00
ANGULAR DE 2" X 2" x 1/4"	U	6.00	Q 120.00	Q 720.00
PLATINA DE 3" X 3/8	U	4.00	Q 150.00	Q 600.00
ELECTRODO DE 1/8	LB	15.00	Q 16.00	Q 240.00
PINTURA DE ACEITE COLOR AMARILLO	GALÓN	6.00	Q 72.00	Q 432.00
TOTAL MATERIALES Y EQUIPO				Q 9,497.00

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
ARMADO Y COLOCACIÓN	U	8.00	Q 50.00	Q 400.00
FUNDICIÓN DE CONCRETO	ML	30.00	Q 15.00	Q 450.00
COLOCACIÓN DE BARANDA	ML	15.00	Q 20.00	Q 300.00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				Q 1,150.00
% AYUDANTE				Q 57.50
% PRESTACIONES				Q 805.00
% BONIFICACIÓN				Q 57.50
TOTAL MANO DE OBRA				Q 2,070.00

PRECIO UNITARIO				
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)				Q 11,567.00
COSTOS INDIRECTOS				Q 3,470.10
TOTAL				Q 15,037.10

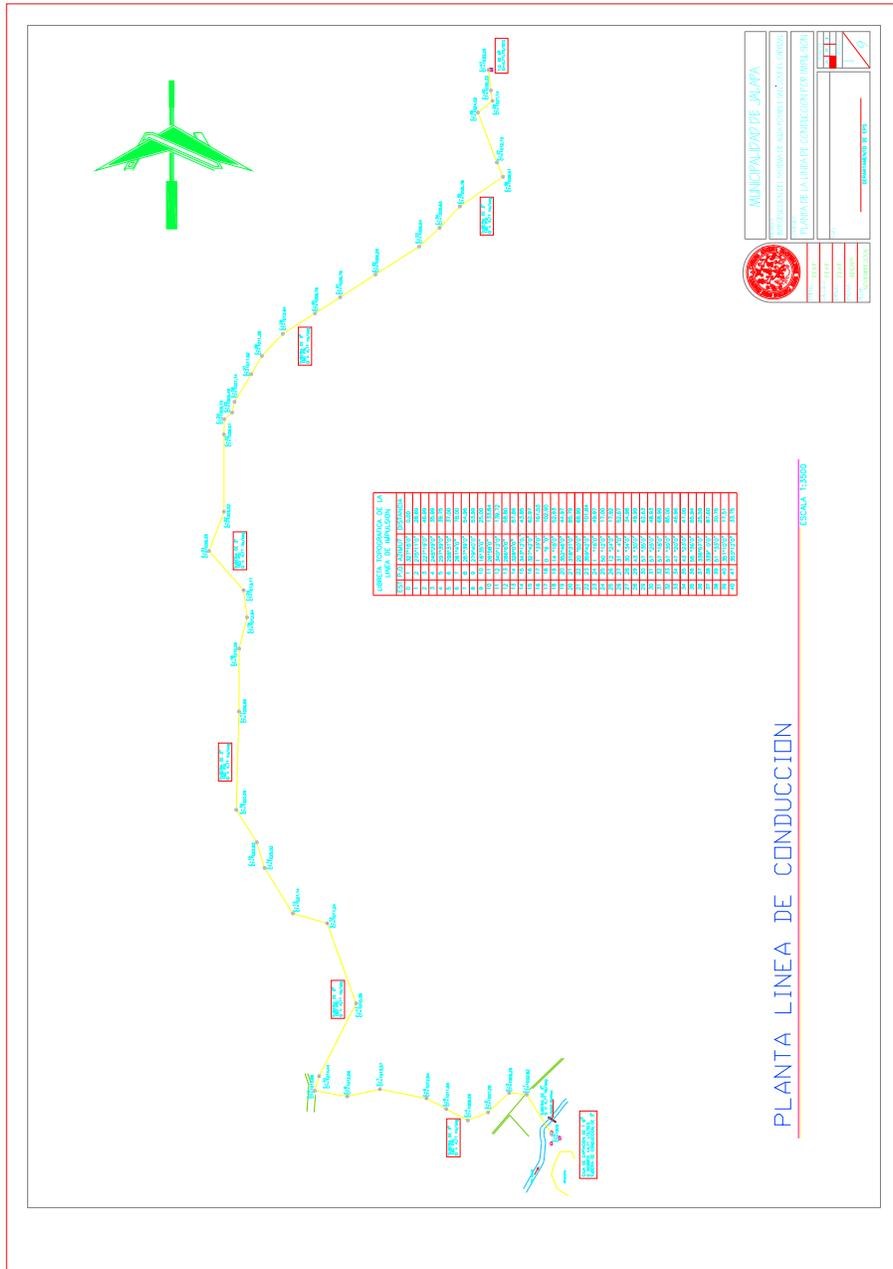
GAVIONES				
MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
GAVIONES	M3	1.00	Q 325.00	Q 325.00
TOTAL MANO DE OBRA				Q 325.00

