



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

**PLANIFICACIÓN Y DISEÑO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS
BALAS Y PUENTE VEHICULAR PARA ALDEA EL CACAO,
GUALÁN, ZACAPA**

José Orlando Serrano López

Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, septiembre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PLANIFICACIÓN Y DISEÑO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS
BALAS Y PUENTE VEHICULAR PARA ALDEA EL CACAO,
GUALÁN, ZACAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

JOSÉ ORLANDO SERRANO LÓPEZ

ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Ing. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR:	Ing. Ángel Roberto Sic García
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:

PLANIFICACIÓN Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA ALDEA LAS BALAS Y PUENTE VEHICULAR PARA ALDEA EL CACAO, GUALÁN, ZACAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 13 de octubre de 2006.

JOSÉ ORLANDO SERRANO LÓPEZ

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por ser el pilar fundamental en mi vida
“Porque tú eres mi roca y mi castillo. Por causa de tu nombre guíame y encamíname” (Sal.18:2)
- Mis padres** Doralicia López de Serrano y Orlando Serrano Tello, por su amor, confianza, sinceridad, ejemplo, sabiduría y ser la guía más importante en el desarrollo de mi vida.
- Mis hermanos** Carlos Daniel y Claudia Carolina, por ser un apoyo incondicional en cada paso de mi vida.
- Mis abuelitas** Nemecia Tello Cifuentes y Martina Godínez vda. de López (QEPD), por un ejemplo único de vida.

AGRADECIMIENTOS A:

- La familia López Godínez** Por su apoyo incondicional ante las adversidades.
- Mis compañeros y amigos** Por apoyarme durante el desarrollo de mi vida.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Monografía de la aldea Las Balas y aldea El Cacao	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.1.2. Ubicación y acceso	2
1.1.3. Situación demográfica	4
1.1.4. Topografía e hidrografía	5
1.1.5. Aspectos climáticos	6
1.1.6. Aspectos económicos y actividad productiva	7
1.1.7. Servicios básicos	9
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas Las Balas y El Cacao	
1.2.1. Descripción de las necesidades	11
1.2.2. Priorización de las necesidades	12

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Balas

2.1.1. Descripción del proyecto	14
2.1.2. Fuente de abastecimiento de agua	15
2.1.3. Caudal de aforo	16
2.1.4. Calidad del agua	16
2.1.5. Levantamiento topográfico	19
2.1.6. Cálculo de la población futura	21
2.1.7. Período de diseño	23
2.1.8. Dotación y tipo de servicio	23
2.1.9. Factores de consumo	24
2.1.9.1. Caudal medio diario (Qm)	24
2.1.9.2. Caudal máximo diario (QMD)	24
2.1.9.3. Caudal máximo horario (QMH)	25
2.1.10. Parámetros de diseño	27
2.1.11. Diseño de la línea de conducción	28
2.1.12. Diseño del tanque de distribución	32
2.1.13. Sistema de desinfección	44
2.1.14. Diseño de la línea de distribución	46
2.1.15. Diseño de la red de distribución	46
2.1.16. Tanque de almacenamiento	47
2.1.17. Obras hidráulicas	48
2.1.18. Conexiones prediales	50
2.1.19. Planos del sistema de abastecimiento de agua potable	50
2.1.20. Presupuesto	51
2.1.21. Especificaciones Técnicas	53
2.1.22. Cronograma de ejecución	53
2.1.23. Operación y mantenimiento	55

2.1.23.1. Programa de operación y mantenimiento	55
2.1.23.2. Costos de operación y mantenimiento	59
2.1.23.3. Propuesta tarifa	62
2.1.24. Evaluación socio-económica	63
2.1.24.1. Valor presente neto	63
2.1.24.2. Tasa interna de retorno	65
2.1.25. Impacto Ambiental	65
2.2. Planificación y diseño de puente vehicular para la aldea El Cacao	
2.2.1. Descripción del proyecto	70
2.2.2. Criterio y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa	71
2.2.3. Estudio hidrológico	72
2.2.3.1. Método de sección-pendiente	73
2.2.3.2. Cálculo del caudal máximo	74
2.2.4. Levantamiento Topográfico	75
2.2.5. Evaluación de la calidad del suelo	77
2.2.6. Datos de diseño	80
2.2.7. Diseño estructural del puente	80
2.2.8. Diseño de la superestructura	82
2.2.8.1. Diseño de la losa	82
2.2.8.1.1. Espesor de la losa	83
2.2.8.1.2. Cálculo de momentos	83
2.2.8.1.3. Cálculo de peralte	86
2.2.8.1.4. Cálculo de refuerzo	87
2.2.8.1.4.1. Cálculo de refuerzo transversal cama Inferior	89

2.2.8.1.4.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e Inferior	90
2.2.8.1.4.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior	92
2.2.8.2. Diseño de vigas	94
2.2.8.2.1. Cálculo del momento por sobrecarga	95
2.2.8.2.2. Cálculo del momento por carga muerta	99
2.2.8.2.3. Cálculo del momento debido al impacto	105
2.2.8.2.4. Cálculo del momento total	106
2.2.8.2.5. Cálculo del refuerzo longitudinal	108
2.2.8.2.6. Diseño del refuerzo a corte	117
2.2.8.2.7. Diseño de diafragmas	123
2.2.8.2.8. Diseño de barandal y postes	128
2.2.8.2.9. Diseño de banqueteta	136
2.2.9. Diseño de subestructura	140
2.2.9.1. Diseño de cortina	140
2.2.9.1.1. Empuje del suelo	141
2.2.9.1.2. Fuerza longitudinal	142
2.2.9.1.3. Fuerza de sismo	143
2.2.9.1.4. Cálculo de refuerzo	144
2.2.9.1.5. Cálculo de refuerzo a corte	146
2.2.9.2. Diseño de viga de apoyo	147
2.2.9.3. Diseño de estribo	157
2.2.9.3.1. Cálculo de momento de volteo	163
2.2.9.3.2. Cálculo de momento estabilizante	165
2.2.9.3.3. Revisión del muro sin superestructura	165
2.2.9.3.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva	165

2.2.9.3.5. Revisión del muro con sismo (sin carga viva)	168
2.2.10. Planos	168
2.2.11. Presupuesto	169
2.2.12. Especificaciones técnicas	171
2.2.13. Cronograma de ejecución	171
CONCLUSIONES	173
RECOMENDACIONES	175
BIBLIOGRAFÍA	177
APÉNDICE	181

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Dimensionamiento de losa tanque de distribución	34
2.	Dimensionamiento de muro tanque de distribución	37
3.	Sección de viga perimetral tanque de distribución	38
4.	Área tributaria de losa sobre muro tanque de distribución	38
5.	Diagrama de cargas muro tanque de distribución	39
6.	Diagrama de cargas debidas al peso propio y fuerzas que actúan a favor del muro tanque de distribución	41
7.	Diagrama de excentricidad de presiones muro tanque de distribución	42
8.	Sección geométrica de superestructura puente vehicular	82
9.	Sección geométrica de losa de puente vehicular	82
10.	Armado de losa puente vehicular	93
11.	Dimensionamiento de viga principal puente vehicular	95
12.	Diagrama de cargas de diseño de HS-15 puente vehicular	95
13.	Diagrama de carga viva de viga principal puente vehicular	96
14.	Diagrama de momento por carga viva de viga principal puente vehicular	97
15.	Diagrama de carga viva de viga principal donde se produce el mayor esfuerzo cortante puente vehicular	98
16.	Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular	99
17.	Integración de carga muerta de viga principal puente vehicular	100

18.	Integración de carga muerta de diafragmas de viga principal puente vehicular	101
19.	Diagrama de carga muerta de viga principal puente vehicular	102
20.	Diagrama de cuerpo libre de carga muerta de viga principal puente vehicular	102
21.	Diagrama de momento por carga muerta de viga principal puente vehicular	104
22.	Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular	105
23.	Modelo para el refuerzo longitudinal viga principal puente vehicular	110
24.	Chequeo de ductilidad de acero en compresión viga principal puente vehicular	112
25.	Armado de viga principal puente vehicular	116
26.	Diagrama de esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular	118
27.	Dimensionamiento de diafragma externo puente vehicular	123
28.	Armado de diafragma externo puente vehicular	125
29.	Dimensionamiento de diafragma interno puente vehicular	126
30.	Armado de diafragma interno puente vehicular	127
31.	Dimensionamiento poste y barandal puente vehicular	128
32.	Dimensionamiento sección de poste puente vehicular	128
33.	Modelo de carga viva poste puente vehicular	130
34.	Armado refuerzo principal poste puente vehicular	134
35.	Sección de armado poste puente vehicular	135
36.	Dimensionamiento banquetta puente vehicular	136
37.	Modelo de carga muerta banquetta puente vehicular	137
38.	Cargas vivas banquetta puente vehicular	138

39.	Modelo de carga viva banqueta puente vehicular	138
40.	Armado banqueta puente vehicular	139
41.	Dimensionamiento cortina puente vehicular	140
42.	Diagrama de ruedas fuerza longitudinal cortina puente vehicular	143
43.	Diagrama de cargas actuantes cortina puente vehicular	144
44.	Dimensionamiento viga de apoyo puente vehicular	147
45.	Modelo de carga muerta viga de apoyo puente vehicular	149
46.	Modelo de carga viva viga de apoyo puente vehicular	149
47.	Modelo de integración de cargas actuantes viga de apoyo puente vehicular	150
48.	Modelo de reacción viga de apoyo puente vehicular	150
49.	Diagrama de cargas últimas de apoyo puente vehicular	152
50.	Diagrama de esfuerzo cortante de apoyo puente vehicular	153
51.	Armado viga de apoyo + cortina puente vehicular	154
52.	Dimensionamiento estribo puente vehicular	158
53.	Equivalencia de sobrecarga estribo puente vehicular	161
54.	Diagrama de fuerzas actuantes estribo puente vehicular	163
55.	Diagrama de cargas estribo puente vehicular	164

TABLAS

I	Necesidades de aldea Las Balas	12
II	Necesidades de aldea El Cacao	12
III	Priorización de necesidades de aldea Las Balas	12
IV	Priorización de necesidades de aldea El Cacao	13

V	Comparación de resultados de la calidad física del agua con la norma guatemalteca obligatoria NGO 29001	17
VI	Comparación de resultados de las sustancias químicas del agua con la norma guatemalteca obligatoria NGO 29001	18
VII	Comparación de resultados de las sustancias tóxicas del agua con la norma guatemalteca obligatoria NGO 29001	18
VIII	Parámetros de diseño de sistema de abastecimiento de agua potable	27
IX	Datos de diseño muro tanque de distribución de agua potable	37
X	Integración de carga muerta tanque de distribución de agua potable	38
XI	Momento actuante tanque de distribución de agua potable	40
XII	Momento resistente tanque de distribución de agua potable	40
XIII	Resumen de presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas, Gualán, Zacapa	52
XIV	Cronograma de ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas, Gualán, Zacapa	54
XV	Programa de mantenimiento agua potable	57
XVI	Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular	77
XVII	Datos de diseño de puente vehicular	80
XVIII	Integración de carga muerta losa puente vehicular	83
XIX	Factores de carga para diseño puente vehicular	86
XX	Datos para diseño de refuerzo de losa puente vehicular	88
XXI	Momentos por carga viva de viga principal puente vehicular	97
XXII	Integración de carga muerta viga principal puente vehicular	100

XXIII	Momentos por carga muerta de viga principal puente vehicular	103
XXIV	Esfuerzos cortantes por carga muerta de viga principal puente vehicular	105
XXV	Momentos últimos de viga principal puente vehicular	108
XXVI	Datos para diseño de refuerzo a flexión de viga principal puente vehicular	109
XXVII	Acero principal a distintas distancias del apoyo de viga principal puente vehicular	117
XXVIII	Esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular	118
XXIX	Datos para diseño de refuerzo a corte de viga principal puente vehicular	119
XXX	Espaciamientos de estribos de viga principal puente vehicular	122
XXXI	Integración de carga muerta de postes y barandal puente vehicular	129
XXXII	Integración de carga muerta distribuida banqueta puente vehicular	137
XXXIII	Integración de carga muerta puntual banqueta puente vehicular	137
XXXIV	Carga muerta cortina puente vehicular	141
XXXV	Datos de diseño para cortina puente vehicular	141
XXXVI	Momentos actuantes cortina puente vehicular	144
XXXVII	Carga muerta sobre viga de apoyo puente vehicular	148
XXXVIII	Datos de diseño de estribos puente vehicular	157
XXXIX	Momentos que producen volteo de estribo puente vehicular	164

XL	Momentos estabilizantes de estribo puente vehicular	165
XLI	Resumen de presupuesto del puente vehicular para aldea El Cacao, Gualán, Zacapa	170
XLII	Cronograma de ejecución de puente para aldea El Cacao, Gualán, Zacapa	172

LISTA DE SÍMBOLOS

As	Área de acero
C	Coefficiente de rugosidad de la tubería
cm	Centímetros
d	Distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide del elemento
DH	Distancia horizontal [m].
e	Excentricidad
f'c	Resistencia del concreto
fy	Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo
Fs	Factor de seguridad
gr	Gramos
Hf	Pérdida de carga por fricción [mca.]
HG	Hierro galvanizado
hi	Altura del instrumento [m].
hm	Hilo medio [m].
Ka	Coefficiente del empuje activo de suelos
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Kg/m	Kilogramo por metro
Kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
Kg-m/m	Kilogramo-metro por metro
Kp	Coefficiente del empuje pasivo de suelos
Km	Kilómetro
L	Longitud [m]
L/hab/día	Litros habitante por día

L/s	Litros por segundo (caudal)
Lb	Libra
Lb/pie	Libra por pie
Lb/pie²	Libra por pie cuadrado
Lb/pie³	Libra por pie cúbico
M	Momento
m	Metro lineal
m/s	Metros por segundo
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
m³/s	Metros cúbicos por segundo
m.c.a.	Metro columna de agua
Mu	Momento último
n	Período de diseño [años]
Po	Población inicial [Hab]
Pf	Población futura proyectada [Hab]
P.O.	Punto observado
PVC	Material fabricado a partir de cloruro de polivinilo
Psi	Libras por pulgada cuadrada
Pulg	Pulgadas
q	Capacidad soporte
Q	Caudal
r	Tasa de crecimiento de la población, expresado en %
S	Espaciamiento
t	Espesor de losa [cm]
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
W	Carga
γ	Peso específico del material
β	Ángulo vertical en grados, minutos y segundos [° ' "]

GLOSARIO

AASHTO	Siglas de la <i>American Association State Highway and Transportation Officials</i> (Asociación Americana de Autopistas Estatales y Oficiales de Transporte).
Acera	Parte de la estructura dedicada exclusivamente al paso de peatones.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Aforo	Medir el volumen de agua en una unidad de tiempo.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Aproche	Viene del inglés <i>to approach</i> (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Carga estática	Llamada también presión estática. Es la diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto, no más allá de su carga libre, se mide en metros-columna de agua (mca).

Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura para el diseño.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga viva	Carga no permanente en una estructura.
Caudal	Cantidad o volumen de agua por unidad de tiempo.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, pedrín, piedra y agua.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, pedrín y agua; todo esto combinado con el acero, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas lo hacen extremadamente resistente a esfuerzos de tensión.
Consumo	Cantidad de agua, que realmente es usada por una persona.
Cota piezométrica	Es la altura de presión del agua que se tiene en un punto dado.
Cota de terreno	Elevación del terreno sobre un nivel de referencia.
Demanda	Cantidad de agua deseada por el usuario.

DGC	Dirección General de Caminos de Guatemala.
Diafragma	También llamada viga transversal; están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente, se apoyan en las vigas principales.
Dotación	Cantidad de agua que se asigna a una persona por día.
Estribo	Cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la superestructura de un puente.
Límite Máximo Aceptable (LMA)	Es el valor de la concentración de cualquier característica de la calidad del agua, arriba de la cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores, desde un punto de vista sensorial pero sin que implique un daño a la salud del consumidor.
Limite Máximo Aceptable (LMA)	Es el valor de la concentración de cualquier característica de la calidad del agua, arriba de la cual, el agua no es adecuada al consumo humano.
Luz	Distancia horizontal interna entre dos estribos.
UNT	Unidades neferométricas de turbiedad.
UJT	Unidades Jackon de turbiedad.

Presión	Carga o fuerza total que actúa sobre una superficie. En Hidráulica expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Obras de arte	Con este nombre se incluyen aquellas obras indispensables para el buen funcionamiento, protección y durabilidad del sistema de agua potable, como por ejemplo: captación, caja reunidora de caudales, caja rompe-presión, válvulas de limpieza, válvulas de compuerta, etc.
Pérdida de carga	Disminución de la presión dinámica debida a la fricción que existe entre el agua y las paredes de la tubería.
Puente	Estructura mayor de seis metros, construida para salvar depresiones encontradas en cualquier vía de comunicación.
Superestructura	Es la parte superior del puente, la cual soporta las cargas existentes en él. Se compone de losa o piso, vigas principales y diafragmas.
Subestructura	Es la parte inferior del puente, formado por los estribos, vigas de apoyo y sus obras de protección.

RESUMEN

Este trabajo de graduación trata de la planificación y diseño de un puente vehicular para la aldea Las Balas y un puente vehicular para la aldea El Cacao, del municipio de Gualán, del departamento de Zacapa, y consta de dos fases.

1ª. Fase de investigación, que trata de la investigación monográfica específica de las aldeas Las Balas y El Cacao del municipio de Gualán del departamento de Zacapa; aquí podemos encontrar información sobre aspectos generales de la comunidad, ubicación y acceso, situación demográfica, topografía e hidrografía, aspectos climáticos, aspectos económicos y actividad productiva, servicios básicos de cada comunidad. También una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, teniendo en cuenta la descripción de las necesidades y la priorización de las necesidades.

2ª. Fase de servicio profesional, que consta de todo el proceso para el diseño y la planificación, tomando en cuenta todos los criterios técnicos y requerimientos para ambos proyectos, dejando constancia de todos los cálculos y soluciones propuestas a los problemas planteados. También se incluyen planos constructivos, presupuestos, cronogramas y especificaciones técnicas.

OBJETIVOS

General:

- Contribuir al desarrollo de las comunidades por medio de la planificación y diseño de proyectos de infraestructura.

Específicos:

1. Diagnosticar y analizar necesidades de infraestructura no satisfechas para la selección de los proyectos a realizar.
2. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua para la aldea Las Balas Gualán, Zacapa
3. Planificación y diseño de puente vehicular para la aldea El Cacao Gualán, Zacapa

INTRODUCCIÓN

Como proyección, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, hacia la sociedad guatemalteca, el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como objetivo brindar apoyo técnico a diferentes entidades para diagnosticar y planificar proyectos reales de infraestructura de beneficio común.

El Ejercicio Profesional Supervisado, se realizó en la Oficina Municipal de Planificación del municipio de Gualán, departamento de Zacapa. Tomando en cuenta la información proporcionada por la Oficina Municipal de Planificación, sobre las necesidades y prioridades existentes en este municipio de acuerdo a los aspectos sociales, culturales y económicos, se proponen dos proyectos: un sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Balas, ya que aún no se cuenta con este servicio básico, lo cual provoca deterioro en la salud de esta comunidad.

El otro proyecto es el diseño de un puente vehicular para la aldea El Cacao, ya que actualmente no se cuenta con un paso adecuado, según las necesidades existentes de crecimiento económico, el cual contribuirá al desarrollo de varias comunidades del poniente del municipio y además se podrá transitar en época de invierno cuando se dificulta el paso por los torrentes fluviales.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Las Balas y aldea El Cacao

1.1.1. Aspectos generales

Gualán es municipio del departamento de Zacapa, su municipalidad es de 2ª categoría. El municipio cuenta con un área aproximada 696 km². Colinda al norte con El Estor y Los Amates (Izabal.); al este con la República de Honduras; al sur con La Unión y Zacapa (Zacapa.); al oeste con Zacapa y Río Hondo (Zacapa.) y El Estor (Izabal.). La cabecera se encuentra en la margen este de la afluencia del río Zapote en el río Motagua y al este de la montaña Jalapán Shinshín. La cabecera municipal se encuentra ubicada sobre la RD-03 en el km. 168 a 3 km. del entronque de la aldea Mayuelas con la carretera interoceánica CA-9. que en dirección suroeste tiene 28½ km. a la cabecera de Río Hondo y 1 km. adelante rumbo suroeste enlaza con la carretera asfaltada CA-10. Por la misma al sureste son 5 km. a la cabecera Estanzuela y de allí 6 km. rumbo sur al caserío Puente Blanco, donde está la ruta nacional 20, asfaltada, que 2½ km. al noreste conduce a la cabecera de Zacapa. Esta aproximadamente a 130 mt. SNM (sobre el nivel del mar) tiene la siguiente ubicación geográfica con latitud 15°06'44", y longitud 89°21'45".

La feria anual se realiza en el mes de mayo y es en honor a su patrono San Miguel Arcángel según creencias católicas de los pobladores.

Las aldeas Las Balas y El Cacao pertenecen al municipio de Gualán del departamento de Zacapa

El nombre de la aldea Las Balas se origina de la llamada quebrada de Las Balas que corre de este a oeste, pasa al norte de la aldea Betel desemboca en el río Lajillal, aunque no se tiene certeza del verdadero origen según comentan los pobladores de mayor edad en la comunidad. Antiguamente la aldea era un caserío de nombre Cuesta de Las Balas que también toma el nombre de la quebrada Las Balas que pertenecía a la aldea Carrizalito del municipio de Gualán, que con el tiempo y el crecimiento poblacional se organizó y se formó la aldea Las Balas como se conoce actualmente.

A la aldea El Cacao se le conoce con ese nombre debido a que en su flora se encontraba la variedad de árboles de cacahuate o cacao en abundancia. En las márgenes de la aldea corre un afluente de agua en invierno llamado la quebrada El Cacao, tiene los caseríos Güiril, Los Encuentros, Tobar y Algodonal.

1.1.2. Ubicación y acceso

- Aldea Las Balas

De la cabecera municipal de Gualán que se encuentra en el km. 168 de la ruta departamental Zacapa 3 (RD-03), se transita por la ruta departamental Zacapa 5 (RD-05) rumbo al municipio de la Unión del departamento de Zacapa,

esta ruta esta asfaltada, en el km. 189 se encuentra el cruce de aldea Chaguitón de aquí se transita 7.5 km. en carretera de terrecería pasando por la aldea El Lajillal se llega a la aldea Las Balas. Por lo que son 21 km. de carretera asfaltada y 7.5 km. de carretera de terrecería en un tiempo aproximado de 45 minutos de la cabecera municipal.

Colinda al norte con finca Malcoteles, al sur con la aldea Piedras Negras, al este con la aldea Bethel, y al oeste con la aldea El Lajillal. Estas aldeas son pertenecientes al municipio de Gualán.

Aproximadamente se encuentra a 580 [m.] SNM (sobre el nivel del mar) y tiene la siguiente ubicación geográfica

Latitud. 15°00'50"

Longitud. 89°14'50"

- Aldea El Cacao

De la cabecera municipal de Gualán que se encuentra en el km. 168 de la ruta departamental Zacapa 3 (RD-03), se transita por la ruta departamental Zacapa 4 (RD-04) hasta el entronque en el km. 170½ donde una ruta alterna de terrecería dirige a la cabecera departamental de Zacapa y la otra a diferentes comunidades de la parte sur oeste del municipio de Gualán. Se dirige en rumbo sur pasando por la aldea Shinshin en el km. 176 aproximadamente se encuentra la aldea El Cacao. Por lo que de la cabecera municipal sobre la RD-04 son 2½ al entronque y luego 5½ km. sobre carretera asfaltada en un tiempo aproximado de 20 minutos.

Colinda al norte con la aldea Shinshin, al sur con la aldea el Cimarrón, al este con el río Guaranjá y aldea Tazú, y al oeste la aldea Guasintepeque arriba. Estas aldeas son pertenecientes al municipio de Gualán.

Aproximadamente se encuentra a 300 mt. SNM (sobre el nivel del mar) y tiene la siguiente ubicación geográfica

Latitud 15°03'35"

Longitud 89°24'46"

1.1.3. Situación demográfica

- Aldea Las Balas

De acuerdo al censo realizado recientemente por la Oficina Municipal de Planificación (OMP), actualmente, la aldea posee 207 habitantes, 106 hombres y 101 mujeres. Los pobladores de la comunidad profesan en su mayoría la religión evangélica existiendo un único templo.

La población en su mayoría son ladinos, y algunos descendientes de los Chortís. El idioma que practican es el español en su totalidad. Esta aldea se fue formando por la migración de las aldeas y fincas colindantes.

- Aldea El Cacao

De acuerdo al censo realizado recientemente por la Oficina Municipal de Planificación (OMP), actualmente la aldea tiene 260 habitantes, distribuidos en 58 familias, con 126 hombres y 134 mujeres. En la comunidad se profesa la

religión evangélica en un 90%, católica en un 7% y un 3% no tienen ninguna creencia religiosa. Existe un templo católico y uno evangélico.

En su mayoría la población es de raza ladina, existiendo una bajo porcentaje de raza indígena. El idioma que se habla es el español en su totalidad.

1.1.4. Topografía e hidrografía

- Aldea Las Balas

La topografía de la aldea es bastante accidentada, frecuentemente quebrada, desciende el terreno casi bruscamente hacia la quebrada Las Balas y al río Lajillal, mientras que por el este se levantan picos montañosos y colinas más o menos elevadas. Se tiene una diferencia aproximada de 200 mt. entre la parte más alta y la más baja de la aldea.

Presenta un sistema de viviendas muy dispersas donde básicamente el centro de la aldea es un templo evangélico.

El tipo de suelo prevaleciente es el arcilloso arenoso bastante árido, y todo su sistema hídrico converge en la quebrada de Las Balas y en el río El Lajillal.

- Aldea El Cacao

Su topografía es quebrada un poco accidentada existiendo una ligera meseta a inmediaciones de la quebrada del Cacao donde se concentra la población se puede decir que las viviendas están linealmente concentradas y se

ubican a lo largo de la calle principal de la aldea principalmente las viviendas se ubican en laderas siendo vulnerables a aludes que pudieran generarse en la época de invierno.

El tipo de suelo prevaleciente es el arcilloso arenoso, aunque existen partes rocosas y todo su sistema hídrico converge en la quebrada del Cacao, esta quebrada en época de verano esta ligeramente sin afluente hídrico más que solo de algunos desagües domésticos pero en época de invierno tiene correntadas considerables debido a la precipitación pluvial.

1.1.5. Aspectos climáticos

- Aldea Las Balas

Esta aldea se encuentra en la parte alta del municipio, por ser un área montañosa tiene un clima templado bastante fresco en la mayor época del año aunque en la época de verano llega a alcanzar temperaturas elevadas.

- Aldea El Cacao

Esta aldea por estar bastante cerca de la cabecera municipal tiene un clima cálido bastante seco con temperaturas máximas hasta de 39°C en época de verano.

1.1.6. Aspectos económicos y actividad productiva

Como municipio, es el segundo en importancia del departamento, con su situación privilegiada en las márgenes del río Motagua desde el período hispánico y hasta que se construyó el ferrocarril, era puerto fluvial y paso obligado de tránsito de personas y mercaderías por la vía del puerto de Santo Tomás de Castilla. Tiene como principal patrimonio la agricultura, siendo apreciables en especial sus fincas de café, así como la ganadería. Entre sus industrias ha tenido fama la leche y sus derivados, especialmente quesos; la fabricación de calzado; ebanistería, carpintería y otras industrias pequeñas como fábricas de puros o cigarros, de aguas gaseosas, etcétera.

- Aldea Las Balas

Propiamente de la aldea Las Balas los pobladores en su mayoría se dedican a la actividad agrícola por la fertilidad de sus tierras para determinados productos trabajando como productores o subcontratados, siendo sus principales cultivos el café, tomate, maíz y frijol encontrando la época más propicia del año para su cultivo y el lugar mas adecuado para su cultivo debido a que la topografía es quebrada se pueden observar cultivos en laderas y en depresiones pronunciadas, y también a la actividad pecuaria domestica de esta se puede mencionar la producción avícola, ganado porcino y ganado vacuno. La tenencia de la tierra es aproximadamente en un 60% propia y un 40% arrendada.

La comunidad tiene como actividad principal la agricultura; su sistema de riego es artesanal y manual por la carencia de un sistema o un proyecto de riego.

La comercialización de sus productos se realiza por medio de las cabeceras municipales de Gualán y la Unión, donde también obtienen productos de consumo diario.

En la comunidad existen dos tiendas donde se comercializan ciertos productos de primera necesidad en cantidades limitadas, estos productos provienen directamente de la cabecera municipal por medio de pequeños proveedores que visitan semanalmente, además, se abastecen de pan por medio de proveedores que diariamente visitan la comunidad para ofrecer sus productos. Por la cercanía con las aldeas El Lajillal y Bethel también son proveedores especialmente para productos de primera necesidad.

- Aldea El Cacao

Los pobladores de la comunidad se dedican a la producción agrícola, a pesar de que sus tierras son poco fértiles debido al tipo de suelo y a las condiciones climáticas cultivan principalmente tomate, maíz y fríjol, que es utilizado para su consumo y además pequeñas cantidades para comercializarlo principalmente en la cabecera municipal de Gualán, además, se dedican a la producción avícola que satisface las necesidades locales como también lo comercializan en la cabecera municipal, pero la actividad que genera mas ingresos es la producción porcina ya que muchos pobladores se dedican a esta actividad siendo esta aldea una de los productores mas conocidos y cotizados en el mercado local y departamental.

En la comunidad existen varias tiendas que comercializan productos de primera necesidad en cantidades limitadas. Cuentan con un molino para procesar el maíz y convertirlo en alimento que consumen diariamente.

Por la cercanía y el acceso inmediato que la aldea tiene con la cabecera municipal de Gualán sus pobladores tienen la facilidad de viajar constantemente para abastecerse de productos de primera necesidad. Además, se tiene el fácil acceso a otras aldeas donde se comercializan distintos productos que no se comercializan en la aldea tal es el caso de la aldea Shinshin ubicada aproximadamente a 3 km. de la aldea El Cacao.

1.1.7. Servicios básicos

- Aldea Las Balas

La comunidad cuenta con los siguientes servicios básicos según su clasificación:

- **Educación:** cuenta con una escuela que tiene el nivel de escolaridad de primaria.
- **Salud:** carece de puesto o centro de salud, pero a 3 km. se encuentra la aldea Bethel donde hay un centro de salud de primer orden donde realizar consultas y atención médica, y acceso a medicamentos.
- **Energía eléctrica:** cuenta con un servicio de energía eléctrica aunque no todas las viviendas cuentan con este servicio.
- **Condiciones sanitarias:** tiene un sistema de abastecimiento de agua no potable artesanal por medio de mangueras de riego que proveniente de una fuente ubicada en la aldea Bethel este servicio es muy deficiente y no supe las necesidades básicas de la población. El sistema que utilizan

para la disposición de excretas es por medio del sistema artesanal de pozos ciegos.

- **Transporte:** Existen transporte de microbuses que tienen como ruta el traslado de pasajeros de las aldeas Bethel, pasando por las Balas y el Lajillal con rumbo a la cabecera municipal de Gualán aproximadamente salen 3 microbuses al día, además, de transporte de carga que transita por estas aldeas.

- Aldea El Cacao

La comunidad cuenta con los siguientes servicios básicos según su clasificación:

- **Educación:** cuenta con una escuela que tiene el nivel de escolaridad de pre-primaria y primaria.
- **Salud:** carece de puesto o centro de salud, pero a 3 km. aproximadamente se encuentra la aldea Shinshin donde hay un puesto de salud y se pueden realizar consultas, atención médica y acceso a medicamentos. Además, en la aldea existe personal de salud comunitaria como las comadronas que atienden necesidades urgentes de la población.
- **Energía eléctrica:** actualmente el 95% de las viviendas cuentan con este servicio siendo un pequeño porcentaje que no cuenta con el servicio.

- **Condiciones sanitarias:** cuenta con un sistema de abastecimiento de agua no potable artesanal por medio de mangueras, actualmente se esta realizando la construcción de un sistema completo y adecuado de abastecimiento de agua potable. El sistema que utilizan para la disposición de excretas es por medio letrinas y pozos ciegos.
- **Transporte:** existe transporte de microbuses que tienen como ruta el traslado de pasajeros de las aldeas El Cacao, Shinshin, Piedras Azules llegando a la cabecera municipal de Gualán aproximadamente salen microbuses constantemente; además, de transporte de carga que transita por estas aldeas como pickups.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas Las Balas y El Cacao

1.2.1. Descripción de las necesidades

A través de la organización comunitaria por medio de los consejos comunitarios de desarrollo (COCODES) los pobladores pueden plantear sus necesidades para una mejor calidad de vida aunque sean necesidades básicas para poder subsistir y desarrollarse adecuadamente; de las aldeas Las Balas y El Cacao se tiene la siguiente información de las necesidades y su clasificación

- Aldea Las Balas

Tabla I. Necesidades de aldea Las Balas

No.	Tipo de necesidad	Clasificación
1	Sistema de abastecimiento de agua potable	Salud
2	Ampliación del sistema de energía eléctrica	Energía Eléctrica
3	Mejoramiento de vivienda	Vivienda

- Aldea El Cacao

Tabla II. Necesidades de aldea El Cacao

No.	Tipo de necesidad	Clasificación
1	Puente Vehicular	Comunicaciones
2	Mejoramiento de calle principal	Comunicaciones
3	Construcción del campo de Fútbol	Recreación

1.2.2. Priorización de las necesidades

- Aldea Las Balas

Tabla III. Priorización de necesidades la aldea Las Balas

No.	Tipo de necesidad	Priorización
1	Sistema de abastecimiento de agua potable	Primera
2	Ampliación del sistema de energía eléctrica	Segunda
3	Mejoramiento de vivienda	Tercera

Es importante señalar que la comunidad cuenta con un sistema de agua no potable artesanal con muchas deficiencias, sobre todo en época de invierno, por lo que el COCODE y la comunidad prioriza esta necesidad básica.

- Aldea El Cacao

Tabla IV. Priorización de necesidades de aldea El Cacao

No.	Tipo de necesidad	Priorización
1	Puente Vehicular	Primera
2	Mejoramiento de calle principal	Segunda
3	Construcción del campo de Fútbol	Tercera

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto se justifica debido a que la comunidad carece de un sistema adecuado de abastecimiento de agua que pueda satisfacer las necesidades mínimas de los pobladores, actualmente existe un sistema de abastecimiento artesanal operado por medio de mangueras de polietileno utilizadas comúnmente para el riego de cultivos, lo que causa serios problemas principalmente con reparaciones periódicas en condiciones lluviosas.

El proyecto consiste en el diseño y la planificación de un sistema de abastecimiento de agua potable que brinde un servicio continuo y sostenible, que constará de los elementos básicos a partir de la fuente de agua una obra de captación, línea de conducción, equipo de cloración, tanque de distribución, líneas de distribución, y demás componentes complementarios del sistema. El tipo de servicio que se proyecta es de conexiones prediales. Por las condiciones topográficas del terreno el diseño hidráulico del sistema será por gravedad. El diseño contempla aproximadamente 6 km. de distancia entre línea de conducción y red de distribución.

Al finalizar el diseño y la planificación se tendrán los siguientes resultados: juego de planos completo de todos los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable, presupuesto estimado de su ejecución, cronograma de actividades que sigan la secuencia de su construcción, memoria de cálculo hidráulico de los componentes principales, especificaciones técnicas de materiales para su construcción.

2.1.2. Fuente de abastecimiento de agua

Es el principal componente de un sistema de agua potable, se ubica en la aldea Bethel, en dirección este de la aldea Las Balas, es una fuente que se encuentra en propiedad privada pero fue donada. Se encuentra al margen de la quebrada de Las Balas, es una fuente superficial, es brote definido contiguo a la quebrada que desemboca en ella. Esta rodeada de abundante vegetación.

La fuente se encuentra en área rocosa, la quebrada tiene un afluente continuo todo el año, en época de invierno su caudal aumenta; no se considera que la quebrada tenga un arrastre de sedimento sino mas que todo vegetación de tamaño considerable.

La distancia de la comunidad de Las Balas hacia la fuente es aproximadamente 2 km. por camino de terrecería y 1 km. por vereda, teniendo acceso únicamente caminando o a caballo.

2.1.3. Caudal de aforo

Debido a que la fuente no cuenta con un historial de aforo solamente se realizó una vez en el mes de abril, utilizando el método volumétrico y el caudal es de **3.1 [L/seg]**

2.1.4. Calidad del agua

En las poblaciones rurales es indispensable que sean respetados los límites mínimos de potabilidad, especialmente sobre las sustancias nocivas y que garantice la calidad bacteriológica de las aguas de abastecimiento, proporcionando agua sanitariamente segura y sea apta para consumo humano.

Es un requisito fundamental realizar pruebas al agua, entre estas pruebas esta el análisis físico químico sanitario y el análisis bacteriológico que se describen, interpretan y comparan con la NGO 29001 (Norma Guatemalteca Obligatoria) perteneciente a COGUANOR (Comisión Guatemalteca de Normas) relativa a agua potable que tiene ciertas especificaciones para su aceptación. Iniciando con este proceso se tomó una muestra de agua de la fuente teniendo en cuenta recipientes adecuados, esterilizados con un volumen determinado, y condiciones específicas de recolección y transporte.

- **Análisis físico**

Con este se determinan las características del agua que pueden ser percibidas por los sentidos causando la aceptación o rechazo por el consumidor. Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla V. Comparación de resultados de la calidad física del agua con la norma NGO 29001

Característica	Resultado de la prueba	Comparación con NGO 29001	
		LMA	LMP
Color	Claro	5.0 u	50.0 u
Olor	Inodora	No rechazable	No rechazable
PH (potencial de Hidrógeno)	7.20 u	7.0 – 8.5	6.5 – 9.2
Residuos totales	----	500.0 mg/L	1500.0 mg/L
Temperatura	----	18.0 °C – 30.0 °C	No mayor de 34.0 °C
Sabor	----	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	1.00 UNT	5.0 UNT o UJT	25.0 UNT o UJT

- **Análisis químico**

Con este se determinan las sustancias químicas que contiene el agua que pueden ser percibidas por los sentidos causando problemas en la salud física del consumidor. Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla VI. Comparación de resultados de las sustancias químicas del agua con la norma NGO 29001

Característica	Resultado de la prueba en mg/L	Comparación con NGO 29001	
		LMA en mg/L	LMP en mg/L
Detergentes aniónicos	----	0.200	1.000
Aluminio (Al)	----	0.050	0.100
Amoníaco (NH ₃)	0.240	----	1.500
Bario (Ba)	----	----	1.000
Boro (B)	----	----	1.000
Calcio (Ca)	----	75.000	200.000
Zinc (Zn)	----	5.000	15.000
Cloruros (Cl)	13.000	200.000	600.000
Cobre (Cu)	----	0.050	1.500
Dureza total (CaCO ₃)	268.000	100.000	500.000
Fluoruros (F)	0.170	----	1.700
Hierro total (Fe)	0.010	0.100	1.000
Magnesio (Mg)	----	50.000	150.000
Manganeso (Mn)	0.054	0.050	0.500
Níquel (Ni)	----	0.010	0.020
Substancias fenólicas	----	0.001	0.002
Sulfatos (SO ₄)	11.000	200.000	400.000

Tabla VII. Comparación de resultados de las sustancias tóxicas del agua con la norma NGO 29001

Substancias	Resultado de la prueba en mg/L	Comparación con NGO 29001
		LMP en mg/L
Nitratos (NO ₃)	0.000	0.010
Nitritos (NO ₂)	17.82	45.000

Según dictamen del laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones (CII) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala el agua cumple con la norma NGO 29001 en la calidad física y química (ver pruebas en apéndice).

- **Análisis bacteriológico**

Éste analiza los microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y organismos coliformes fecales.

Según dictamen del laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria del Centro de Investigaciones (CII) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala el agua cumple con la normas internacionales para fuentes de agua de la Organización Mundial de la Salud (OMS) desde el punto de vista bacteriológico, por lo que no exige mas que un simple tratamiento de desinfección (ver pruebas en apéndice).

2.1.5. Levantamiento topográfico

Inicialmente se realizó una visita preliminar con el objetivo de tener una visión clara de una línea preliminar desde la fuente hasta el núcleo poblado para tener una aproximación de diferencia de niveles y distancia aproximada se realizó con un GPS (Sistema de Posicionamiento Global), que es un

levantamiento de tercer orden¹, además de cerciorarse de los derechos de paso, promesas de servidumbre durante el levantamiento topográfico, derechos de la fuente y predio para el tanque de distribución. Los documentos legales anteriores se encuentran registrados por medio de actas municipales.

El levantamiento topográfico consiste en la medición planimétrica y altimétrica a partir de la fuente de abastecimiento de agua donde se sacarán detalles de su configuración, continuando con la línea de conducción desde la fuente al tanque de distribución localizando todos los detalles importantes como estructuras existentes, pasos de ríos, quebradas y zanjones, caminos, cercos, puntos altos, tipo de suelo, este tipo de datos se utilizará para los criterios de diseño y materiales a utilizar. Aquí se tendrá que colocar marcas de las estaciones por donde pasa la línea para su posterior replanteo. Luego se tomará en cuenta el punto donde se colocará el tanque de distribución. El levantamiento de los núcleos poblados consistió en el trazo de líneas principales y ramales secundarios que pueden ser utilizados para la instalación de tuberías de distribución del agua, con la localización de todas las viviendas, edificios públicos, calles, y caminos existentes dentro de los núcleos poblados aquí también se dejan marcas para su replanteo. Se tiene la característica de viviendas dispersas por lo que será una distribución por ramales abiertos en su totalidad.