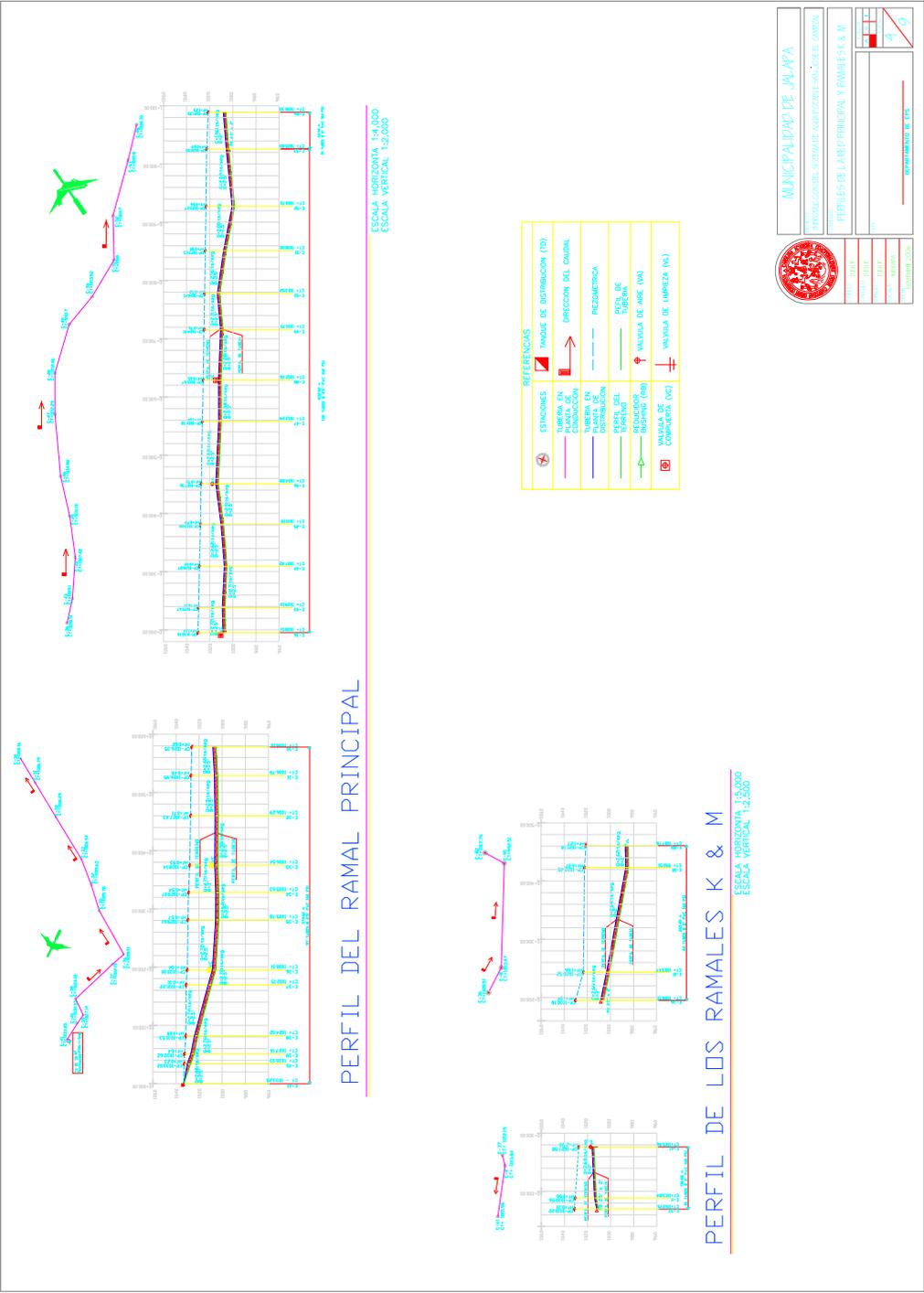
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO(Q)	TOTAL(Q)
COLOCACIÓN DE GAVIONES	M 3	1.00	Q 90.00	Q 90.00
TOTAL DE MANO DE OBRA				Q 90.00
% AYUDANTE				Q 4.50
% PRESTACIONES				Q 369.28
% BONIFICACIÓN				Q 4.50
TOTAL MANO DE OBRA				Q 468.28

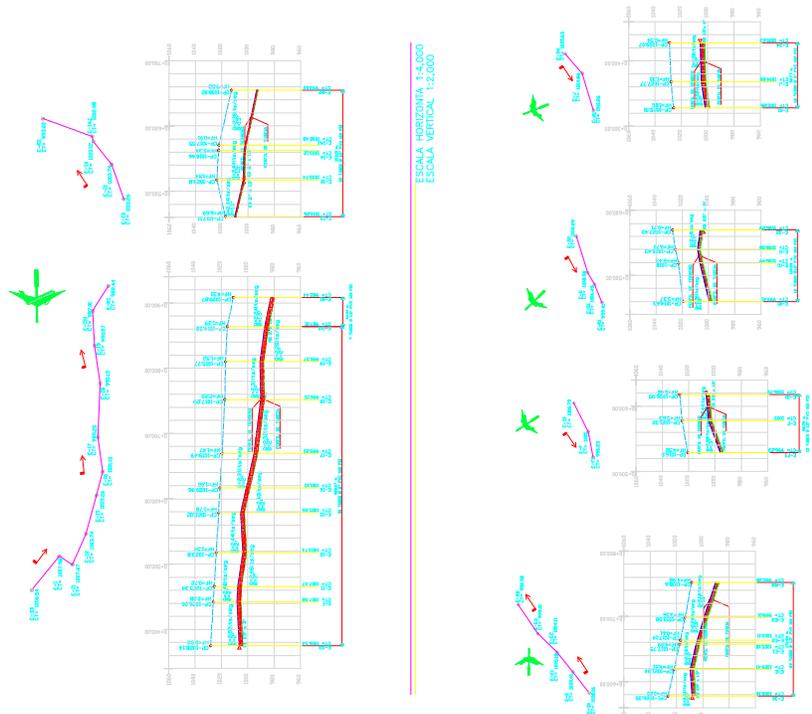
PRECIO UNITARIO				
COSTO (MATERIALES Y EQUIPO + MANO DE OBRA)				Q 793.28
COSTOS INDIRECTOS				Q 237.98

APÉNDICE H

Planos del proyecto de agua Potable para la aldea San José el Carrizal







ESCALA HORIZONTAL 1:4,000
 ESCALA VERTICAL 1:2,000

REFERENCIAS	
	ESTACIONES
	TANQUE DE DISTRIBUCION (TD)
	TUBERIA EN CONDUCCION
	TUBERIA EN DISTRIBUCION
	PERFIL DEL TERRENO
	VALVULA DE AIRE (VA)
	VALVULA DE LIMPIEZA (VL)
	COMPLETOS (C)
	PIEZOMETRICA
	DIRECCION DEL CAUDAL
	PERFIL DE TUBERIA



MUNICIPALIDAD DE JUWAPA

INSTITUCIONAL: SERVICIO AGUAS POTABLES Y ALCANTARILLADO

PROYECTO: PERFILES DE LOS RAMALES E, F, G & J

FECHA: 2018

PROYECTISTA: [Name]

INGENIERO: [Name]

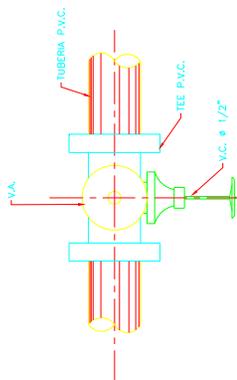
BOLETIN DE OBRAS

5	9
---	---

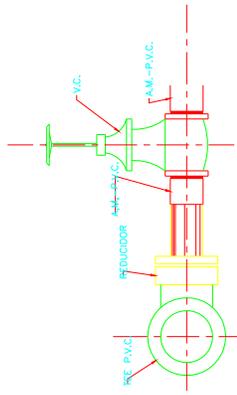
BOLETIN DE OBRAS

PERFIL DE LOS RAMALES E, F, G & J

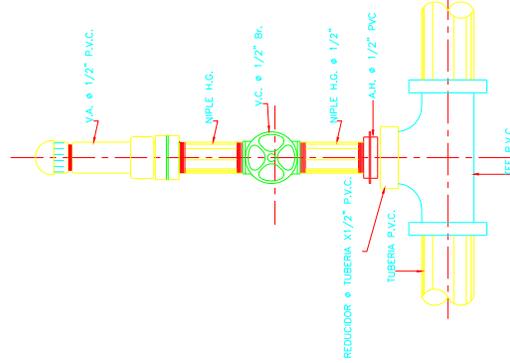
ESCALA HORIZONTAL 1:4,000
 ESCALA VERTICAL 1:2,000



PLANTA
VALVULA DE AIRE

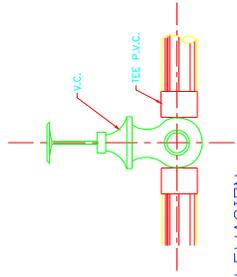


ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.