Este levantamiento es de lo más amplio y detallado que se puede observar en el dibujo topográfico (apéndice).

La planimetría consiste en el conjunto de trabajos necesarios para la obtención de datos del terreno en un plano horizontal que involucra direcciones

¹ Según la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales INFOM - UNEPAR

y distancias. Se utilizó el método de conservación de azimut en poligonales abiertas a partir del meridiano magnético referenciando cada punto por medio de estaciones, el levantamiento se efectuó con teodolito de precisión, cinta métrica para la medición de distancias y otros elementos de referencia. La planimetría es de primer orden²

La altimetría consiste en la nivelación del terreno a partir de un B.M. convencional bien identificado, esta se realizó con teodolito de precisión y los datos fueron obtenidos por el método trigonométrico. La cota inicial 1000 en BM de la fuente. La altimetría es de segundo orden². La cota de cada estación se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$\text{COTA} = 2[(1/2 * \text{DH})(\text{Cos } \beta)] + h_i - h_m$$

Dónde:

h_i = altura del instrumento [m].

h_m = hilo medio [m].

DH = distancia horizontal [m].

β = ángulo vertical en grados, minutos y segundos [° ' "].

(ver libreta topográfica en apéndice).

2.1.6. Cálculo de la población futura

Para calcular la población futura se utiliza el método de proyección geométrica que se basa en la relación de la población en el tiempo es

² Según la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales INFOM - UNEPAR

proporcional al tamaño de la población. Se calcula en base a censos realizados en décadas pasadas, también en un censo actual lo cual es nuestro caso, se tiene la siguiente información proporcionada por el COCODE al año 2006

Censo actual 2006 (aldea Las Balas):

Hombres	106
Mujeres	101
Viviendas	59
Escuela	1
Iglesia	1

Tasa poblacional del censo de 2002 para el municipio de Gualán es de 3%.

La población en el futuro se calcula con la siguiente expresión:

$$Pf = Po(1 + \frac{r}{100})^n$$

donde:

Po = Población inicial [Hab]

Pf = Población futura proyectada [Hab]

r = Tasa de crecimiento poblacional según censo [%]

n = Período de diseño [años]

Teniendo para el diseño:

Po = 207 habitantes

$r = 3\%$ para el municipio de Gualán.

$n = 20$ años

$$Pf = 207\left(1 + \frac{3}{100}\right)^{20}$$

Pf = 374 habitantes

2.1.7. Período de diseño

Es el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de la población, se encuentra en función de la vida económica del proyecto. Normalmente es menor que la vida útil del proyecto. Se toman en consideración para determinar el período de diseño el tipo de estructuras y materiales que se utilizarán, desarrollo de la comunidad en industria y comercio, operación y mantenimiento, entre otras.

Para nuestro proyecto tendremos **20 años** que es la proyección que normalmente se utiliza para sistemas de abastecimiento de agua.

2.1.8. Dotación y tipo de servicio

La dotación es la cantidad de agua que se asigna a cada habitante, comprendiendo todos los consumos de los servicios que hacen en un día medio anual, incluyendo las pérdidas, está en función del clima, del número de habitantes y costumbres, el nivel económico, y el nivel de servicios de la población. La dotación esta dada en litros por habitante por día [L/hab/día].

Se adopta la dotación de **90 [L/hab/día]** y el tipo de conexión será predial que consiste en un solo grifo instalado en la parcela o terreno pero fuera de la vivienda.

2.1.9. Factores de consumo

2.1.9.1. Caudal medio diario (Qm)

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio en un período de un año. Este dato se puede obtener mediante un registro estadístico. De no ser así, se calcula de la siguiente forma:

$$Qm = \frac{\text{población futura} \times \text{dotación}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

$$Qm = \frac{374 \text{ [hab]} \times 90 \text{ [L / hab / día]}}{86,400 \text{ [seg/día]}}$$

$$Qm = 0.3896 \text{ [L/ seg]}$$

2.1.9.2. Caudal máximo diario (QMD)

Es el mayor consumo de un día que se registre durante un año. A falta de un registro el QMD será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo [FMD] que oscile entre 1.2 y 1.5 para poblaciones

futuras menores a 1000 habitantes y 1.2 para poblaciones mayores de 1000 habitantes. Utilizaremos un FMD de 1.5 por ser una pequeña población rural.

$$QMD = Qm * FMD$$

$$QMD = 0.3896 * 1.5$$

$$QMD = 0.5844 \text{ [L/ seg]}$$

2.1.9.3. Caudal máximo horario (QMH)

Es el mayor consumo en una hora en un día de consumo máximo diario. Se determina multiplicando el consumo medio diario por el factor máximo horario [FMD] 2.0 a 3.0 para poblaciones futuras menores a 1000 habitantes y 2 para poblaciones mayores de 1000 habitantes. La selección del factor es función inversa al tamaño de la población a servir. Utilizaremos un FMH de 2.8 debido al tamaño de la población futura.

$$QMD = Qm * FMH$$

$$QMH = 0.3896 * 2.8$$

$$QMH = 1.0909 \text{ [L/ seg]}$$

Este caudal se compara con el caudal de uso simultáneo que se calcula de la siguiente manera:

$$q = k\sqrt{n-1}$$

q = caudal de uso simultáneo [L/ seg] no menor de 0.20 [L/ seg]

k = 0.15 para conexión predial

n = número de conexiones

Calculamos con:

k = 0.15 para conexión predial

n = 61 conexiones (tomado de levantamiento topográfico, ver apéndice)

$$q = 0.15\sqrt{61-1}$$

$$q = 1.1619 \text{ [L/ seg]}$$

El caudal mayor es el de uso simultáneo, entonces éste nos servirá para el diseño de la línea y red de distribución. Ahora calculamos el caudal por vivienda:

$$Q_{vivienda} = \frac{q \text{ uso simultaneo}}{\text{No. viviendas}}$$

$$Q_{vivienda} = \frac{1.1619}{61}$$

$$Q_{vivienda} = 0.01905 \text{ [L/ seg]}$$

2.1.10. Parámetros de diseño

Tabla VIII. Parámetros de diseño

Parámetros de diseño		
Fuente	Brote definido Aldea Bethel	
Aforo	3.1	[L/s]
Fecha de aforo	abril de 2006	
Tipo de sistema	Gravedad	
Tipo de conexión	Predial	
Población		
	Viviendas	59 [u]
	Escuela	1 [u]
	Iglesia	1 [u]
Habitantes	207	[Hab]
Tasa poblacional	3	[%]
Dotación	90	[L/Hab/día]
Período de diseño	20	[años]
Población futura	374	[Hab]
Caudal medio [Qm]	0.3896	[L/s]
Factor máximo diario [FMD]	1.5	
Caudal máximo diario [QMD]	0.5844	[L/s]
Factor máximo horario [FMH]	2.8	
Caudal máximo horario [QMH]	1.09088	[L/s]
Caudal de uso simultaneo	1.161895004	[L/s]
	k(conexión predial)	0.15 Factor
	n	61 Viviendas
Caudal por vivienda	0.019047459	[L/s]
Volumen de almacenamiento tanque de distribución	40% del caudal medio 15 m ³ .	

Clase y presiones de trabajo de tubería

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

SDR 17, presión de trabajo de 250 PSI (176 m.c.a.) en distribución.

SDR 26, presión de trabajo de 160 PSI (112 m.c.a.) en conducción y distribución.

SDR 13.5, presión de trabajo de 315 PSI (221 m.c.a.) en distribución.

Para tramos donde la tubería PVC no se pueda colocar por condiciones del terreno por ejemplo en pasos de zanjón, se utilizará tubería de hierro galvanizado tipo liviano, debido a que la topografía lo requiere.

Velocidades

La velocidad mínima es de 0.3 [m/seg.] pero debido a que el caudal no contiene sedimentos, este valor puede ser menor. La velocidad máxima será de 3 [m/seg.], en conducción.

Presiones

Las presiones dinámicas de servicio en la distribución serán de 10 a 60 [m.c.a.]

2.1.11. Diseño de la línea de conducción

Se define como el conjunto de elementos, que incluyen las obras de arte que servirán para transportar el agua potable, desde el lugar de captación hasta el tanque de distribución.

Para el diseño de una línea de conducción por gravedad deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- Carga disponible o diferencia de elevación.
- Capacidad para transportar el caudal máximo diario.
- La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- La clase de tubería en función del material requerido dependerá del tipo de terreno.
- Diámetros.
- Estructuras complementarias.

Para el cálculo hidráulico de la línea de conducción se utiliza la expresión de **Hazen Williams** por considerarse mas adecuada. Expresa las relaciones de flujos de agua en conductos circulares a presión o conductos que fluyen llenos.

$$D = \left[\frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * Hf} \right]^{\frac{1}{4.87}}$$

donde:

Hf = Pérdida de carga por fricción [m.c.a.]

L = Longitud real del tramo [m]

Q = Caudal conducido [L/seg.]

C = Coeficiente de fricción de Hazen Williams que depende de la rugosidad del material para tubería PVC se adoptará un valor de 150 y para HG 110 (este valor es adimensional)

D = Diámetro de la tubería [pulg.]

Inicialmente se encuentra un diámetro preliminar utilizando la expresión anterior asumiendo una perdidas entre la captación y el tanque de distribución

dependiendo la diferencia de altura entre estos dos puntos, luego se eligen diámetros comerciales; Ø1 mayor y Ø2 menor, de manera que el diámetro nominal encontrado este en ese rango. Luego se encuentran las pérdidas Hf para cada diámetro Ø1 mayor y Ø2 menor utilizando la longitud real total. Teniendo estas pérdidas se encuentra una longitud 1 para Hf1, Ø1 mayor y una longitud 2 para Hf2, Ø2 menor, con la expresión siguiente:

$$L_1 = \frac{(Hf_{total} - Hf_2)}{Hf_1 - Hf_2}$$

Esta longitud será correspondiente al diámetro mayor Ø1, deberá ser expresada en múltiplos de 6, ya que esta es la longitud de cada tubo, y la longitud 2 se calcula de la siguiente forma:

$$L_2 = L_{total} - L_1$$

Teniendo estas longitudes correspondientes a cada diámetro Ø1 y Ø2 se encuentran las pérdidas reales correspondientes a cada diámetro, como se muestra a continuación:

$$Hf_{1real} = \frac{1743.811141 * L_1 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D_1^{4.87}}$$

$$Hf_{2real} = \frac{1743.811141 * L_2 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D_2^{4.87}}$$

La suma de estas pérdidas es igual a la pérdida asumida inicialmente, esta es la comprobación de los cálculos.

Este método corresponde a diámetros equivalentes o a diámetros económicos como se le conoce, resulta conveniente utilizarlo debido a que se realiza un balance entre diámetros y determinar el punto exacto donde cambiará de diámetro la tubería, todo esto en función de las pérdidas y así utilizar dos diámetros de tubería en la línea de conducción, esto repercutirá en el precio de esta, que será menor que utilizando solo un diámetro.

Es preciso hacer la observación que en tramos donde cambia de tubería PVC a hierro galvanizado, se tendrá una pérdida distinta y se hace necesario calcularla, por lo que la pérdida real será mayor que la asumida inicialmente.

Además, de las pérdidas y de los diámetros de tubería, se incluyen los siguientes conceptos utilizados en el diseño hidráulico de la línea de conducción:

Nivel estático

Es el nivel de referencia del diseño hidráulico, es el punto mas elevado de la conducción y este será el nivel de la captación.

Presión estática

Es la diferencia de elevaciones entre el nivel estático de referencia (captación) y cada punto del terreno natural o cada estación.

Cota piezométrica

Es la diferencia entre el nivel estático de referencia, en este caso el nivel de la captación y las pérdidas por fricción de cada tramo. Es necesario calcularla en puntos importantes como en pasos de zanjón, cambio de diámetros de tubería, puntos altos, puntos bajos.

Presión dinámica

Es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno natural, determina la presión a que esta sometida la tubería en m.c.a..

2.1.12. Diseño del tanque de distribución

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

- Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la distribución.
- Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Proporcionar una presión suficiente para que el sistema funciones correctamente.

El volumen necesario para compensar la variación de consumo puede ser establecido mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población con iguales características a la localidad estudiada, y cuando se carece de esta, pueden adoptarse los criterios de UNEPAR, los cuales

establecen que el volumen del tanque debe ser del 25% al 45% del caudal medio diario. Para el diseño de este proyecto se adopto el 40%.

Un tanque de distribución tiene los siguientes componentes:

- Deposito principal
- Caja de válvula de entrada y de salida
- Tapaderas para entrada
- Dispositivo de desagüe y rebalse
- Respiradero
- Hipoclorador

Cálculo de volumen de almacenamiento

El volumen de almacenamiento se calcula con la expresión:

$$Vol = 40\%Qm$$

$$Vol = \frac{40\%Qm * 86400}{1000}$$

$$Vol = \frac{0.40(0.3896) * 86400}{1000}$$

$$Vol = 13.46 \text{ [m}^3\text{]}$$

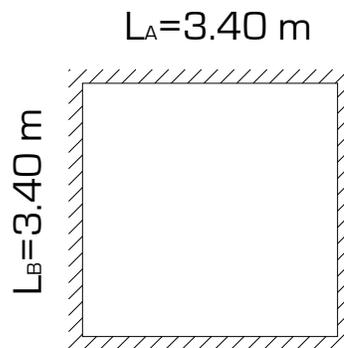
Se adopta un volumen de **15.00 [m³]**. Se adoptan las siguientes medidas 3.25 metros de ancho, 3.25 metros de largo y 1.50 metros altura de liquido.

El sistema constructivo del tanque de distribución será muros de concreto ciclópeo diseñados como muros de gravedad y losa de concreto armado diseñada a flexión.

Diseño de losa

Se diseñará con el método de coeficientes (método 3 del ACI). La losa tiene las siguientes dimensiones incluyendo la viga de apoyo:

Figura 1. Dimensionamiento de losa tanque de distribución



3.40 [m] = 11.15 [pie]

Concreto f'_c	3	[Klb/pulg ²]
Acero f_y	40	[Klb/pulg ²]

Acero mínimo en losas $\rho_{min} \geq 0.002$

Espesor de losa 10 [cm.], equivalente a 4 [pulg], el proceso de cálculo se describe a continuación:

Integración de cargas

$$W \text{ muerta} = 0.0125 \text{ [Klb/pie} \cdot \text{pulg de alto]} * 4 \text{ [Pulg]} = \mathbf{0.05} \text{ [Klb/pie]}$$

$$W \text{ viva} = 0.0615 \text{ [Klb/pie}^2] * 1 \text{ [pie]} = \mathbf{0.0615} \text{ [Klb/pie]}$$

Combinación de cargas

$$C_u = 1.4C_m + 1.7C_v$$

$$C_u = 1.4(0.05) + 1.7(0.0615)$$

$$C_u = 0.07 + 0.1046$$

$$C_u = 0.1746 \text{ [Klb/pie]}$$

Losa en dos direcciones Caso 2 (método 3 ACI)

$$M = \frac{L_A}{L_B}$$

$$M = \frac{3.40}{3.40} = 1$$

Cálculo de momentos

Momento negativo

(Debido a la carga total)

$$M_{(-)} = -C_{AB} = 0.045 \text{ [Coeficiente]}$$

$$M_{A(-)} = M_{B(-)} = -C_{AB} * C_U * L_{AB}^2$$

$$M_{A(-)} = M_{B(-)} = -0.045 * 0.17546 * 11.15^2$$

$$M_{A(-)} = M_{B(-)} = -0.9768 \text{ [Klb-pie]}$$

Momento positivo

(Debido a la carga muerta)

$$M_{(+)}_{CM} = +C_{ABCM} = 0.018 \text{ [Coeficiente]}$$

$$M_{A(+)} = M_{B(+)} = +C_{ABCM} * C_M * L_{AB}^2$$

$$M_{A(+)} = M_{B(+)} = +0.018 * 0.07 * 11.15^2$$

$$M_{A(+)} = M_{B(+)} = +0.1566 \text{ [Klb-pie]}$$

(Debido a la carga viva)

$$M_{(+)\text{CV}} = +C_{ABCV} = 0.027 \text{ [Coeficiente]}$$

$$M_{A(+)} = M_{B(+)} = +C_{ABCV} * C_V * L_{AB}^2$$

$$M_{A(+)} = M_{B(+)} = +0.027 * 0.1046 * 11.15^2$$

$$M_{A(+)} = M_{B(+)} = +0.3511 \text{ [Klb-pie]}$$

Momento positivo total

$$M_{(+)} = C_{ABCM} + C_{ABCV}$$

$$M_{(+)} = 0.1566 + 0.3511$$

$$M_{(+)} = 0.5077 \text{ [Klb-pie]}$$

Cálculo de acero de refuerzo, utilizando la siguiente expresión:

$\emptyset = 0.90$ (elementos sometidos a flexión)

$d = 2.8125$ [Pulg]

$b = 12$ [Pulg] ancho unitario

$$Mu \phi = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f' c} \right)$$

Encontramos ρ

Momento negativo **M (-) = $\rho = 0.003502$**

Momento positivo **M (+) = $\rho = 0.001802$** utilizamos el acero mínimo

Área de acero

$$A_s = \rho * \text{ancho unitario} * d$$

Momento negativo $M (-) = A_s = 0.003502 \cdot 12.00 \cdot 2.8125 = 0.1182$ [Pulg²].
 Tomando barras de acero # 3 = @ 28.37 [cm], adoptando # 3 @ 25.00 [cm], por modulación y facilidad de armado tomaremos en ambos sentidos. (ver apéndice planos constructivos).

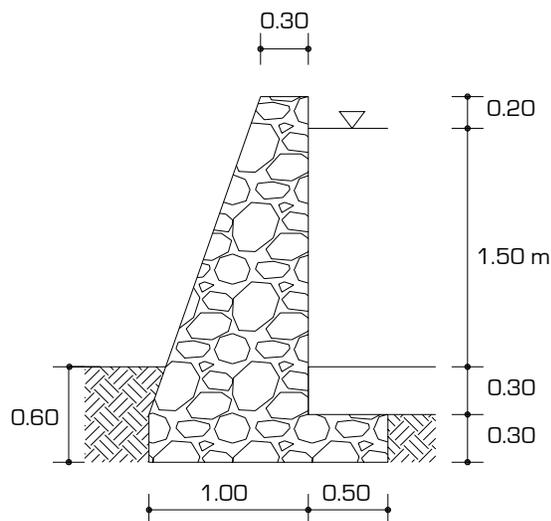
Diseño de muros

Los muros del tanque de distribución funcionan como muros en gravedad, debido a la presión que el agua ejerce sobre ellos, se construirán de concreto ciclópeo, el proceso de diseño se detalla a continuación:

Tabla IX. Datos de diseño muro tanque de distribución de agua potable

γ Suelo	1400	[Kg/ m ³]
γ Concreto	2400	[Kg/ m ³]
γ Concreto ciclópeo	2500	[Kg/ m ³]
\emptyset ángulo de fricción	20	[°]
Vs Valor soporte	16	[T/ m ³]

Figura 2. Dimensionamiento de muro tanque de distribución



Integración de cargas:

Figura 3. Sección de viga perimetral tanque de distribución

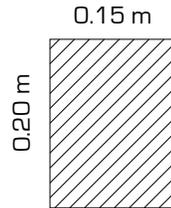


Figura 4. Área tributaria de losa sobre muro tanque de distribución

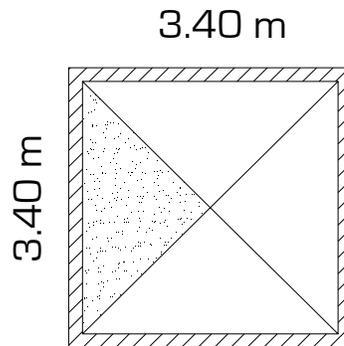


Tabla X. Integración de carga muerta tanque de distribución de agua potable

	γ Concreto [T/ m ³]	Área [m ²]		Carga Muerta [T/ m]
Losa	2.40	$3.05 \times 3.05 / 4$	2.3256	5.5815
Viga	2.40	0.15×0.20	0.030	0.072
$\Sigma =$				5.6535

Esta carga será distribuida linealmente en la parte superior del muro, para efectos de chequeo y cálculo será conveniente tomar esta carga como puntual.