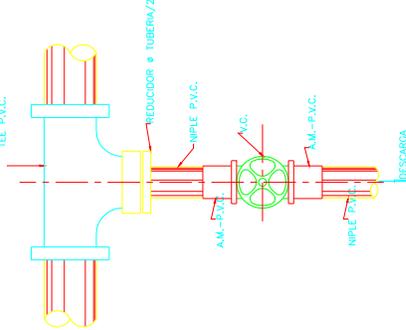


ELEVACION
VALVULA DE AIRE

NOTA:
TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA,
LAS CUALES SE PROTEGERAN CON CAJAS DE CONCRETO, PIEDRA O
LADRILLO TAVUJO, SEGUN SE INDIQUE EN LAS ESPECIFICACIONES
DEL PROYECTO.
LA VALVULA DE AIRE Y COMPUERTA SERA ø 1/2" PARA TUBERIA PRINCIPAL ø 4"



ELEVACION
VALVULA DE LIMPIEZA



PLANTA
VALVULA DE LIMPIEZA

NOTA:
EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD
DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION

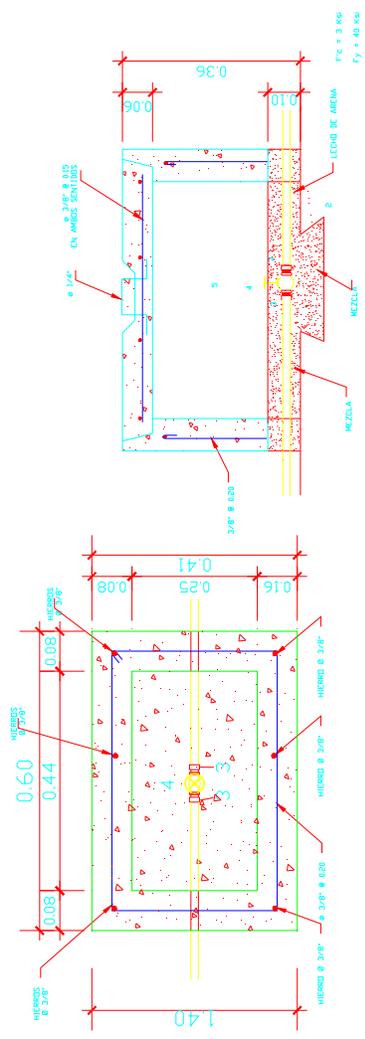
SIMBOLOGIA	
P.V.C.	CLORURO DE POLIUNILO
V.C.	VALVULA DE COMPUERTA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VALVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA

MUNICIPALIDAD DE JALAPA

INVESTIGACIONES, SERVICIOS Y AGUAS POR EL SALUD DE EL RIEGO

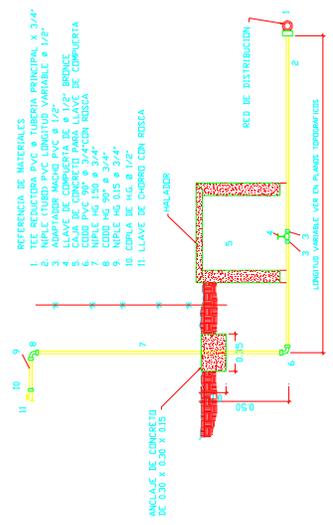
DETALLE DE VALVULAS

PROYECTO	7
FECHA	8
ESCALA	
PROYECTADO POR	
REVISADO POR	
APROBADO POR	
INSTRUMENTO DE EPS	



DETALLE DE CAJA PARA CONTADOR DE AGUA

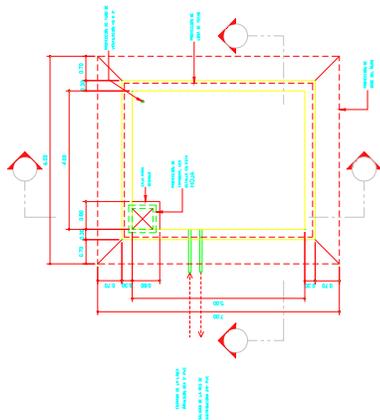
ESCALA 1:5



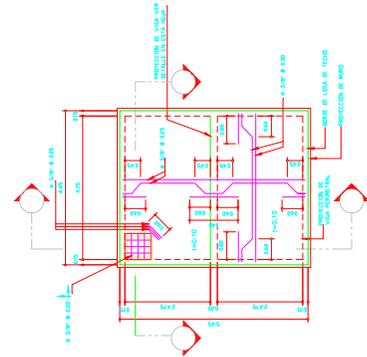
CONEXION DOMICILIAR TIPICA

ESCALA 1:5

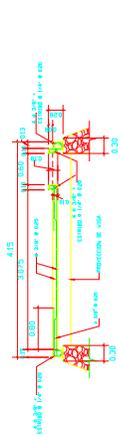
MUNICIPALIDAD DE JALAPA	
MUNICIPIO DE JALAPA - GOBIERNO DEL ESTADO DE QUERETARO	
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION	
PROYECTO: []	
FECHA: []	
AUTOR: []	
REVISOR: []	
AUTORIZADO: []	
BOLETIN DE OBRAS	
[]	