Cálculo de factores de empuje activo y pasivo

Factor de empuje pasivo

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(20^\circ)}{1 - \text{sen}(20^\circ)} = 2.0396$$

Factor de empuje activo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(20^\circ)}{1 + \text{sen}(20^\circ)} = 0.4903$$

Cálculo de presiones horizontales

$$P_{\text{pasiva}} = K_p * \gamma_{\text{suelo}} * H_{\text{pasiva}}$$

$$P_{\text{pasiva}} = 2.0396 * 1.40 * 0.60 = 1.7133 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$P_{\text{activa}} = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H_{\text{activa}}$$

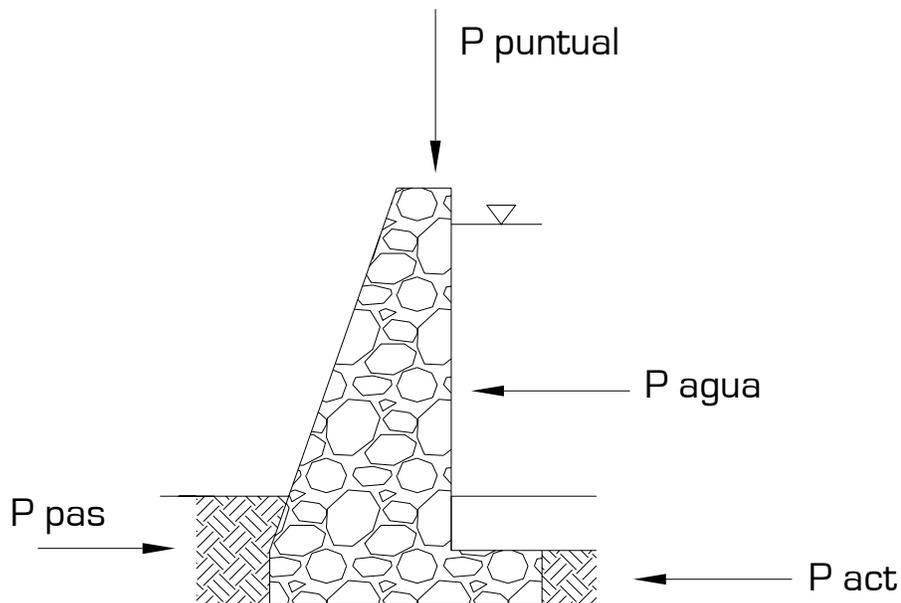
$$P_{\text{activa}} = 0.4903 * 1.40 * 0.30 = 0.2059 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$P_{\text{agua}} = \text{Ancho} * H_{\text{agua}}$$

$$P_{\text{agua}} = 1.00 * 1.50 = 1.50 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

Cálculo de presiones horizontales en el punto de aplicación

Figura 5. Diagrama de cargas muro tanque de distribución



$$P_{pasiva} = \frac{1}{2} * Pp * H_{pasiva}$$

$$P_{pasiva} = \frac{1}{2} * 1.7133 * 0.60 = 0.5140 \text{ [T/m]}$$

$$P_{activa} = \frac{1}{2} * Pa * H_{activa}$$

$$P_{activa} = \frac{1}{2} * 0.2059 * 0.30 = 0.03089 \text{ [T/m]}$$

$$P_{agua} = \frac{1}{2} * P_{agua} * H_{agua}$$

$$P_{agua} = \frac{1}{2} * 1.50 * 1.50 = 1.125 \text{ [T/m]}$$

Cálculo de momentos al pie del muro debido a las cargas pasivas y activas (Momento actuante)

Tabla XI. Momento actuante tanque de distribución de agua potable

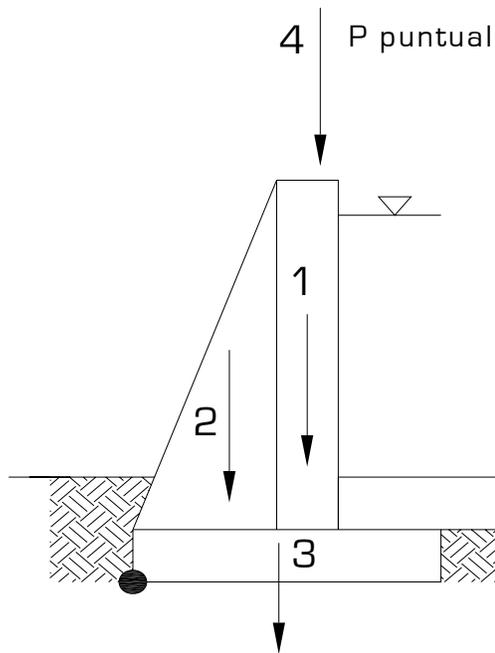
	Fuerza P [T/m]	Brazo [m]		Momento al pie del muro [T-m/m]
Pasivo	0.5140	0.60/3	0.20	0.1028
Activo	0.03089	0.30/3	0.10	0.0031
Agua	1.1250	1.50/3+0.60	1.10	1.2375

Momento ocasionado por el propio peso del muro y fuerzas que actúan a favor (Momento resistente)

Tabla XII. Momento resistente tanque de distribución de agua potable

	Área [m ²]		γ Concreto ciclópeo [T/ m ³]	W [T/m]	Brazo [m]	Momento [T-m/m]
1	0.30*2.00	0.60	2.50	1.50	0.85	1.275
2	½*0.70*2.00	0.70	2.50	1.75	0.47	0.8225
3	1.50*0.30	0.45	2.50	1.125	0.75	0.8375
Σ=						2.935
4	Carga puntual			5.6535	0.85	4.8059

Figura 6. Diagrama de cargas debidas al peso propio y fuerzas que actúan a favor del muro tanque de distribución



Habiendo realizado los cálculos anteriores procedemos a chequear el muro por volteo, deslizamiento y verificando también la presión máxima y la mínima bajo el muro, como se muestra a continuación:

Chequeo por volteo

$$F_{sv} \geq 1.5$$

$$F_{sv} = \frac{\Sigma M_{resistente}}{\Sigma M_{actuante}}$$

$$\frac{\Sigma M_{resistente}}{\Sigma M_{actuante}} = \frac{M_{pasivo} + M_{carga\ total\ muro} + M_{carga\ puntual}}{M_{activo} + M_{presion\ agua}}$$

$$\frac{\Sigma M_{resistente}}{\Sigma M_{actuante}} = \frac{0.1028 + 2.935 + 4.8059}{0.0031 + 1.2375} = 6.32 > 1.5$$

Si cumple el chequeo por volteo.

Chequeo por deslizamiento

$$F_{SD} \geq 1.5$$

$$F_{SD} = \frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{actuante}}$$

$$\frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{actuante}} = \frac{F_{pasivo} + F_{carga\ total\ muro} + F_{puntual}}{F_{activo} + F_{agua}}$$

$$\frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{actuante}} = \frac{0.5140 + 4.375 + 5.6535}{0.03089 + 1.125} = 9.12 > 1.5$$

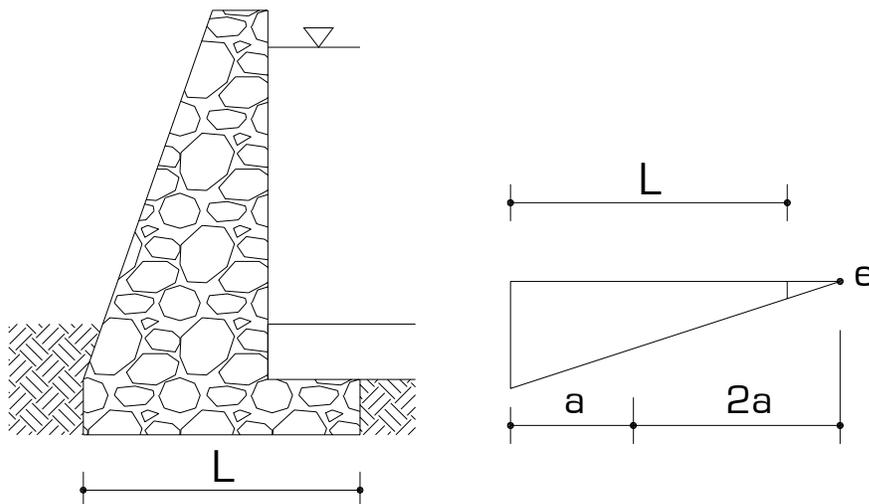
Si cumple el chequeo por deslizamiento.

Chequeo de presiones máxima y mínima en la base del muro

Encontramos la excentricidad de la carga:

$$e = \frac{L}{2} - a$$

Figura 7. Diagrama de excentricidad de presiones
muro tanque de distribución



Donde a la calculamos:

$$a = \frac{M_{resistente} + M_{carga puntual} - M_{actuante}}{W_{total}}$$

$$a = \frac{2.935 + 4.8059 - 1.2406}{4.375 + 5.6535}$$

$$a = 0.6482 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{1.50}{2} - 0.6482$$

$$e = 0.1018 \text{ [m]}$$

Chequeo de presiones

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

donde:

q = presiones máxima y mínima [T/m²]

W = Carga total del muro [T]

L = Longitud de la base del muro [m]

e = excentricidad [m]

S = módulo de sección [m³]

$$q = \frac{10.0285}{1.50 * 1.00} \pm \frac{10.0285 * 0.1018}{\frac{1}{6}(1.50)^2 * 1.00}$$

q máxima = 9.41 [T/m²]

q mínima = 3.96 [T/m²]

No existen presiones negativas, y no sobrepasa el valor soporte asumido por lo tanto el cheque es correcto (ver apéndice planos constructivos).

2.1.13. Sistema de desinfección

El proceso de desinfección adoptado, consiste en un depósito construido de concreto armado con flotador hecho con accesorios y tubo pvc que soporta un elemento de toma para la captación de la solución; seguidamente mediante un elemento flexible, dotado de un dispositivo de control, se entrega el hipoclorito en solución, gota a gota al tanque de distribución. El sistema funciona de la siguiente manera y contiene los elementos:

- **Mezcla y alimentación de la solución**

Consiste en un estanque cúbico, generalmente de 1000 litros de capacidad, cuya función es mezclar y almacenar la solución para un período máximo de tres días. Para evitar interferencias por sedimento, se coloca una lámina de asbesto cemento en posición vertical dentro del tanque, lo que evitará que el sedimento, producto de la mezcla, obstruya los orificios de toma y demás elementos del sistema.

- **Dosificador**

Está integrado por un niple corredizo y deslizante de PVC de ½", con un orificio perforado de recolección.

- **Flotador**

Este elemento puede construirse de corcho, madera, duroport, acrílico, etc. El más recomendado es el flotador de PVC.

- **Lavado**

Para el desalojo del material sedimentado, se coloca una llave de compuerta de PVC de 1/2", en la parte inferior de la pared del tanque de la zona de mezcla de la solución.

- **Aplicación**

Preparación del concentrado. En una cubeta grande de plástico, se vierte el hipoclorito en la cantidad indicada al operador de cada sistema; para hacer una solución concentrada, se agrega esta primera vez el agua necesaria para formar una pasta, luego se agrega más agua, hasta completar más de la mitad de la cubeta y se agita. El procedimiento anterior se repite una vez más, desechando finalmente el sedimento que queda por considerarse que no tiene ya ninguna cantidad apreciable de cloro. El dosificador se termina de llenar hasta la marca; luego, mediante una conexión directa a la fuente, se distribuye con lo que queda listo para funcionar. En el detalle de hipoclorador indica la solución requerida para el caudal que ingresa al tanque de distribución (ver apéndice planos constructivos).

2.1.14. Diseño de la línea de distribución

La línea de distribución consiste en el transporte del agua del tanque de distribución hacia donde inicia la población, en este caso longitud de la línea de distribución es relativamente corta debido a que desde el tanque de distribución inician las viviendas. Se calcula de utilizando la expresión de **Hazen Williams**, seleccionando inicialmente un diámetro comercial y en el diseño variara únicamente la pérdida por fricción, se utilizan los mismos criterios de la línea de conducción

$$H_f = \frac{1743.81114 \cdot L \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}}$$

2.1.15. Diseño de la red de distribución

La red de distribución consiste en tuberías que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento hasta las líneas que conforman las conexiones prediales, usándose para esto tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) con una serie de accesorios y válvulas.

Esta red de distribución se formará por ramales abiertos con lo cual se cubre en su totalidad a la comunidad.

En el diseño de la red de distribución, se consideran los siguientes factores:

- El diseño se hará para el caudal de hora máxima, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño, siempre y cuando

sea mayor que el caudal simultáneo, caso contrario se utilizará este último.

- La distribución de gastos debe hacerse mediante cálculo, de acuerdo con el consumo real de la localidad, durante el período de diseño.
- Se deberá tratar de servir, directamente, al mayor porcentaje de la población con conexiones prediales.
- Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios y obras de arte necesarias, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas para tal efecto, y así facilitar su funcionamiento.

Para el diseño hidráulico se utiliza la expresión de **Hazen Williams** de igual forma que en la línea de conducción. Todos los elementos de la expresión fueron descritos en la sección 2.1.11. Para el cálculo de la pérdida es necesario asignar diámetros comerciales, tomando el criterio de número de diámetros mínimos en distribución, también se aplican los conceptos de cota piezométrica presión estática, presión dinámica descritos en la sección 2.1.11.

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

2.1.16. Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento es el tanque de distribución con una capacidad de 15 [m³], el proceso de cálculo y criterios de diseño son descritos en la sección 2.1.12.

2.1.17. Obras hidráulicas

- **Captación**

Es la obra civil que recolecta el agua proveniente de uno o varios nacimientos de brotes definidos o difusos. El tipo de captación utilizada en la fuente superficial tiene los siguientes componentes (ver planos en apéndice):

- Filtro de piedra y sello sanitario para captación del brote
- Caja de captación 1 [m³]
- Caja de válvula de salida
- Dispositivo de desagüe y rebalse

- **Válvula de limpieza**

Son utilizadas para extraer los sedimentos que hayan ingresado a la tubería y que se acumulan en los puntos bajos de la línea de conducción o ramales muertos de la red de distribución, la válvula será de compuerta de bronce.

- **Válvula de aire**

La función de una válvula de aire es expulsar el contenido de aire de la tubería, que tiende a depositarse en las partes altas de la línea de conducción, esta acumulación de aire reduce la sección de la tubería, por consiguiente, la capacidad de conducción. La válvula será de bronce, adaptada a una tubería PVC.

- **Válvulas de compuerta**

Son las válvulas de mayor aislamiento y de mayor uso en la captación, en el tanque de distribución, en la caja rompe presión y en las conexiones prediales, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están totalmente abiertas. Tienen un valor limitado como válvulas de control, por el desgaste del asiento, la desviación y traqueteo del disco de la compuerta, aguas abajo. Además, el área abierta y el volumen de circulación de agua por la válvula no es proporcional al porcentaje de abertura de la compuerta.

- **Caja rompe presión**

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea y red de distribución. Se evita así la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos. La caja disipa la presión en el instante en que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al haber un cambio drástico de sección hidráulica (ver apéndice planos constructivos).

- **Pasos de zanjón**

En lugares donde existan depresiones o riachuelos, se colocarán pasos de zanjón. Son estructuras con columnas cortas y tubería HG. En el proyecto se colocaran pasos de zanjón tipo de 6 metros y de 12 metros de longitud (ver apéndice planos constructivos).

2.1.18. Conexiones prediales

Se entiende por conexión predial cada servicio que se presta a una comunidad, a base grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del predio o lote que ocupa. Es el tipo de servicio más recomendable desde el punto de vista de higiene y salud para el área rural, tomando en cuenta a la vez, razones económicas. La instalación predial se recomienda para comunidades rurales concentradas y dispersas con nivel socioeconómico regular.

Los accesorios y válvulas se describen el detalle (ver apéndice planos constructivos).

2.1.19. Planos del sistema de abastecimiento de agua potable

Los planos constructivos del sistema de abastecimiento de agua potable es el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente, además, se toma en cuenta para su elaboración escalas adecuadas, redacción clara y concisa para que el constructor y el supervisor tengan una guía clara del proyecto y como debe construirse para que tenga un el funcionamiento según la necesidad que el proyectista planificó.

El juego de planos del sistema de abastecimiento de agua potable contiene los siguientes planos:

- Planta general topográfica de conducción.
- Planta general topográfica de distribución.
- Plano de densidad de vivienda.
- Planta – perfil de línea de conducción.

- Planta – perfil de distribución ramales abiertos.
- Planta de curvas de presión.
- Detalles de obras de arte:
 - Obra de captación
 - Tanque de distribución
 - Caja para válvula y conexiones de válvulas de aire, limpieza y compuerta
 - Caja rompe – presión
 - Pasos de zanjón
 - Conexión predial
 - Hipoclorador

(ver apéndice planos constructivos)

2.1.20. Presupuesto

El presupuesto se compone de:

- **Costos directos**

Los costos directos son los que van directamente a la obra; y están compuestos por materiales y mano de obra.

- **Costos indirectos**

Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. Son determinados a través de porcentajes entre el 25% y 35% de los costos directos. Los precios de materiales y de mano de obra se

establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en el casco urbano de Gualán.

A continuación se muestra un resumen del presupuesto por renglones generales.

Tabla XIII. Resumen de presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas, Gualán, Zacapa

				MARZO/2007
RESUMEN PRESUPUESTO ESTIMADO				
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
UBICACIÓN: ALDEA LAS BALAS, GUALÁN ZACAPA				
	REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TOTAL
1.	CAPTACIÓN	U	1.00	Q31,009.90
2.	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	ML	2040.00	Q180,230.93
3.	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	U	1.00	Q83,004.31
4.	LÍNEA Y RED DE DISTRIBUCIÓN	ML	4142.00	Q210,033.94
5.	CONEXIONES PEDIALES	U	61.00	Q57,379.49
6.	HIPOCLORADOR	U	1.00	Q13,135.90
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q574,794.48

2.1.21. Especificaciones técnicas

Son parámetros constructivos de materiales y procedimientos a seguir en la construcción, por ejemplo tipo de tubería a utilizar, cemento, proporciones de concreto, acero de refuerzo, etc.

2.1.22. Cronograma de ejecución

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto, se muestra en forma resumida en la siguiente tabla:

Tabla XIV. Cronograma de ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas, Gualán, Zacapa

CRONOGRAMA ESTIMADO DE EJECUCIÓN														
MARZO/2007														
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE														
UBICACIÓN: ALDEA LAS BALAS, GUALÁN ZACAPA														
DESCRIPCIÓN	COSTO	TIEMPO DE EJECUCIÓN												
		1 MES			2 MES			3 MES			4 MES			
		1s	2s	3s	4s	1s	2s	3s	4s	1s	2s	3s	4s	
COSTOS DIRECTOS														
1. CAPTACIÓN	Q23,853.77													
2. LÍNEA DE CONDUCCIÓN	Q138,639.18													
3. TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	Q63,849.47													
4. LÍNEA Y RED DE DISTRIBUCIÓN	Q161,564.57													
5. CONEXIONES PREDIALES	Q44,138.07													
6. HIPOCLORADOR	Q10,104.54													
COSTOS INDIRECTOS														
(ADMINISTRACIÓN, SUPERVISIÓN, IMPREVISTOS Y UTILIDAD)	Q132,644.88													
COSTO TOTAL DEL PROYECTO														
	Q574,794.48													

2.1.23. Operación y mantenimiento

2.1.23.1. Programa de operación y mantenimiento

Para que un sistema de abastecimiento de agua potable funcione correctamente, se tiene que contemplar un programa de operación y mantenimiento tanto para los equipos como para la infraestructura, situación que va a determinar la vida útil del proyecto.

- **Operación**

Se refiere a las acciones externas que se ejecutan a las instalaciones o equipo, sin afectar su naturaleza y características internas.

- **Mantenimiento**

Se refiere a las acciones internas que se ejecutan a las instalaciones o equipos y que de algún modo alteran su naturaleza o partes constitutivas del sistema. Estas acciones internas tienen por objeto la prevención o la reparación de daños. Es importante enfatizar que ningún sistema de agua potable funcionará adecuadamente sin la supervisión del elemento humano; de lo contrario, el sistema tendrá dificultades en su funcionamiento y esto repercute en molestias de la población a servir.

Hay dos clases de mantenimiento: correctivo y preventivo.

1. Mantenimiento correctivo

Consiste en la reparación inmediata y oportuna de cualquier daño que se produzca en las instalaciones o equipos. Este tipo de mantenimiento no se puede programar, debido a que los daños pueden ser de diferente índole y por diferentes circunstancias. Para ello es necesario que se disponga de personal especializado y equipo idóneo.

2. Mantenimiento preventivo

Consiste en la ejecución de un conjunto de acciones internas en las instalaciones o el equipo para evitar, dentro de lo posible, que se produzcan daños. Todas las intervenciones en las instalaciones o equipos deben programarse usando un calendario, con intervalos periódicos basados en otras experiencias de sistemas similares y ajustarlos a las necesidades propias del acueducto correspondiente. Es importante tomar en cuenta, además, los informes sobre las características y el comportamiento operacional de los equipos o instalaciones que provienen de los lugares de fabricación.

Las etapas para la organización eficiente del mantenimiento preventivo de un sistema son:

- Inventario técnico de las instalaciones o equipos.
- Clasificación en grupos de acuerdo con características similares.
- Identificación individual de cada una de las instalaciones o equipos.
- Formularios necesarios para el control del mantenimiento preventivo.
- Normas de mantenimiento preventivo para cada grupo de componentes.

- Plan periódico de mantenimiento preventivo, que se recomienda sea anual.
- Archivos técnicos de mantenimiento.

Tabla XV. Programa de mantenimiento agua potable

ACTIVIDAD	FRECUENCIA
Captación	
<ul style="list-style-type: none"> • Verificar el nivel en el tanque de captación. 	Diario
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar válvulas y rebalses. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> • Limpiar el área adyacente a la captación (removiendo plantas, piedras, tierra o cualquier otra obstrucción). 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> • Inspeccionar el área de influencia del nacimiento para detectar posibles fuentes de contaminación, como aguas negras, presencia de animales domésticos, letrinas, etc. 	Anual
<ul style="list-style-type: none"> • Operar válvulas para verificar si giran con facilidad. • Si tienen partes rotas o fugas se corrigen; revisar las tuberías, corregir las fugas si las hubiera y pintar con pintura anticorrosiva 	Anual
Línea de conducción	
<ul style="list-style-type: none"> • Mantener una brecha sobre la línea de conducción con el fin de facilitar la inspección y detectar fugas. 	Anual
<ul style="list-style-type: none"> • Observar si hay fugas, deslizamientos o hundimientos de la tierra que pueda afectar la línea; cualquier área húmeda anormal sobre la línea enterrada debe ser investigada. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> • Inspeccionar elementos de mampostería y concreto en la línea. 	semestral
Tanque de distribución	
<ul style="list-style-type: none"> • Para su limpieza, cortar la entrada del agua cerrando la válvula de la línea de conducción. Abrir la válvula de drenaje para vaciar el tanque, abrir la escotilla, penetrar al tanque y limpiar con cepillos metálicos las paredes y el fondo del tanque. Sacar los residuos de la limpieza usando un chorro de agua. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar el estado extremo de las válvulas, verificar que no haya fugas, roturas o falta de piezas, en cuyo caso deberá repararse la válvula o bien cambiarla por otra si fuese necesario. 	Trimestral
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar la estructura del tanque. 	Semestral

Red de distribución	
<ul style="list-style-type: none"> • Inspeccionar la red de distribución con el fin de detectar fugas u otras anomalías; si es posible, corregirlas; en caso contrario, anotarlas en las hojas de registro, verificar y revisar las cajas de válvulas. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar el funcionamiento de las válvulas, las cuales deben abrir y cerrar lentamente. Pintar y retocar con pinturas anticorrosivas las válvulas y accesorios que estén a la vista de la red de distribución. 	Semestral
Válvulas	
<ul style="list-style-type: none"> • Abrir y cerrar lentamente la válvula para evitar el golpe de ariete, comprobar que el número de vueltas y el sentido de rotación, al cerrar o abrir, coincide con el indicado en la hoja de registro. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> • Abrir y cerrar varias veces las válvulas con el fin de eliminar los depósitos que se hayan podido acumular en el asiento de la compuerta; comprobar el estado de la empaadura del prensa-estopa y reemplazarla si hay dificultad en el manejo de la válvula o si hay fugas que no se eliminan apretando el prensa-estopa. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar los empaques; si están en mal estado cambiarlos. Verificar que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> • Cambiar la pieza si es necesario, pintar o retocar la pintura de las válvulas y accesorios. Para ello, usar pintura anticorrosiva. Revisar y limpiar la caja de las válvulas. Revisar tapaderas y reemplazar las que estén rotas. 	Semestral
Conexiones domiciliarias	
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar las conexiones por sectores del sistema. 	Diario
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar empaques de las llaves de chorro. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar llaves de globo y posibles fugas en las conexiones. 	trimestral

- **Administración del sistema de agua potable**

El comité de vecinos debidamente organizado es el encargado e vigilar el uso adecuado del sistema y de racionar equitativamente el suministro en caso de emergencia. Así mismo de dirigir al encargado de operación del sistema,

implementar mecanismos de seguridad adecuados que esté a su alcance para evitar actos de vandalismo contra el sistema y en perjuicio de los usuarios.

2.1.23.2. Costos de operación y mantenimiento

En un sistema de agua potable no es únicamente la fase de construcción, se le debe dar una operación y mantenimiento adecuado para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que ha sido diseñado. Esto implica que es necesario contar con los recursos suficiente para operar el sistema, darle un mantenimiento preventivo, y cuando sea necesario mantenimiento correctivo. Dichos recursos solo pueden obtenerse a través del pago mensual de una tarifa por el usuario, la cual se calcula con un horizonte no mayor de 5 años, debido a que en el área rural difícilmente los habitantes aceptan incrementos constantes.

Para el proyecto en estudio se calculará la tarifa contemplando los siguientes costos:

- **Costo de operación**

Contempla pago a un fontanero por efectuar revisiones periódicas al sistema, en obras de arte, tanque de distribución y operación del sistema de cloración. Se estima que el fontanero trabaja 10 días al mes, se toma relación con las veces que tiene que preparar la solución para la cloración del agua, además, en este tiempo tendrá que realizar las revisiones que están dadas en el programa de operación y mantenimiento, según se programe por el comité de

agua. El cálculo de salario se hace con base a las leyes laborales vigentes en el país, y se recomienda respetar este salario.

Salario mínimo para actividad no agrícola	Q. 1624.60 [mensual]
Incentivo	Q. 250.00 [mensual]
Aguinaldo	Q. 1624.60 [anual]
Bono 14	Q. 1624.60 [anual]
Vacaciones	Q. 812.30 [anual]

Cálculo mensual

Salario mínimo para actividad no agrícola	Q. 1624.60 [mensual]
Incentivo	Q. 250.00 [mensual]
Aguinaldo	Q. 135.38 [mensual]
Bono 14	Q. 135.38 [mensual]
Vacaciones	<u>Q. 67.69</u> [mensual]
	Q. 1963.05 [mensual]

Salario por día Q. 65.435 [diario], por lo tanto el fontanero en 10 días proyectados devengará **Q. 654.35**

Costo de operación Q. 654.35/mes

- **Costo de mantenimiento**

Este costo consiste en la compra de materiales para remplazarlos cuando se requiera, además, de herramienta que será utilizada por el fontanero, en el

renglón operación. Se estima el cuarto por millar del costo total del proyecto presupuestado para el período de diseño.

Costo total del proyecto	Q. 574794.48
4 por millar	Q. 2299.18
Costo de mantenimiento	Q. 2299.18/20 (período de diseño)

Costo de mantenimiento Q. 114.96/mes

- **Costo de tratamiento**

Este costo consiste específicamente en la compra de hipoclorito de calcio al 65%, no se incluye la aplicación, ya que va incluida en la operación; se calcula de la siguiente forma:

Costo de hipoclorito de calcio	Q. 1100.00	[tambo de 100 libras]
Costo de transporte	<u>Q. 130.00</u>	[hasta la aldea Las Balas]
Costo total de hipoclorito	Q. 1230.00	
Costo por libra	Q. 12.30	

Aplicación de hipoclorito cada 3 días es de 1 libra + 5 onzas (Ver planos constructivos dosificación)

El tambo de 100 libras alcanza para 7 meses y 18 días.

En un mes se utilizarán 13.125 libras

Costo de tratamiento Q. 161.44/mes

- **Gastos administrativos**

Estos servirán para mantener un fondo para gastos de útiles de oficina, viáticos, u otros gastos que puedan surgir durante el funcionamiento del sistema, se puede estimar un 10% de la suma de operación, mantenimiento y el tratamiento.

Costo de mantenimiento	Q. 114.96/mes
Costo de tratamiento	Q. 161.44/mes
Costo de mantenimiento	<u>Q. 654.35/mes</u>
Costo total	Q. 930.75/mes
Gasto Administrativo 10%	Q. 93.075/mes

2.1.23.3. Propuesta tarifa

La propuesta de tarifa consiste en la relación de los gastos de operación y mantenimiento y el número de conexiones prediales del sistema.

Costo de operación	Q. 654.35/mes
Costo de mantenimiento	Q. 114.96/mes
Costo de tratamiento	Q. 161.44/mes
Gasto Administrativo 10%	<u>Q. 93.075/mes</u>
	Q. 1023.825/mes

Número de conexiones prediales 61

Tarifa propuesta por conexión predial	Q. 16.78/mes
aproximadamente	Q. 20.00/mes

Es recomendable calcular la tarifa nuevamente si el número de conexiones prediales es menor o mayor al proyectado, para tener el monto correcto.

Puesto que el comité tiene a su cargo la administración del sistema, debe efectuar el cobro de la tarifa mensual. Además tiene a su cargo llevar el registro de cuantos usuarios están conectados al sistema y de otorgar nuevos derechos de conexión sin sobrepasar la capacidad del sistema; para ello el comité debe elaborar un reglamento interno para la comunidad, esta actividad se recomienda que sea supervisada por la municipalidad de Gualán.

Para que la administración sea funcional, la comunidad tiene que estar en completo acuerdo con los diferentes elementos que intervienen en la misma, por lo que la elección del comité, la propuesta de tarifa y los reglamentos sobre el uso del agua deben determinarse o avalarse en asamblea comunitaria.

2.1.24. Evaluación socio-económica

2.1.24.1. Valor presente neto

Este proyecto por tratarse de parte de un saneamiento básico rural forma parte de proyectos sociales, que son necesidad básica para la sobrevivencia del ser humano. Por lo que la inversión será gubernamental y esta nunca recuperará su inversión inicial, el beneficio se reflejará en la calidad de vida de los habitantes. El valor presente se interpretará de la siguiente forma

Inversión inicial (costo total del proyecto) Q. 574,794.48

Esta inversión será el beneficio que tendrá la población.

Costos de operación y mantenimiento

Costo de operación	Q. 654.35/mes
Costo de mantenimiento	Q. 114.96/mes
Costo de tratamiento	Q. 161.44/mes
Gasto Administrativo 10%	<u>Q. 93.075/mes</u>
	Q. 1023.825/mes

Costos de operación y mantenimiento Q. 12285.90/añual

Estos costos tendrá que erogar la población anualmente durante 20 años

El valor presente neto se calcula:

Con n = 20 años

Tasa i de 10% anual

$$VPN = Inversión inicial - \text{costos de operación y mantenimiento anual} \frac{(1+i)^{n-1}}{i(1+i)^{20}}$$

$$VPN = 574794.48 - 12285.9 \frac{(1+0.10)^{20-1}}{0.10(1+0.10)^{20}}$$

$$VPN = 574794.48 - 111690$$

$$VPN = 263104.48$$

Por lo tanto desde este punto de vista social el proyecto es factible y rentable.

2.1.24.2. Tasa interna de retorno

Se interpreta como tasa interna de retorno la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso por ser un proyecto social donde no se recuperara la inversión inicial no tiene tasa interna de retorno.

2.1.25. Impacto ambiental

En sentido estricto, la ecología ha definido al ambiente como el conjunto de factores externos que actúan sobre un organismo, una población o una comunidad. Estos factores son esenciales para la supervivencia, el crecimiento y la reproducción de los seres vivos e inciden directamente en la estructura y dinámica de las poblaciones y de las comunidades. Sin embargo, la naturaleza es la totalidad de lo que existe. Dentro de ella, también, entra lo que la sociedad construye a través de su accionar. Generalmente, esto es lo que se identifica como "ambiente".

Podría definirse el Impacto Ambiental (IA) como la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana. Esta acción puede ser un proyecto de ingeniería, un programa, un plan, o una disposición administrativo-jurídica con implicaciones ambientales. Debe quedar explícito, sin embargo, que el término impacto no implica negatividad, ya que éste puede ser tanto positivo como negativo. Se puede definir el Estudio de Impacto Ambiental como el estudio técnico, de carácter interdisciplinario, que incorporado en el procedimiento de la EIA, está destinado

a predecir, identificar, valorar y corregir, las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones pueden causar sobre la calidad de vida del hombre y su entorno. Es un documento técnico que debe presentar el titular del proyecto y sobre la base del cual se produce la Declaración o Estimación de Impacto Ambiental.

Identificación de los factores que puedan causar impacto al medio ambiente y a que parte esta afectando.

Al analizar el diseño del proyecto, se determinó que los elementos bióticos, abióticos y socioeconómicos que serán impactados por el proyecto son.

El agua

Debido a que existen fuentes superficiales pequeñas, quebrada de Las Balas que pueden contaminarse con el movimiento de tierra, al momento del zanjeo.

El suelo

Si impactaran negativamente el mismo si no se verifica la etapa del zanjeo porque habrán movimientos de tierra por el mismo solamente se dará en la etapa de construcción y sus efectos son fácilmente prevenible.

El aire

Si no se verifican las fugas de agua rápidamente hay peligro en el ambiente con malos olores.

Salud

Hay un impacto relativamente pequeño en la salud en la etapa de construcción que debido al movimiento de tierras se producirá polvo en las sucesivas etapas del proyecto el impacto positivo.

Impactos negativos

Los impactos negativos del proyecto se dan solo en las etapas de construcción y operación del proyecto y la mayoría se da en la fase de construcción los elementos más impactado negativamente son:

- Al suelo
- Al agua
- Las partículas en suspensión.

Medidas de mitigación:

Para evitar las polvaderas, será necesario programar adecuadamente el horario de las labores de zanjeo las que deberán llenarse en el tiempo mas corto posible, compactándose, adecuadamente, las mismas para evitar; el arrastre de partículas por el viento.

Deberá de capacitarse al o las personas del mantenimiento del sistema, referente al manejo de las aguas servidas, revisión de válvulas y reparaciones menores.

Capacitar a las amas de casa, sobre el adecuado uso del sistema para evitar que los mismos sean depositarios de basura producidas en el hogar.

Plan de contingencia

- En áreas planas, ríos y riachuelos cercanos, es común que en épocas de lluvia ocurran inundaciones con el consecuente arrastre de fango y otros materiales o cuerpos extraños que en un dado caso pudieran dañar las obras hidráulicas del proyecto.
- En las obras hidráulicas, al introducirle cuerpos extraños, metales, plásticos y maderables pudiera sufrir desperfectos. Por ello, es necesario que se genere un reglamento de uso adecuado del sistema y que el mismo se dé a conocer mediante sesiones de capacitación con los comunitarios, para que familiarmente se le dé el mantenimiento necesario tanto a las conexiones prediales y obras hidráulicas.
- Integrar un comité de emergencia contra inundaciones, asolvamiento en la comunidad beneficiada y además deben velar por que los lugares en donde se ubican las obras civiles se encuentran lo mas despejado posible.
- Elaborar un programa de capacitación para prevención de accidentes.

- Capacitar al (o a los) trabajadores que se encargará de darle mantenimiento al sistema, especialmente sobre aspectos de limpieza de cajas de válvulas.
- Se debe velar porque los comunitarios no depositen su basura en las obras hidráulicas para evitar taponamientos en la tubería y puedan provocar daños al sistema.
- Para la disposición de desechos generados por las familias se debe contar con depósitos, distribuidos en lugares estratégicos y dispuestos además de asegurarlos para evitar su robo.
- Capacitar al personal que laborará en el proyecto en el momento de entrar en operación para su mantenimiento y limpieza, así evitarnos la creación de basureros clandestinos.

2.2. Planificación y diseño de puente vehicular para la aldea El Cacao

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de dos vías, cuyo fin principal es salvar una depresión existente donde circula agua principalmente en época de invierno. El proyecto de puente vehicular de dos vías se encuentra ubicado en el caminamiento 177+755 de la ruta departamental Zacapa 4 (RD-04), en la aldea El Cacao del municipio de Gualán, Zacapa. Teniendo la característica que en el caminamiento 170+700 es la terminación de la carretera pavimentada con tratamiento asfáltico, continuando carretera de terracería en condiciones transitable toda época del año. El alineamiento horizontal del caminamiento 170+755 pertenece a una curva, debido a esta condición y requerimiento la superestructura del puente vehicular será en forma curva, por lo existen requerimientos especiales para el diseño de la estructura que son tomados en cuenta en el desarrollo del diseño.

La longitud horizontal a salvar en la línea central son 20 metros.

Para el diseño se emplean las normas AASHTO (American Association State Highway and Transportation Officials 1996) y ACI 318-99 (American Concrete Institute 1999) y para la construcción las especificaciones generales de la Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas de Guatemala 2001.

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

Para efectos de diseño, se aplicará lo siguiente:

1. Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 [cm.] para cimientos y muros, 5 [cm.] Para losas arriba 5 y 2.5 [cm.] abajo, 5 [cm.] para columnas y vigas.
2. Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.
3. Traslapes: AASHTO 8.25 D.G.C. 509.080 se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 [cm.]
4. Ganchos: AASHTO 8.23.2.2 los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, ó 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta:

1. La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta:

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

2.2.3. Estudio hidrológico

2.1.2. Determinación de la crecida máxima

La crecida máxima es un factor importante en el diseño del puente, pues proporciona la información para determinar las dimensiones de la obra y así evitar que sean destruidas por la corriente de agua en época de lluvia. Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas máximas; pero en el presente estudio se seleccionó el método de sección pendiente, por la falta de información hidrológica que existe en el lugar.

2.2.3.1. Método de sección-pendiente

Este método es utilizado para determinar la crecida máxima de un río, cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria. Para determinar la crecida por este método, es necesario establecer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado grandes crecidas, información que proporcionan los habitantes del lugar o investigando en los archivos o en las crónicas locales. Determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente de la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q=V \cdot A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

V = Velocidad en [m/s]

R = Radio hidráulico [m]

$$R = \frac{\text{Area}}{\text{Perimetro mojado}}$$

S = Pendiente [%]

n = Coeficiente de rugosidad = 0.10 (tipo de suelo canal de tierra fuerte)

2.2.3.2. Cálculo del caudal máximo

Cálculo de la pendiente

Cota mayor = 998.50 [m]

Cota menor = 996.927 [m]

Longitud = 72.43 [m]

$$S = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud del cauce}}$$

$$S = \frac{998.50 - 996.927}{72.43}$$

$$S = 2.17 \text{ [%]}$$

Cálculo del área y perímetro mojado

(Fue determinado utilizando herramientas de dibujo computacional en base al perfil de la línea central)

$$A = 19.677 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = 29.641 \text{ [m]}$$

Cálculo del radio hidráulico

$$R = \frac{19.677}{29.641}$$

$$R = 1.20 \text{ [m]}$$

Cálculo de caudal máximo

$$V = \frac{1}{0.1} (0.6638)^{2/3} (0.0217)^{1/2}$$

$$V = 1.125 \text{ [m/s]}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 19.677 * 1.1215$$

$$Q = 22.07 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

El cálculo del caudal sirve para determinar alturas mínimas de los puentes y áreas de descarga. Con base en la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos se puede determinar la geometría y materiales para la construcción de la subestructura. Tomando en cuenta que la sección del río en la crecida máxima es de 1.00 [m] con un área de desalojo de 19.677 [m²], la superestructura se diseñó con una luz de 20 metros en la línea central y una altura de 2 metros libres de la altura hasta la parte inferior de la viga principal.

2.2.4. Levantamiento topográfico

Para determinar la geometría de la estructura, el levantamiento topográfico es un procedimiento necesario, especial e importante. Con información topográfica clara podemos tener una perspectiva clara de las condiciones del terreno. Con ello determinamos los requerimientos de diseño de la estructura de drenaje mayor.

El levantamiento topográfico especial para puentes consistió en lo siguiente:

Planimetría

La planimetría tiene la característica especial de que el alineamiento horizontal en donde se ubica la quebrada de Las Balas es un punto obligado de curva, por lo que la estructura tendrá una curvatura. Se realizó el levantamiento ubicando estaciones en el inicio del caminamiento, en el punto de intersección de la curva y al final del caminamiento, trazando la curva y ubicando sus elementos como principio de curva, principio de tangente, este procedimiento se realizó sobre la línea central de la carretera. Además, se ubicaron todos los puntos importantes del lugar por ejemplo casas, árboles, postes de energía eléctrica, así como, la delimitación del cauce de la quebrada por medio de radiaciones desde las estaciones. El levantamiento se realizó con teodolito convencional, cinta métrica, plomada de centro, y otros elementos de referencia (ver apéndice plano topográfico y libreta topográfica planimétrica)

Los datos planimétricos de la curva horizontal se presentan en el apéndice.

Altimetría

Luego de trazar la curva y sus elementos planimétricos se procedió a la nivelación al inicio del caminamiento central, esta nivelación tiene un rango de 5 metros sobre la línea central y tomando secciones transversales en puntos importantes llegando a los 20 metros izquierda y 20 metros derecha, estas secciones transversales son paralelas a la línea central. Con la información de la nivelación podemos realizar un plano de curvas a nivel donde tendremos la idea clara para ubicación de la estructura. El levantamiento altimétrico se realizó con nivel de precisión, estatal, cinta métrica, plomada de centro y otros elementos de referencia (ver apéndice plano de curvas de nivel y libreta topográfica altimétrica).

2.2.5. Evaluación de la calidad del suelo

La determinación de la calidad y tipo de suelo sobre el cual será colocada la subestructura de un puente es de gran importancia, ya que este soportará en su totalidad la carga que se transmite de la superestructura a la subestructura. Por esta razón es necesario tener un conocimiento apropiado del comportamiento del suelo donde se ubicarán los estribos del puente.

Se realizó un ensayo de compresión triaxial de suelo, en un extremo del puente, exactamente donde se cimentará un estribo; extrayendo una muestra inalterada a una profundidad de 1.75 metros del nivel de rasante actual, se determinó esta profundidad el estrato es estable según verificación ocular del diseñador. El tipo de suelo es un limo arcillo-arenoso color café.