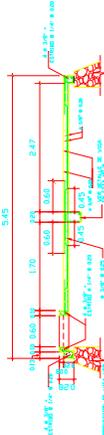
PLANTA DE TANQUE ESCALA 1:75



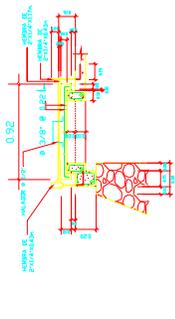
PLANTA DE LOSA DE TECHO ESCALA 1:75



SECCION B-B ESCALA 1:50

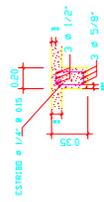


SECCION A-A ESCALA 1:50

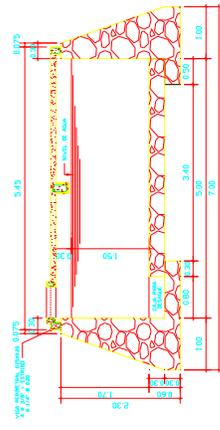


DETALLE DE TAPADERA ESCALA 1:25

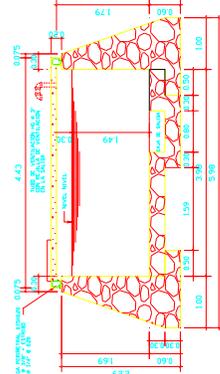
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
CEMENTO	208	KG
ACERO	2.50	M ³
ARENA	31.00	M ³
AGUA	17.00	M ³
TABLA DE PISO BUSTA 1'x1/2'x10"	30	U
PARALES DE 3"x4"x8"	25	U
CAJON DE 3" x 4" x 8"	30	U
REINFORZO DE 1/2"	15	VAR
REINFORZO DE 3/8"	3	VAR
REINFORZO DE 1/2"	3	VAR
REINFORZO DE 3/8"	2	VAR



DETALLE DE VIGA ESCALA 1:25



SECCION C-C ESCALA 1:50



SECCION E-E ESCALA 1:50

NOTAS GENERALES

MATERIALES

1° CEMENTO DE MARCA EMERSON CON ESPESOR DE BARRA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 Lb/Pulg²) A LOS 28 DÍAS

2° ARENA DE REPOSICION DE MARCA EMERSON DE REPOSICION DE

3° TABLAS DE PISO BUSTA 1'x1/2'x10"

4° CAJON DE 3" x 4" x 8"

5° REINFORZO DE 1/2"

6° REINFORZO DE 3/8"

7° LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS

8° LOS REINFORZOS DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SARETA DE 2.5 CM DE ESPESOR