A continuación se muestra el proceso de cálculo del valor soporte del suelo, con los datos del ensayo de compresión triaxial que se muestran en el apéndice.

Método de capacidad soporte Dr. Terzaghi

Datos de ensayo triaxial para el cálculo del valor soporte

Tabla XVI. Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular

Base (B)	1.00	[m]
γ Suelo	1.92	[T/ m ³]
ϕ ángulo de fricción interna	20.42	[°]
Carga última (Cu)	19.10	[T/ m ²]
Desplante (D)	2.10	[m]

Ángulo en radianes

$$\theta_{rad} = \frac{\theta * \pi}{180}$$

$$20.42 [^\circ] = 0.3564 [\text{rad}]$$

Factor de flujo de carga

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} * \pi - \theta_{rad}\right) \tan \theta}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\theta}{2}\right)}$$

$$Nq = 7.77$$

Factor de flujo de carga última

$$Nc = \cot \theta * (Nq - 1)$$

$$Nc = 18.20$$

Factor de flujo de carga

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \theta$$

$$N\gamma = 6.53$$

Nota: este valor debe colocarse cero si es arcilla pura.

Capacidad portante última

$$q_o = 0.4 * \gamma_{suelo} * B * N\gamma + 1.3CNc + \gamma_{suelo} * D * Nq$$

$$q_o = 488.16$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_{suelo} * D$$

$$q_{on} = 484.13$$

Capacidad soporte de diseño

Factores de seguridad $1.50 < fc < 3.00$

Factor de seguridad utilizado 3.00

$$q_d = \frac{q_{on}}{fc}$$

$$q_d = 161.38 \text{ [T/ m}^2\text{]}$$

La capacidad de soporte del suelo es bastante alta por las características del suelo, no se tendrá ningún problema en colocar la cimentación en el estrato seleccionado.

2.2.6. Datos de diseño

Tabla XVII. Datos de diseño de puente vehicular

DATOS DE DISEÑO				
Alineamiento Horizontal	CURVO			
Luz	20.00	[m]	65.6	[pie]
Ancho de rodadura	5.50	[m]		
Ancho de carril	2.75	[m]		
Sobre ancho	1.70	[m]		
Ancho de calzada	7.20	[m]	23.62	[pie]
Ancho total	9.20	[m]	30.18	[pie]
Esfuerzo máximo del concreto f'_c	281	[Kg/ cm ³]	4000	[Psi]
Esfuerzo de fluencia del acero f_y	2810	[Kg/ cm ³]	40000	[Psi]
Peso de concreto armado	2400	[Kg/ m ³]	150	[lb/pie ³]
Peso de concreto ciclópeo	2500	[Kg/ m ³]	156	[lb/pie ³]
Peso de asfalto	2240	[Kg/ m ³]	140	[lb/pie ³]
Carga viva de diseño	HS-15 44			
Velocidad de diseño geométrico	30	[Kph]	19	[mi/hr]
Sección típica	E			

(El ancho de rodadura es 5.50 [m] de la carretera existente, quedando el ancho del puente de 7.50 [m])

2.2.7. Diseño estructural del puente

El diseño estructural consiste en los siguientes elementos de la superestructura conformada por losa, banqueta, postes y pasamanos, vigas principales, diafragmas internos y externos. La subestructura esta conformada por viga de apoyo que incluye la cortina, estribos y aproches. Los estribos serán construidos de concreto ciclópeo y todos los demás elementos serán de concreto armado hecho en obra.

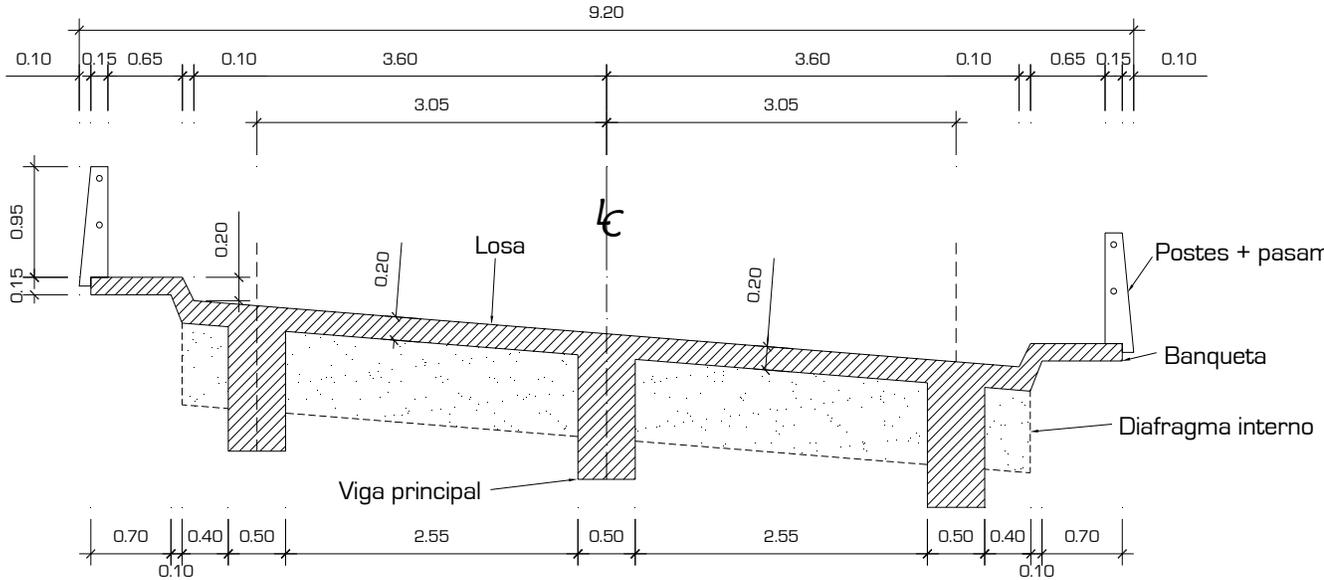
La superestructura funciona estructuralmente como un modelo simplemente soportado donde los momentos flexionantes en el apoyo son iguales a cero. La carga viva que transita por la estructura transmite su peso hacia la losa, posteriormente esta a las vigas principales y luego a la viga de apoyo, para que finalmente sean transmitidas por los estribos hacia el suelo sustentante.

La losa tendrá forma curva debido a los requerimientos de diseño geométrico de la carretera. Las vigas principales serán perpendiculares al eje central del alineamiento horizontal, se apoyarán en la viga de apoyo que va unida al estribo. Los elementos como los pasamanos y banquetas tendrán la forma curva de la losa.

Es necesario mencionar que en un puente en forma curva inciden fuerzas centrífugas adicionales a las cargas vivas, muertas y de impacto que son incluidas en el diseño. Además se diseña la curva con todos sus elementos geométricos horizontales y verticales. En los planos constructivos se incluyen detalles geométricos de la sección principal de la superestructura, como varía según sea el peralte de la curva.

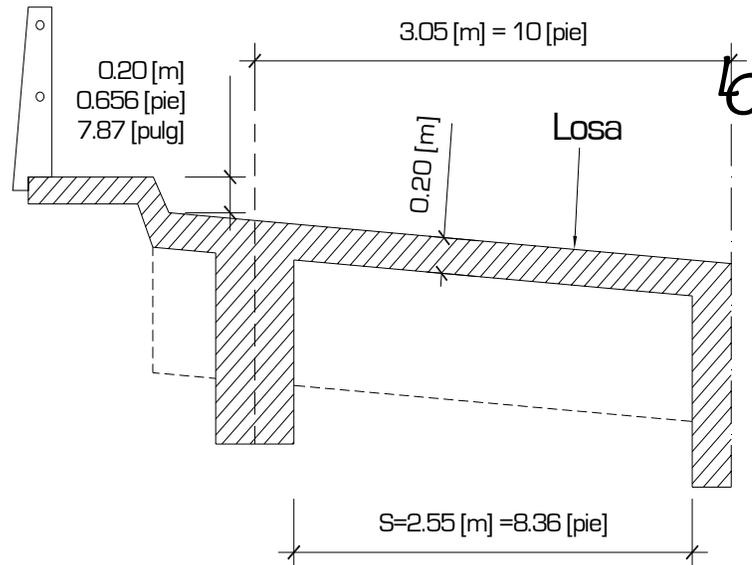
2.2.8. Diseño de la superestructura

Figura 8. Sección geométrica de superestructura puente vehicular



2.2.8.1. Diseño de la losa

Figura 9. Sección geométrica de losa de puente vehicular



2.2.8.1.1. Espesor de la losa

El espesor de la losa para puentes de concreto reforzado tiene que ser mayor de 17cm y el refuerzo principal tiene que ser paralelo al tráfico. El espesor de la losa se determinó por la siguiente fórmula.

$$t = 1.2 \left(\frac{L + 3.05}{30} \right) \quad [\text{AASHTO 8.9.2}]$$

donde:

t = espesor de losa [cm]

L = separación libre entre vigas [m]

$$t = 1.2 \left(\frac{2.55 + 3.05}{30} \right)$$

t = 0.224 [cm]

Se adoptó 0.20 [cm].

2.2.8.1.2. Cálculo de momentos

Integración de cargas

Carga muerta

Tabla XVIII. Integración de carga muerta losa puente vehicular

	γ [Lb/pie ³]	Alto [pie]	Total [Lb/pie ²]
Losa	150	0.6560	98.40
Asfalto	140	0.1667	23.34
Total carga muerta			121.74

Carga viva [AASHTO 3.7.5]

HS-15 AASHTO figure 3.7.7.A [STANDARD TRUCK]

Se aplica en un 100% por ser puente de 2 vías [AASHTO 3.12.1]

Carga **P = 12000 [Lb]**

S = 8.36 [pie]

- **Momento por carga muerta**

$$M_{cm} = \frac{1}{10} W_m * L^2 \quad [\text{AASHTO 3.3.6}]$$

$$M_{cm} = \frac{1}{10} (121.73)(8.36)^2$$

$$M_{cm} = 851.00 \text{ [Lb/pie}^2\text{]}$$

- **Momento por carga viva**

$$M_{cv} = 0.8 \left(\frac{s + 2}{32} \right) P \quad [\text{AASHTO 3.24.3.1}]$$

$$M_{cv} = 0.8 \left(\frac{8.36 + 2}{32} \right) 12,000$$

$$M_{cv} = 3108.00 \text{ [Lb/pie}^2\text{]}$$

- **Impacto (incremento a carga viva [%])**

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [\text{AASHTO 3.8.2}]$$

donde:

I = impacto máximo 30%

L = longitud del miembro donde se produce el máximo esfuerzo = S

$$I = \frac{50}{8.36 + 125}$$

$$I = 0.3749 > 0.30$$

Usar I = 0.30 = 30%

- **Fuerza centrífuga (incremento a carga viva [%])**

$$CF = 6.68 \frac{S^2}{R} \quad [\text{AASHTO 3.10.1}]$$

donde:

S = velocidad de diseño [mi/hr]

R = radio de la curva [pie]

Velocidad de diseño	[Kph]	[mi/hr]
	40	25

Radio de curva	[m]	[pie]
	45.937	150.345

$$CF = 6.68 \frac{25^2}{150.345}$$

$$CF = 27.77 \text{ [%]}$$

- **Combinación de cargas**

Realizando la combinación de cargas encontramos el momento último para diseñar la losa a flexión.

$$Mu = \gamma[\beta_d * M_{cm} + \beta_L(M_{cv} + I) + \beta_c * CF] \quad [\text{AASHTO 8.22.1}] \text{ Grupo [I]}$$

[AASHTO 8.22.1]

Tabla XIX. Factores de carga para diseño puente vehicular

Factores de carga para diseño	
γ	1.3
β_d	1.0
β_c	1.0
β_L	1.67

Aplicándole los factores de carga a la expresión anterior:

$$Mu = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + I) + CF \right]$$

$$Mu = 1.3[851 + 1.67(3180 + 0.30 * 3180) + 0.2777 * 3180]$$

$$Mu = 11230 \text{ [Lb-pie]}$$

Recubrimientos en losas

Por encima 2 [pulg] = 0.05 [m]

Por debajo 1 [pulg] = 0.025 [m]

2.2.8.1.3. Cálculo de peralte

El peralte adoptado para la losa es 0.20 [cm].

2.2.8.1.4. Cálculo de refuerzo

El refuerzo en la losa consistirá en dos camadas de acero; cama superior e inferior. Cada cama tendrá refuerzo en sentido transversal y longitudinal, en forma de parrilla como comúnmente se conoce. Para el cálculo de acero en la losa se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu\phi = \phi\rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f'c}\right) \quad [\text{ACI 318-99}]$$

donde:

$Mu\phi$ = momento último de diseño [Klb-pulg]

ϕ = factor para elementos a flexión ACI 318-99

ρ = porcentaje de acero

b = ancho unitario [pulg]

f_y = esfuerzo de tensión del acero [Ksi]

$f'c$ = esfuerzo de compresión del concreto [Ksi]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

$$d = [\text{espesor losa}] - [\text{recubrimiento}] - [\text{diámetro de barra}]$$

$$d = 7.87 - 1 - 1/2 \text{ [pulg]}$$

Al calcular el porcentaje de acero con el momento último de diseño se toman en cuenta los requerimientos del código ACI 318-99 de cuantía de acero en elementos sometidos a flexión, son los siguientes:

Porcentaje de acero máximo en zona sísmica:

$$\rho_{max} \leq 0.5 \rho_{bal} \quad [\text{ACI 318-99}]$$

$$\leq 0.025$$

$$\rho_{max} \leq 0.0247$$

Porcentaje de acero en balance, para producir una falla balanceada:

$$\rho_{bal} = \frac{0.85f'c\beta_1}{f_y} * \frac{87}{87 + f_y}$$

$\beta_1 = 0.85$ para concreto de 4000 [Psi] y menor

$$\rho_{bal} = 0.04949$$

Porcentaje de acero mínimo, para proveerle ductilidad a la estructura:

$$\rho_{min} \geq \frac{200}{f_y}$$

$$\rho_{min} \geq 0.005$$

Para el diseño de los diferentes refuerzos en las distintas camas de la losa se utilizarán los siguientes datos:

Tabla XX. Datos para diseño de refuerzo de losa puente vehicular

Datos de diseño para refuerzo de losa		
Ø	0.90	[factor de reducción]
b	12.00	[pulg]
f_y	40000	[Psi]
f'c	4000	[Psi]
d	6.37	[pulg]

Para el cálculo del **área de acero** de la losa tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * (\text{ancho unitario}) * \text{espesor}$$

Para determinar la **separación y el diámetro de varillas** a utilizar se realiza de la siguiente forma, utilizando el ancho unitario, el área de acero y el área de la varilla propuesta:

Área de acero calculada_____ **30.48 [cm]**

Área de acero de varilla propuesta_____ **(separación de varilla)**

2.2.8.1.4.1. Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Este refuerzo es perpendicular al tráfico.

$Mu\phi = 11230$ [Lb-pie]

$Mu\phi = 134.76$ [KLb-pulg]

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.1.4 para el cálculo del área de acero se tiene:

$\rho = 0.008072$ (chequea acero máximo y mínimo)

$As = 0.7626$ [pulg²]

Combinación de varillas

#3 @ 4.40 [cm]

#4 @ 8.00 [cm].

#5 @ 12.39 [cm].

#6 @ 17.5 [cm].

Para el diseño se utilizaron varillas #6 @ 17.50 [cm].

2.2.8.1.4.2. Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e Inferior

- **Refuerzo longitudinal cama inferior**

Este refuerzo es paralelo al tráfico.

Par el momento por carga viva calculamos nuevamente el momento último utilizando el siguiente criterio:

$$E = (4 + 0.06S) \quad [\text{AASHTO 3.24.3.2}]$$

$$E < 7$$

donde:

S = separación libre entre vigas [pie]

$$E = (4 + 0.06 * 8.364)$$

E = 4.5 chequeo correcto

Momento por carga viva para un camión tipo HS-20

$$M_{cv \text{ HS20}} = 900S \quad [\text{AASHTO 3.24.3.2}]$$

$$M_{cv \text{ HS20}} = 900(8.364)$$

$$M_{cv \text{ HS-20}} = 7527.60 \text{ [Lb-pie]}$$

Momento por carga viva para un camion tipo HS-20

$$M_{cv \text{ HS15}} = \frac{3}{4} M_{cv \text{ HS20}} \quad [\text{AASHTO 3.24.3.2}]$$

$$M_{cv} HS15 = \frac{3}{4}(7527.6)$$

$$M_{cv} HS-15 = 5645.70 \text{ [Lb-pie]}$$

Combinando cargas tenemos:

$$M_u = 1.3[M_{cm} + M_{cv}]$$

$$M_u = 1.3[851 + 5645.7]$$

$$M_u = 8445.71 \text{ [Lb-pie]}$$

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.1.4 para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\rho = 0.005994 \text{ (chequea acero máximo y mínimo)}$$

$$A_s = 0.5660 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

#3 @ 5.92 [cm]

#4 @ 10.77 [cm].

#5 @ 16.69 [cm].

#6 @ 24.00 [cm].

Para el diseño se utilizaron varillas #6 @ 24.00 [cm].

- **Refuerzo longitudinal cama superior**

Este refuerzo es paralelo al tráfico.

Para el cálculo de este refuerzo se toma un porcentaje del área del acero longitudinal de la cama inferior como se muestra:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{S}} \quad [\text{AASHTO 3.24.10.2}]$$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{8.364}} = 34.58\%$$

Tomando el 34.58% del área de acero longitudinal de la cama inferior tenemos:

$$A_s = 0.1957 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

$$\#3 @ 17.13 \text{ [cm]}$$

$$\#4 @ 31.15 \text{ [cm].}$$

Para el diseño se utilizaron varillas #4 @ 31.00 [cm].

2.2.8.1.4.3. Cálculo de refuerzo transversal cama superior

Este refuerzo es perpendicular al tráfico.

Para el cálculo de este refuerzo se toma un porcentaje del área del acero transversal de la cama inferior como se muestra:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67\% \quad [\text{AASHTO 3.24.10.2}]$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{8.364}} = 76.07\% \text{ usar } 67\%$$

Tomando el 67.00% del área de acero transversal de la cama inferior tenemos:

$$A_s = 0.5107 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

#3 @ 6.56 [cm]

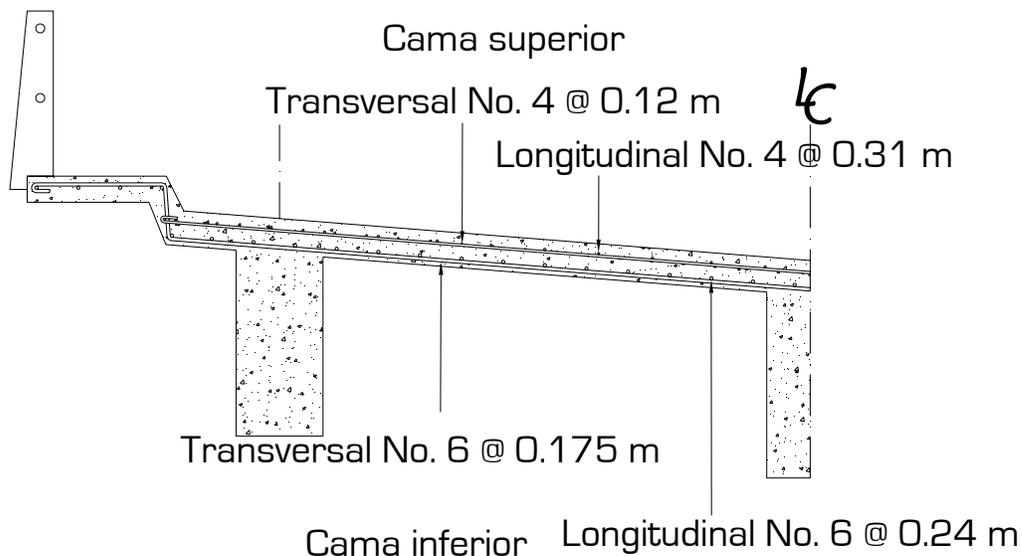
#4 @ 11.93 [cm].

#5 @ 18.50 [cm].

#6 @ 26.26 [cm].

Para el diseño utilizo varillas #4 @ 12.00 [cm].

Figura 10. Armado de losa puente vehicular



2.2.8.2. Diseño de vigas

A continuación se presenta el proceso de diseño y cálculo para la viga principal, constará de acero principal armado con estribos rectangulares:

Dimensionamiento:

- Peralte de viga principal

$$H = \frac{\textit{Longitud}}{16} \quad [\text{AASHTO 8.11.2}]$$

$$H = \frac{20}{16}$$

$$H = 1.25 \text{ [m]}$$

$$H = 4.10 \text{ [pie]}$$

- Base de viga principal

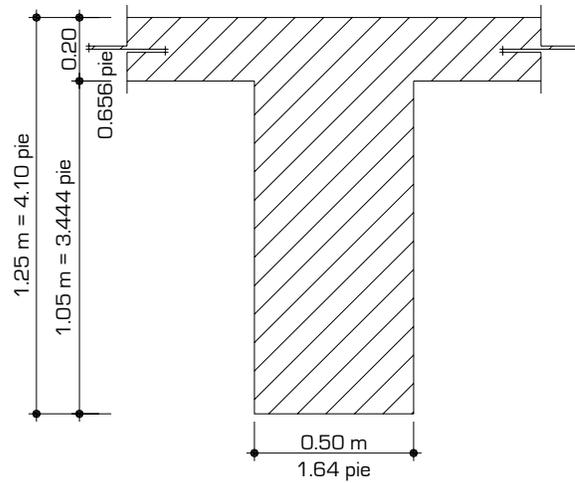
$$b = \frac{H}{3.5}$$

$$b = \frac{1.25}{3.5}$$

$$b = 0.375 \text{ [m]}$$

Adopto una dimensión de base de **0.50 [m]**, por congestión de acero.

Figura 11. Dimensionamiento de viga principal puente vehicular

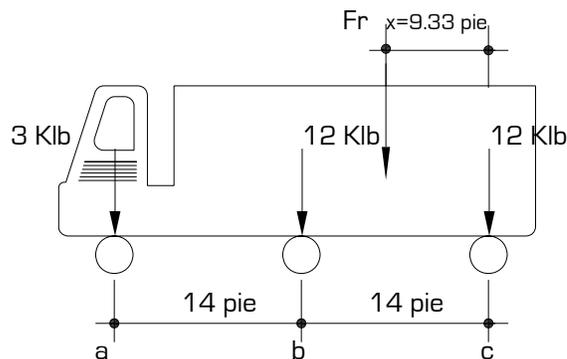


2.2.8.2.1. Cálculo del momento por sobrecarga

El cálculo de momento por carga viva se basa en la siguiente suposición: **“el momento flexionante bajo una carga determinada es máximo cuando en el punto medio entre la carga y la resultante de las cargas existen en el vano coincide con el punto medio del claro”**.

Utilizando la carga de diseño HS-15 AASHTO figura 3.7.7.A [STANDARD TRUCK], realizando estática en el camión tenemos una fuerza resultante y la distancia en donde se aplica esta carga:

Figura 12. Diagrama de cargas de diseño de HS-15 puente vehicular



$$\Sigma \text{Fuerzas } Y = 0$$

$$\mathbf{Fr = 27 [Klb]}$$

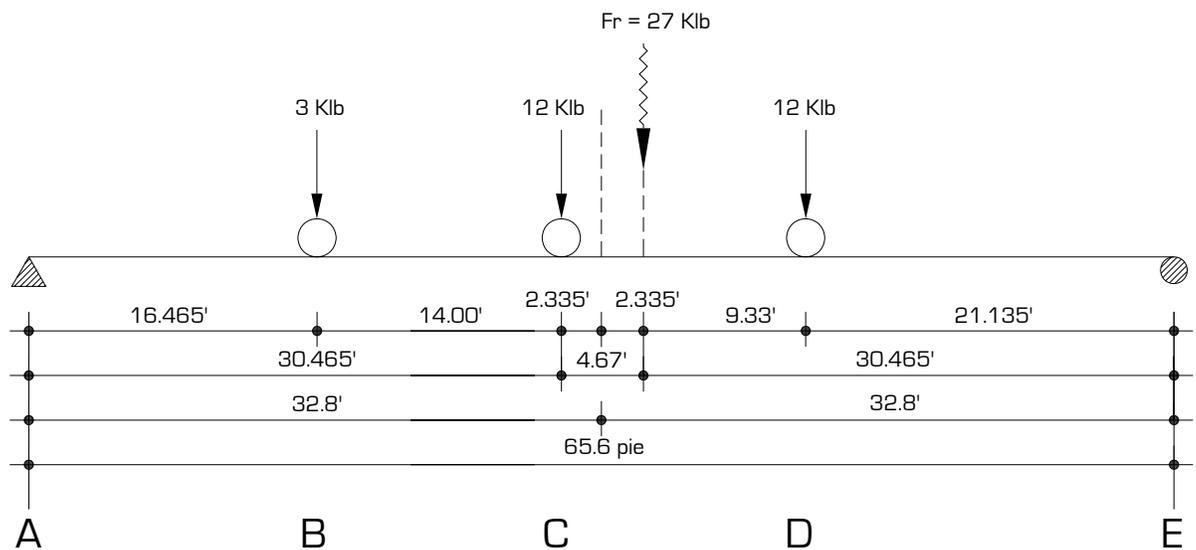
$$\Sigma \text{Momento en } c = 0$$

$$X = [12(14) + 3(28)]/27$$

$$\mathbf{X = 9.33 [pie]}$$

Con esta información y la suposición podemos construir el modelo de carga viva de la viga principal.

Figura 13. Diagrama de carga viva de viga principal puente vehicular



$$\Sigma ME = 0$$

$$Ra(65.6) = 27(30.465)$$

$$\mathbf{Ra = 12.54 [Klb]}$$

$$\Sigma Fy = 0$$

$$Re = 27 - 12.54$$

$$\mathbf{Re = 14.46 [Klb]}$$

Teniendo las reacciones construimos una ecuación general de momentos para este modelo:

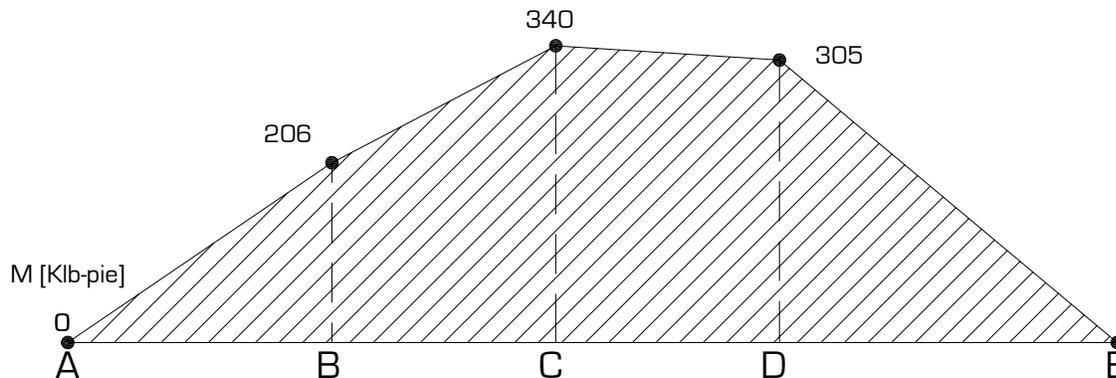
$$M(ad)cv = -12.54x + 3 \langle x - 16.465 \rangle + 12 \langle x - 30.465 \rangle + 12 \langle x - 44.465 \rangle$$

En base a esta ecuación general de momentos valuamos distancias correspondientes a los puntos A, B, C, D y E, encontramos el momento y trazamos el diagrama de momentos:

Tabla XXI. Momentos por carga viva de viga principal puente vehicular

Punto	Momento [M]
	[Klb-pie]
A	0
B	206.47
C	340.03
D	305.59
E	0

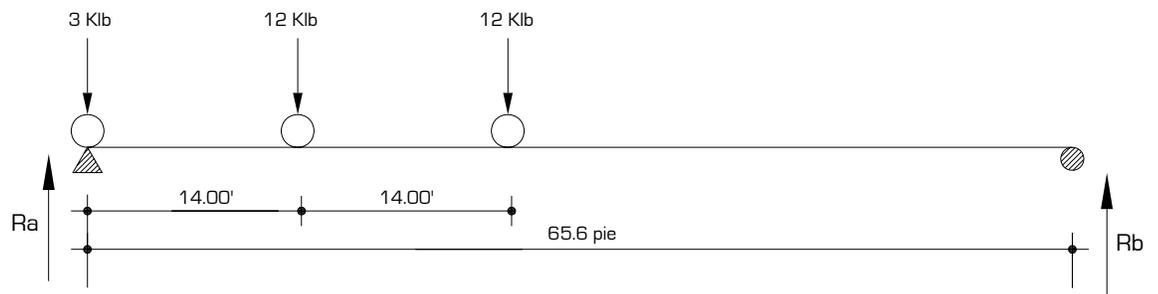
Figura 14. Diagrama de momento por carga viva de viga principal puente vehicular



El cálculo de estos momentos nos servirá para la combinación de carga viva y carga muerta y posteriormente para el cálculo del refuerzo de acero principal de la viga.

Para determinar el esfuerzo cortante en la viga nos basamos en el siguiente criterio “**el corte máximo ocurre cuando la carga mayor esta en un apoyo**”, como lo muestra la siguiente figura:

Figura 15. Diagrama de carga viva de viga principal donde se produce el mayor esfuerzo cortante puente vehicular



Encontrado las reacciones en los extremos tenemos:

$$\Sigma M_b = 0$$

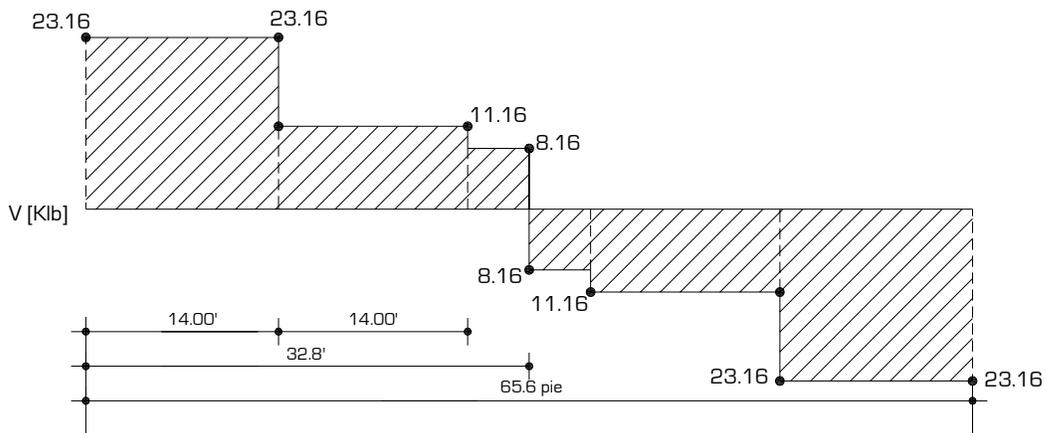
$$R_a(65.6) = 12(65.6) + 12(65.6 - 14) + 3(65.6 - 28)$$

$$R_a = 1519.2 / 65.6$$

$$R_a = 23.16 \text{ [Klb]}$$

El corte máximo ocurre en Ra. Calculamos el corte en los puntos donde se aplican las cargas como se muestra en la figura.

Figura 16. Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular

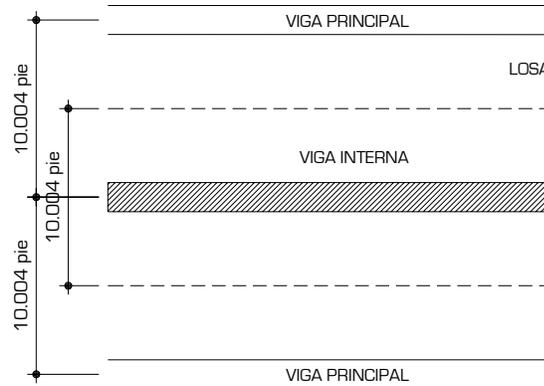


2.2.8.2.2. Cálculo del momento por carga muerta

Integración de cargas

Incluye el peso propio de: viga la principal, losa, carpeta asfáltica (opcional), diafragmas internos y externos. El análisis se realiza para la viga interior como se muestra en la figura.

Figura 17. Integración de carga muerta de viga principal puente vehicular



La carga muerta la calculamos en la siguiente tabla:

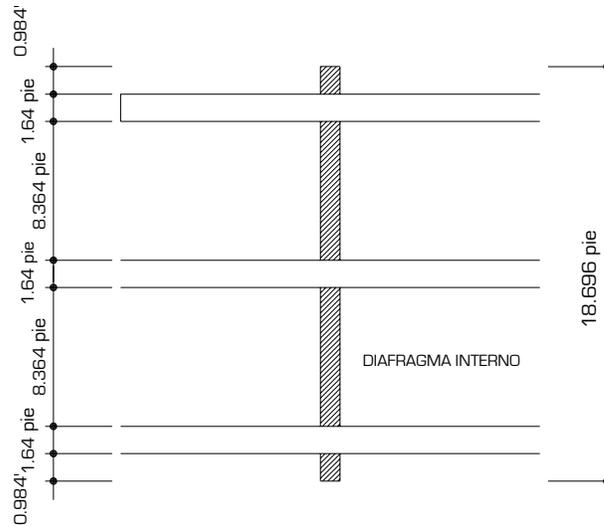
Tabla XXII. Integración de carga muerta viga principal puente vehicular

	γ Material	Alto	Ancho	Carga Muerta
	[Lb/pie ³]	[pie]	[pie]	[Lb/pie]
Viga	150	3.444	1.64	847.22
Losa	150	0.656	10.004	984.38
Asfalto	140	0.167	10.004	233.39
$\Sigma=$				2065.00

Peso debido a los diafragmas

Las cargas de los diafragmas se toman como puntuales y son 1/3 de la carga total.

Figura 18. Integración de carga muerta de diafragmas de viga principal puente vehicular



- **Diafragma interior**

$$P_{\text{puntual}} = 150(1) (2.296) (18.696)$$

$$P_{\text{total}} = 6438.90 \text{ [Lb]}$$

$$P_{\text{real}} = \frac{1}{3} (6438.90) \text{ [Lb]}$$

$$\mathbf{P = 2146.30 \text{ [Lb]}}$$

- **Diafragma exterior**

$$P_{\text{puntual}} = 150(1) (1.312) (18.696)$$

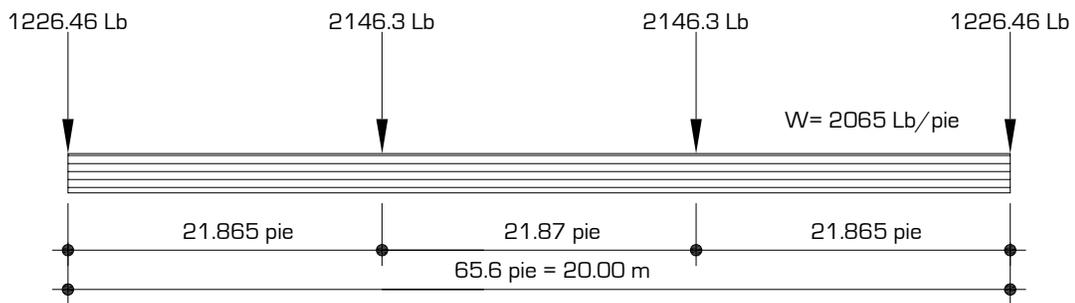
$$P_{\text{total}} = 3679.37 \text{ [Lb]}$$

$$P_{\text{real}} = \frac{1}{3} (3679.37) \text{ [Lb]}$$

$$\mathbf{P = 1226.46 \text{ [Lb]}}$$

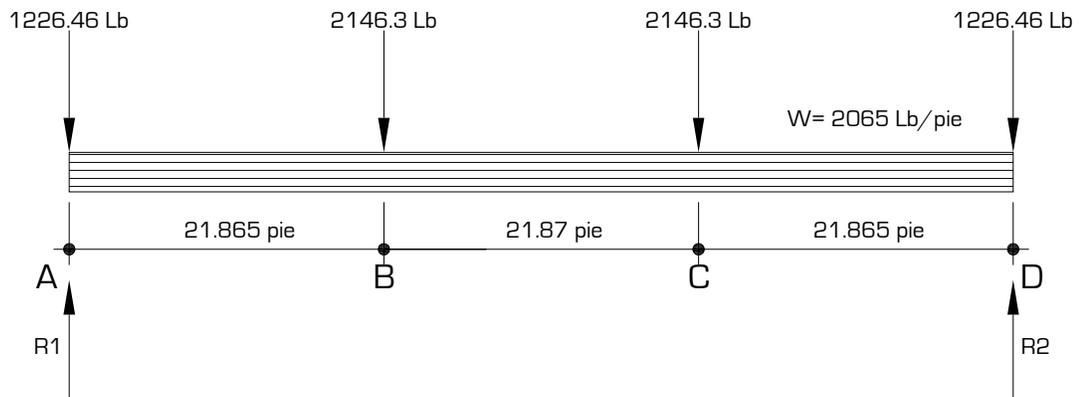
Tomando en cuenta los cálculos anteriores construimos el modelo de carga muerta.

Figura 19. Diagrama de carga muerta de viga principal puente vehicular



El diagrama de cuerpo libre nos servirá para determinar las reacciones del modelo y poder generar una ecuación general de momentos para la carga muerta.

Figura 20. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta de viga principal puente vehicular



$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_1 + R_2 = 1226.46(2) + 2146.30(2) + 2065(65.6)$$

$$R_1 + R_2 = 142209.54 \text{ [lb]}$$

$$\Sigma M_D = 0$$

$$R_1 + R_2 = 1226.46(2) + 2146.30(2) + 2065(65.6)$$

$$R_1(65.6) = \frac{2065}{2}(65.6)^2 + 2146.31(21.865) + 2146.31(43.735) + 1226.46(65.6)$$

$$R_1 = 71104.77 \text{ [Lb]}$$

$$R_2 = 71104.77 \text{ [Lb]}$$

Con los datos anteriores construimos la ecuación general de momentos.

$$M(ad) \text{ cm} = \left[2065 \frac{x^2}{2} + 1226.26x - 71,104.77x + 2146.31 < x - 21.865 > + 2146.31 < x - 43.735 > \right]$$

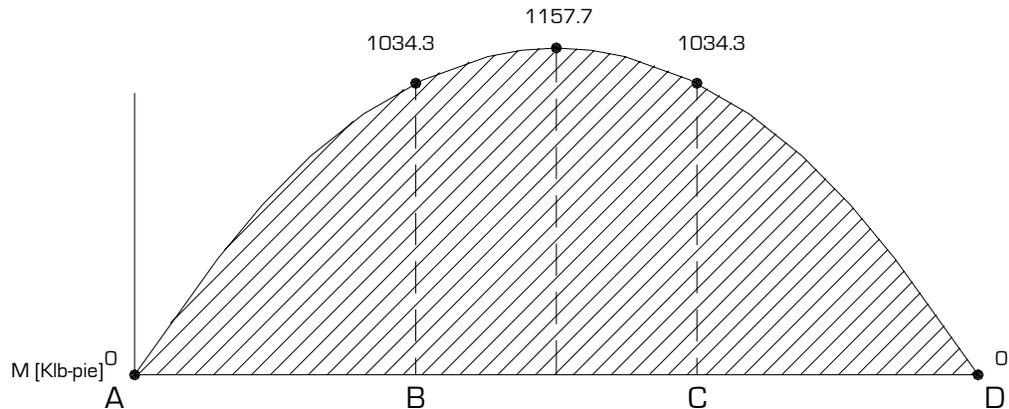
En base a esta ecuación general de momentos valuamos distancias correspondientes a los puntos A, B, C y D; encontramos el momento y trazamos el diagrama de momentos:

Tabla XXIII. Momentos por carga muerta de viga principal puente vehicular

Punto	Momento [M]
	[Klb-pie]
A	0
B	1034.30
M max.	1157.70
C	1034.30
D	0

El momento máximo ocurre entre el punto medio de B y C.

Figura 21. Diagrama de momento por carga muerta de viga principal puente vehicular



Ahora calculamos los esfuerzos cortantes a que está sometida la viga y trazamos el diagrama de corte.

$$V_A = 71104.77 - 1226.46$$

$$V_A = 69878.31 \text{ [Lb]}$$

$$V_B = 69878.31 - 2065(21.865)$$

$$V_B = 24727.085 \text{ [Lb]}$$

$$V_B = 24727.085 - 2146.31$$

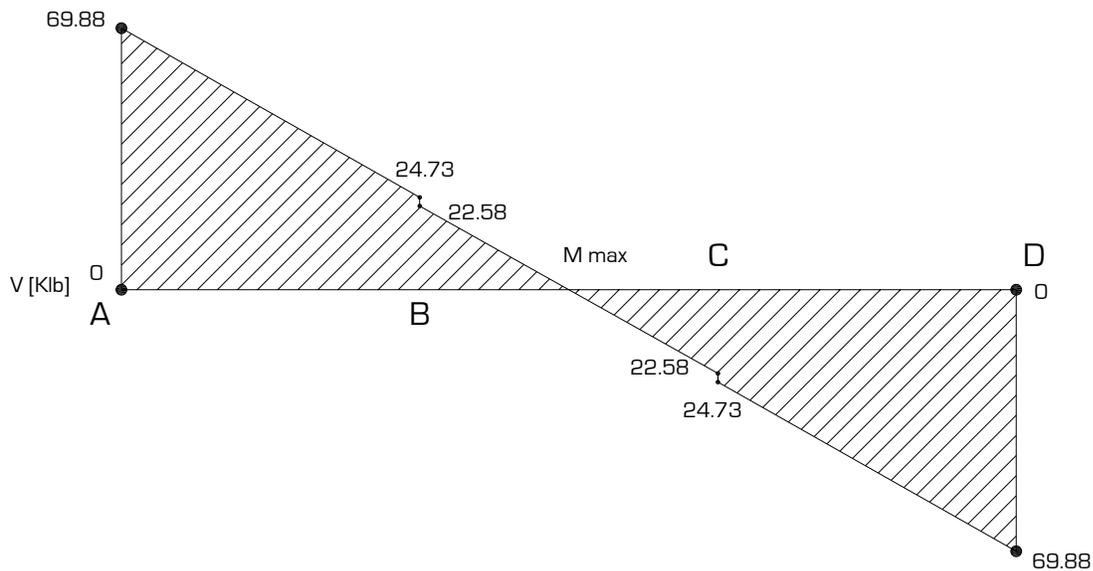
$$V_B = 22580.77 \text{ [Lb]}$$

Los esfuerzos cortantes en B y C son iguales por simetría, de igual forma los de A y D.