9° LOS REINFORZOS DEBERAN ESTAR EN CONTACTO CON EL CONCRETO

10° EL REINFORZO DEBERA ESTAR EN CONTACTO CON EL CONCRETO

11° EL REINFORZO EN LA LOSA DEBE DE 0.03M



MUNICIPALIDAD DE JALAPA

INSTRUMENTADO POR: **[Firma]**

PROYECTO: **PREFALE PARA CALA DE VALDAS**

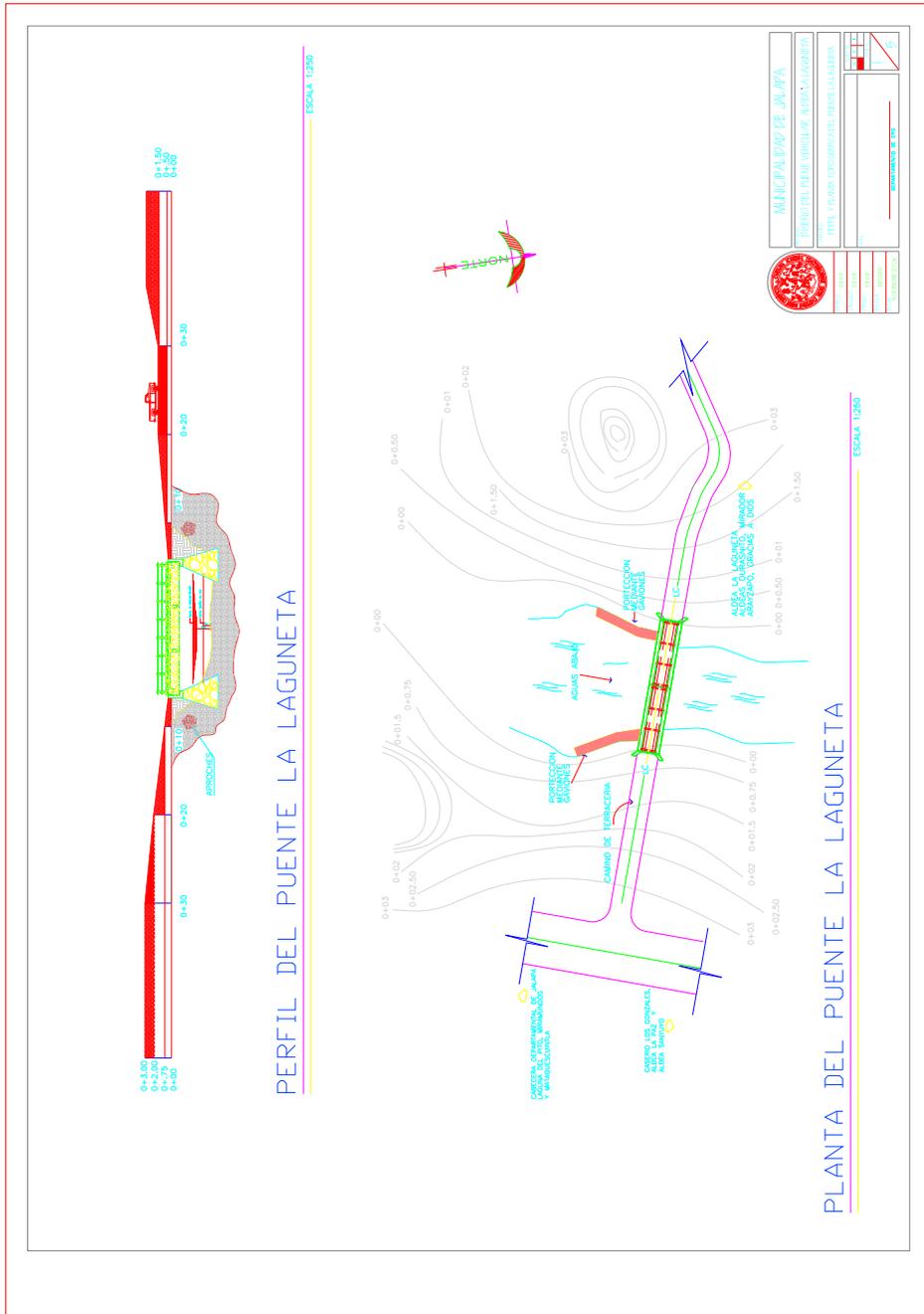
FECHA: **[Fecha]**

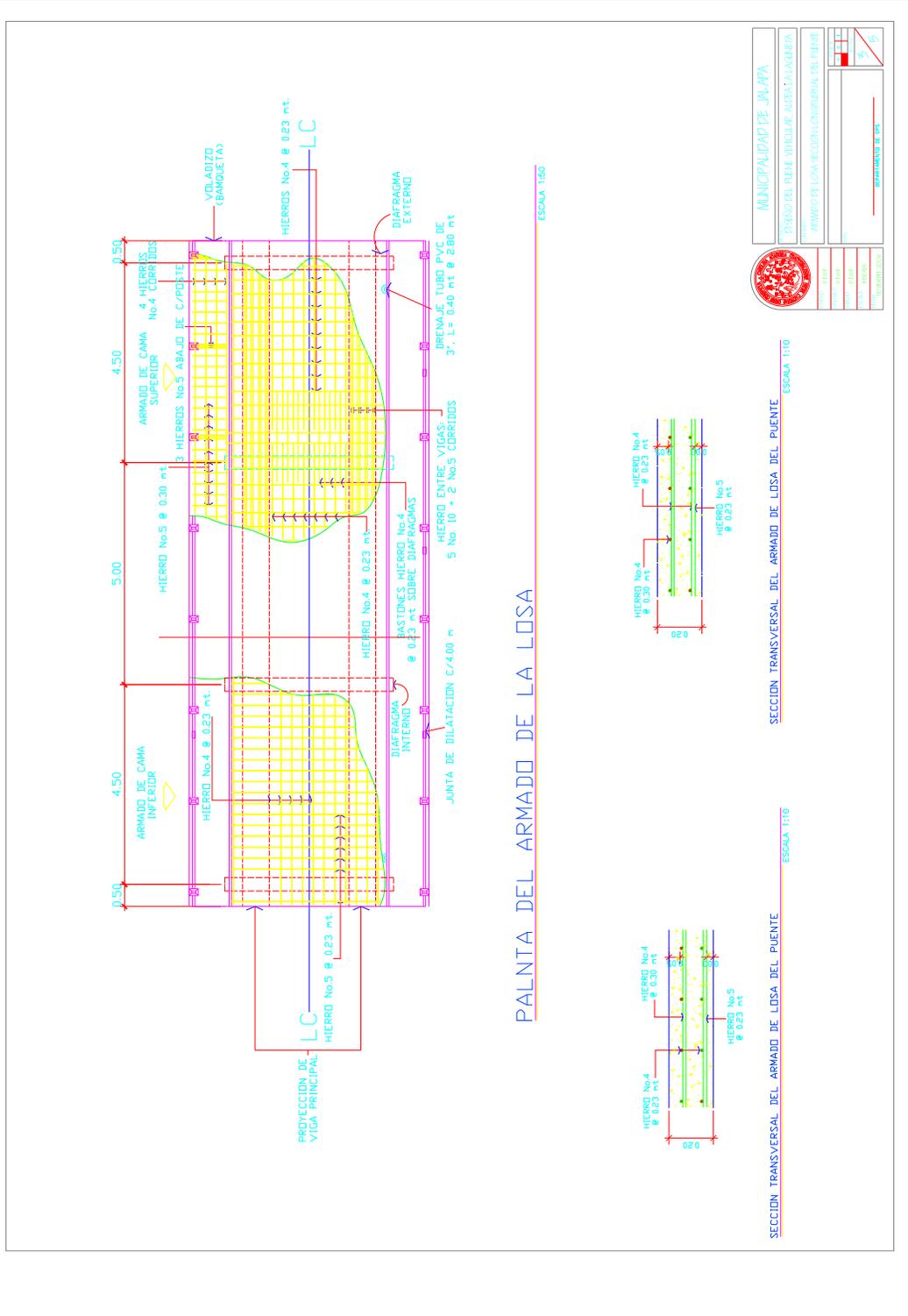
ESCALA: **[Escala]**

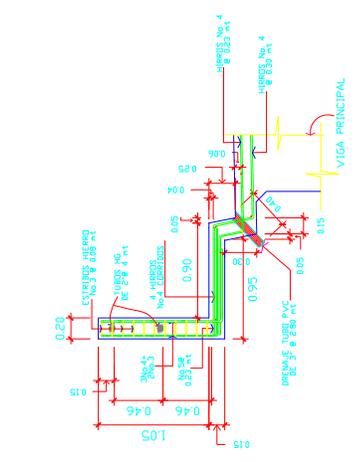
PROYECTO: **[Proyecto]**

APÉNDICE I

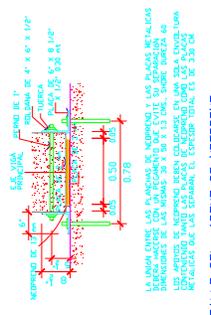
Planos del proyecto del puente Vehicular aldea la Laguneta



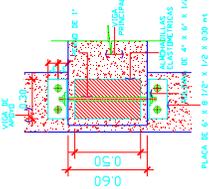




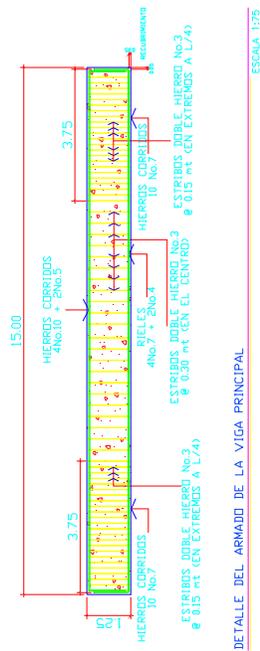
DETALLE DE SECCION TRANSVERSAL DE BARANDA Y BANQUETA
ESCALA 1:25



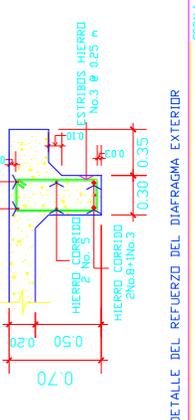
DETALLE DEL APYO DE NEDPRENO
ESCALA 1:20



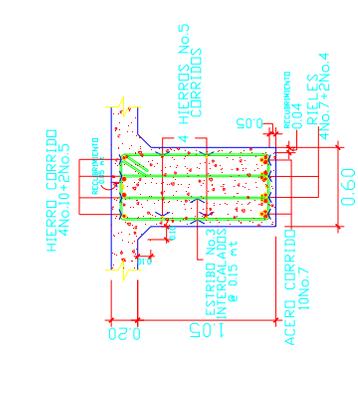
PLANTA DEL DETALLE DEL ANCLAJE
ESCALA 1:20



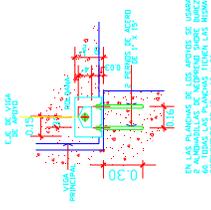
DETALLE DEL ARMADO DE LA VIGA PRINCIPAL
ESCALA 1:75



DETALLE DEL REFUERZO DEL DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1:20

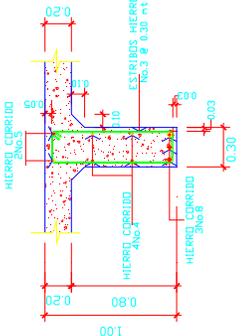


DETALLE DEL REFUERZO DE LAS VIGAS
ESCALA 1:25



ELEVACION DEL DETALLE DEL ANCLAJE
ESCALA 1:25

DETALLE DEL REFUERZO DEL DIAFRAGMA INTERIOR



ESCALA 1:20

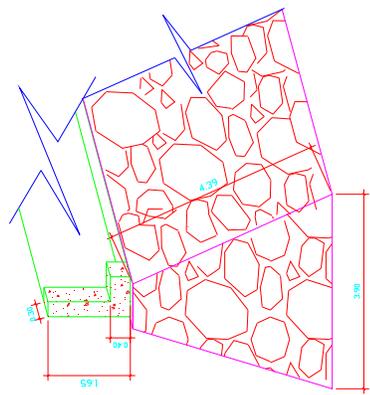
MUNICIPALIDAD DE JALAPA

PLANO DEL PLENO VIGILAR, ALBA LA GUAYTA

DETALLE DE APYO DE VIGA DE REFORZAMIENTO PARA PLANTA

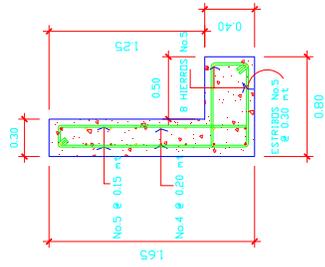
PROYECTO	PLANO DEL PLENO VIGILAR, ALBA LA GUAYTA
FECHA	01/11/2018
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
REVISOR	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
APROBADO	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ

CONVENCIONES DE DISEÑO



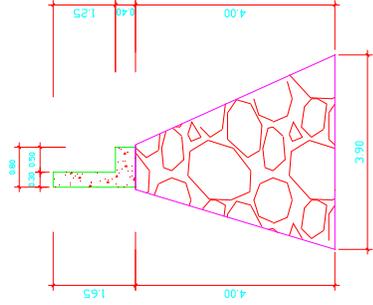
ISOMETRICO DE ESTRIBOS

ESCALA 1:50



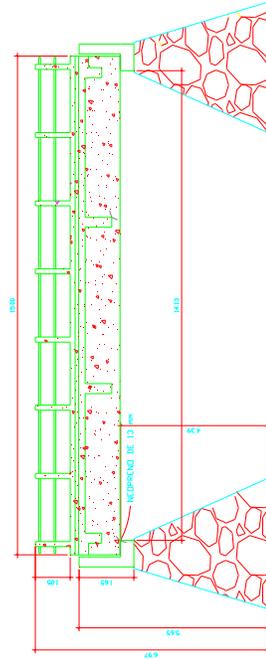
DETALLE DEL REFUERZO DE LA VIGA DE APOYO

ESCALA 1:25



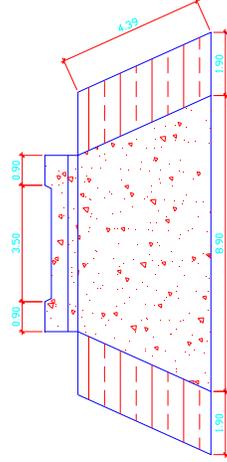
SECCION A - A DE LOS ESTRIBOS

ESCALA 1:50



SECCION A - A DEL PUENTE

ESCALA 1:75



SECCION FRONTAL DE LOS ESTRIBOS

ESCALA 1:75

MUNICIPALIDAD DE JALAPA	
DIRECCIÓN DEL PUESTO DE INGENIERIA AERIAL Y AGUAFERIA	
DEPARTAMENTO DE PLANIFICACION Y ECONOMIA DEL PUENTE	
PROYECTO	RECONSTRUCCION DEL PUENTE
FECHA	15/05/2018
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
REVISOR	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
APROBADO	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
FECHA DE APROBACION	15/05/2018
DISEÑADO POR:	