Tabla XXIV. Esfuerzos cortantes por carga muerta de viga principal puente vehicular

Punto	Vu
	[Klb]
A	69.88
B	24.73
B	22.58
M max.	0
C	-22.58
C	-24.73
D	-69.88

Figura 22. Diagrama corte por carga viva de viga principal puente vehicular



2.2.8.2.3. Cálculo del momento debido al impacto

El momento debido al impacto y a la fuerza centrífuga será integrado en la sección 2.2.8.2.4, en esta sección se calculará el porcentaje de incremento de estas fuerzas.

- **Impacto (incremento a carga viva [%])**

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [\text{AASHTO 3.8.2}]$$

donde:

I = Impacto máximo 30%

L = Longitud del miembro (longitud de la viga) [pie]

$$I = \frac{50}{65.6 + 125}$$

$$I = 0.23 < 0.30$$

Usar I = 0.23 = 23%

- **Fuerza centrífuga (incremento a carga viva [%])**

$$CF = 6.68 \frac{S^2}{R} \quad [\text{AASHTO 3.10.1}]$$

Este incremento de carga fue calculado en la sección 2.2.8.1.1.

2.2.8.2.4. Cálculo del momento total

Consiste en la combinación de los momentos por carga viva, muerta, impacto y la fuerza centrífuga, esta es igual a la combinación hecha en la sección 2.2.8.1.2, adicionando un factor de distribución de carga viva que se calcula de la siguiente forma:

$$FD = \frac{10}{6} = 1.67$$

Se calcularan los momentos de carga viva y carga muerta con las ecuaciones generales de momento y luego se realiza la combinación. Se muestra en el siguiente cálculo el momento mayor existente en la viga.

$$Mu = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * FD + M_{cv} * I) + M_{cv} * CF \right] \text{ [AASHTO 8.22.1] Grupo [I]}$$

donde:

$$M_{cm} = 1157.7 \text{ [Klb-pie]}$$

$$M_{cv} = 340 \text{ [Klb-pie]}$$

$$I = 30\% \text{ de carga viva}$$

$$CF = 27.77\% \text{ de carga viva}$$

$$Mu = 1.3 \left[1157.7 + \frac{5}{3} (340 * 1.67 + 340 * 0.23) + 340 * 0.2777 \right]$$

$$Mu = 3027.42 \text{ [Klb-pie]}$$

Este momento se utilizó para el diseño del refuerzo principal de la viga.

Tabla XXV. Momentos últimos de viga principal puente vehicular

MOMENTOS A DISTINTAS DISTANCIAS DEL APOYO				
DISTANCIA		M [carga muerta]	M [carga viva]	M [ultimo combinado]
[pie]	[m]	[Klb-pie]	[Klb -pie]	[Klb -pie]
22.96	7.00	1057.76	310.08	2763.53
19.68	6.00	975.32	284.55	2542.04
16.40	5.00	868.30	237.12	2190.55
13.12	4.00	739.07	189.69	1810.16
9.84	3.00	587.63	142.26	1400.91

2.2.8.2.5. Cálculo del refuerzo longitudinal

Inicialmente se diseñará la viga principal como simplemente reforzada, pero si no cumple los requerimientos será diseñada doblemente reforzada con los requerimientos de ACI 318-99. El proceso que se muestra a continuación es para el momento mayor que existe en la viga principal. También se calculará el área de acero en distintos puntos de la viga con el fin de proporcionar el armado necesario y así economizar acero. Para el cálculo del refuerzo longitudinal se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu \phi = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f'_c} \right) \quad [\text{ACI 318-99}]$$

donde:

$Mu \phi$ = momento último de diseño [Klb-pulg]

ϕ = factor para elementos a flexión ACI 318-99

ρ = porcentaje de acero

b = ancho de la viga [pulg]

f_y = esfuerzo de tensión del acero [Ksi]

f'_c = esfuerzo de compresión del concreto [Ksi]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 3 camas de acero # 11 y estribos # 4

d = [peralte de viga]-[recubrimiento+diámetro de estribo+diámetro de barra # 11 cama 1+espacio entre barras principales+medio diámetro de barra # 11 cama 2]

$$d = 49.2 - [1.50+0.50+1.41+3.00+1.41/2] \text{ [pulg]}$$

$$d = 42.085 \text{ [pulg]}$$

Para el cálculo del **área de acero** de la losa tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

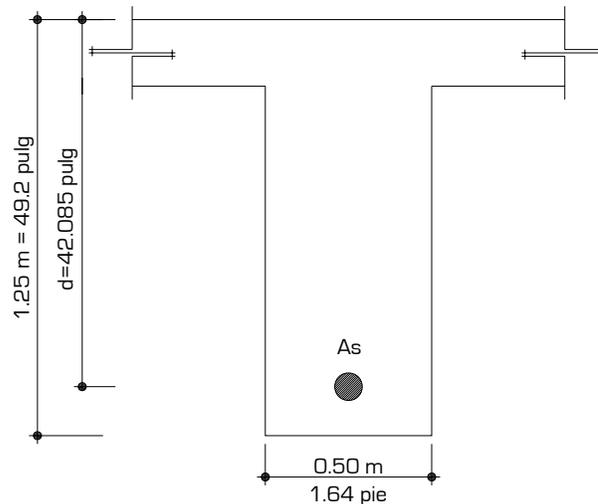
$$A_s = \rho * (\text{Base de viga}) * d$$

En la siguiente tabla se presentan los datos para el diseño de refuerzo longitudinal. La cuantía balanceada, cuantía mínima y máxima es calculada en la sección 2.2.8.1.4

Tabla XXVI. Datos para diseño de refuerzo a flexión de viga principal puente vehicular

Datos de diseño de refuerzo principal de viga		
ϕ	0.90	[factor a flexión]
b	19.68	[pulg]
f_y	40000	[Lb/pulg ²]
f'_c	4000	[Lb/pulg ²]
d	42.085	[pulg]
ρ_{bal}	0.04949	[%] zona sísmica ACI-318 99
ρ_{min}	≥ 0.005	[%] zona sísmica ACI-318 99
ρ_{max}	≤ 0.0247	[%] como simplemente reforzada

Figura 23. Modelo para el refuerzo longitudinal viga principal puente vehicular



- **Diseño de viga principal como simplemente reforzada**

Teniendo el momento máximo:

$$Mu_{\emptyset} = 3027.42 \text{ [Klb-pie]}$$

$$\mathbf{Mu_{\emptyset} = 36329.04 \text{ [KLb-pulg]}}$$

Utilizando los datos y el proceso anterior para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\mathbf{\rho = 0.0375 > 0.0247}$$

(La cuantía de acero es mayor a la cuantía máxima de acero para una viga simplemente reforzada por lo que para cumplir los requerimientos de ductilidad del ACI es necesario diseñarla doblemente reforzada, o sea con refuerzo en la zona compresiva de la sección)

- **Diseño de viga principal doblemente reforzada**

El diseño de una viga doblemente reforzada viene dada por el momento 1 en zona de tensión y el momento en zona compresiva que forman el momento último como se muestra:

$$\mathbf{Mu = Mu_1 + Mu_2}$$

Los momentos anteriores forman un área de acero que sumadas nos da el área total de refuerzo longitudinal en la viga.

$$A_{s_{total}} = A_{s_1} + A_{s_2}$$

El área de acero 1 A_{s_1} se calcula tomando la cuantía de acero máxima para una viga simplemente reforzada, esta área de acero será en la zona de tensión.

$$A_{s_1} = \rho_{max} b d \text{ como viga simplemente reforzada}$$

$$A_{s_1} = 0.024747(19.68)(24.085)$$

$$A_{s_1} = 20.4963 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Utilizando **13 barras # 11** tenemos un área de 20.28 [Pulg²].

$$A_{s_1} = 20.28 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Chequeo de ductilidad de acero en compresión

$$a = \frac{A_{s_1} f_y}{0.85 f'_c b}$$

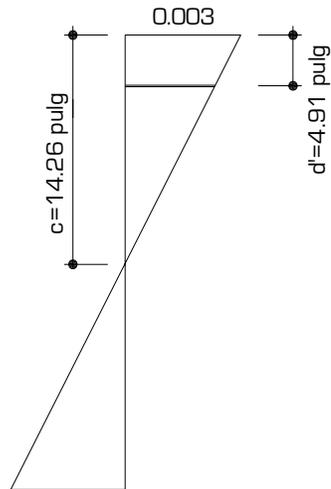
$$a = \frac{20.28 * 40}{0.85(4)(19.68)} = 12.12 \text{ [pulg]}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$\beta_1 = 0.85$ para concreto de 4000 [Psi]

$$c = \frac{12.12}{0.85} = 14.26 \text{ [pulg]}$$

**Figura 24. Chequeo de ductilidad de acero en compresión
viga principal puente vehicular**



Fluencia del acero

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{29000}$$

$$\epsilon_s = \frac{40}{29000} = 0.00137$$

Fluencia del acero en compresión

$$\epsilon'_s = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 0.003$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{14.26 - 4.91}{14.26} \right) 0.003$$

$$\epsilon'_s = 0.00197 \gg 0.00137$$

La fluencia del acero en compresión es mayor a la fluencia del acero. Esto quiere decir que el acero fluye en compresión el chequeo es correcto.

En base al chequeo anterior tenemos la certeza de que el acero esta trabajando bien en compresión, calculamos el Mu_1 con la siguiente expresión:

$$Mu_1 = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu_1 = 0.90(20.28)40 \left(42.085 - \frac{14.26}{2} \right)$$

$$Mu_1 = 25519.95 \text{ [KLb-pulg]}$$

$$Mu_1 = 2126.66 \text{ [KLb-pie]}$$

Ahora calculamos el Mu_2 con la siguiente expresión:

$$Mu_2 = Mu - Mu_1$$

$$Mu_2 = 3027.42 * 12 - 25519.95$$

$$Mu_2 = 10809.09 \text{ [KLb-pulg]}$$

$$Mu_2 = 900.77 \text{ [KLb-pie]}$$

Ahora calculamos el área de acero para el Mu_2 con la siguiente expresión

$$Mu_2 = \phi A' s f_y (d - d')$$

d' = espesor efectivo de diseño en zona compresiva [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 2 camas de acero # 11 y estribos # 4

$d' = [\text{recubrimiento} + \text{diámetro de estribo} + \text{diámetro de barra \# 11 cama 1} + \text{espacio medio entre barras principales}]$

$d' = [1.50 + 0.50 + 1.41 + 1.5] \text{ [pulg]}$

$d' = 4.91 \text{ [pulg]}$

Realizando el chequeo para determinar si $A's$ es igual a As_2 .

$$\phi A' s f_y (d - d') = \phi A s_2 f_y (d - d')$$

$$A' s = A s_2$$

El acero fluye en tensión y compresión. Entonces el área de acero es:

$$A s_2 = \frac{10809.09}{0.90(40)(4 \cdot 2.085 - 4.91)}$$

$$A s_2 = 8.08 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Utilizando **5 barras # 11** tenemos un área de 7.8 [pulg²].

$$A s_2 = 7.8 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

El área total de acero esta dada por:

$$A s_{total} = A s_1 + A s_2$$

$$A s_{total} = 20.28 + 7.8 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

$$A s_{total} = 28.08 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Chequeo de cuantía de acero máxima en una viga doblemente reforzada.

$$\rho_{maxDR} \leq 0.5\rho_{bal} + \rho' \left(\frac{f's}{fy} \right) \quad [ACI 318-99]$$

$$\rho = \frac{As_{total}}{bd}$$

$$\rho = \frac{28.08}{(42.085)(19.68)} = 0.0339035$$

$$\rho' = \frac{As_2}{bd}$$

$$\rho' = \frac{7.8}{(42.085)(19.68)} = 0.0094176$$

$$\frac{f's}{fy} = 1$$

$$\rho_{maxDR} \leq 0.5(0.04949) + 0.0094176(1)$$

$$\rho_{maxDR} = 0.0341626$$

$$\rho_{maxDR} = 0.03390 \leq 0.03416$$

El diseño del área de acero para la viga principal cumple los requerimientos para zona sísmica de ACI 318-99.

Este cálculo de área de acero es para la viga principal donde ocurre el mayor momento, sin embargo, es necesario calcular el área de acero a distintos puntos del apoyo. En la siguiente tabla se muestra el área de acero a distintas distancias (ver apéndice planos constructivos armado final de viga principal).

Adicionalmente al armado de la viga principal se le colocan barras de acero # 3, en la zona intermedia de la viga debido a la retracción del fraguado del concreto y también por área mínima de acero por pie de alto en la sección. Utilizando un criterio conservador se puede decir que este acero adicional sirve para contrarrestar el fenómeno de exceso de agregado fino en el concreto.

Figura 25. Armado de viga principal puente vehicular

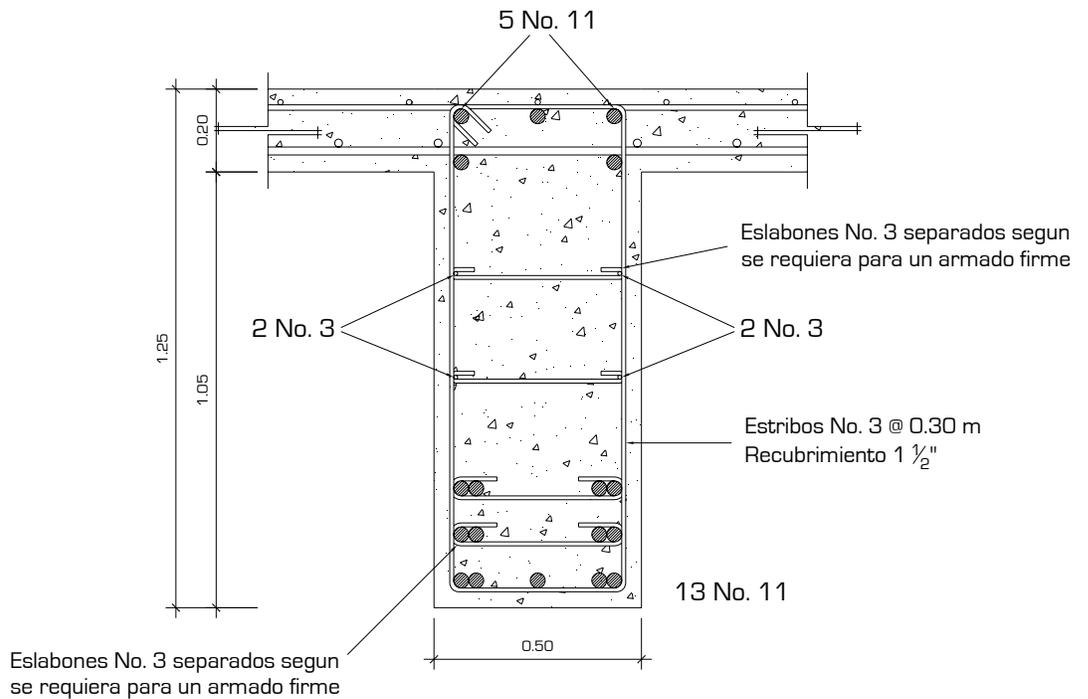


Tabla XXVII. Acero principal a distintas distancias del apoyo de viga principal puente vehicular

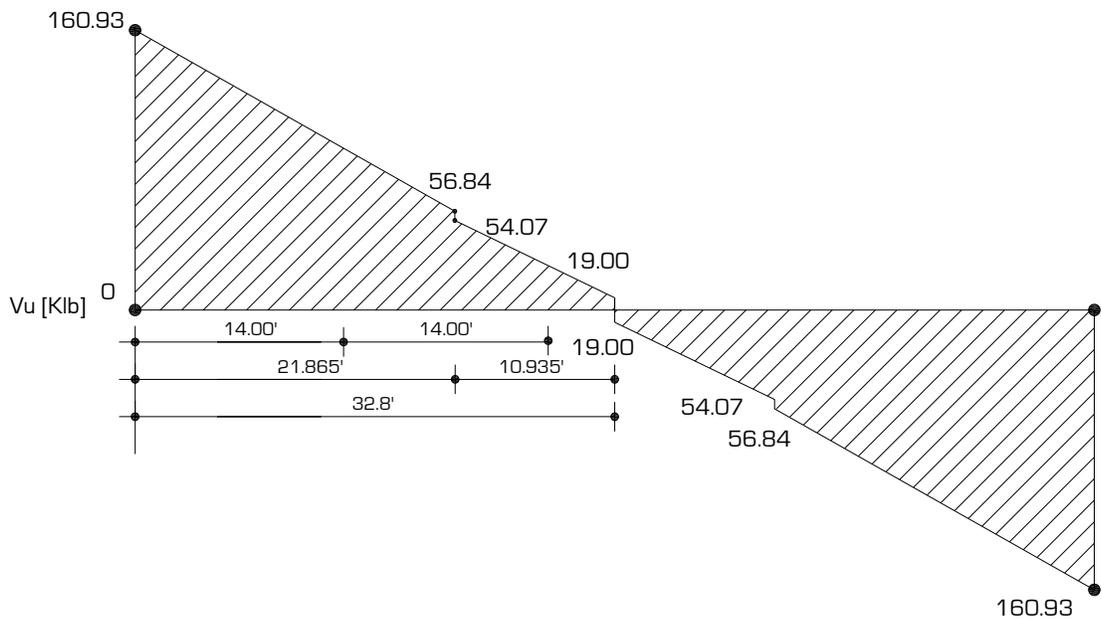
ÁREA DE ACERO A DISTINTAS DISTANCIAS DEL APOYO			
DISTANCIA		Acero en compresión	Acero en tensión
[pie]	[m]	[Varillas]	[Varillas]
22.96	7.00	4 # 11	13 # 11
19.68	6.00	2 # 11	13 # 11
16.40	5.00	-	13 # 11
13.12	4.00	-	10 # 11
9.84	3.00	-	8 # 11

2.2.8.2.6. Diseño del refuerzo a corte

El refuerzo a corte de la viga consiste en refuerzo transversal de la viga por medio de estribos de acero, estos además de reforzar la viga a corte también sirven para el armado del refuerzo principal. Se realiza el diseño en base a los requerimientos del ACI 318-99.

En base a los diagramas de esfuerzos cortantes por carga viva y carga muerta en la viga, realizando la combinación de cargas se obtiene la envolvente de corte se ilustra en el siguiente diagrama:

Figura 26. Diagrama de esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular



Basados en este diagrama calculamos los esfuerzos cortantes a distintas distancias del apoyo.

Tabla XXVIII. Esfuerzos cortantes últimos de viga principal puente vehicular

x	Vu
[pie]	[Klb]
0	160.93
14	66.45
21.865	56.84
21.865	54.07
32.8	19.00

Tabla XXIX. Datos para diseño de refuerzo a corte de viga principal puente vehicular

Datos de diseño de refuerzo a corte de viga		
ϕ	0.85	[factor para corte y torsión]
b	19.68	[pulg]
fy	40000	[Lb/pulg ²]
f'c	4000	[Lb/pulg ²]
d	42.085	[pulg]
Vuc	0.1075	[Klb/pulg ²]

El refuerzo a corte esta dado por la resistencia al corte proporcionado por el concreto más el proporcionado por el acero.

$$V_u = V_{uc} + V_{us}$$

Resistencia a corte proporcionada por el concreto

$$V_{U_{concreto}} = \phi 2\sqrt{f'c}$$

$$V_{U_{concreto}} = (0.85)2\sqrt{4000}$$

$$V_{U_{concreto}} = 0.1075 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]}$$

Resistencia a corte proporcionada por el concreto

$$V_{U_{acero}} = \frac{\phi Avfy}{bS}$$

donde:

ϕ = Factor de reduccion para corte y torsion

b = ancho de viga [pulg]

Av = área de acero de estribo en las barras verticales (2 patas) [pulg²]

S = espaciamiento de estribo [pulg]

El refuerzo a corte viene dado por:

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vu \leq \phi 2\sqrt{f'c} + \frac{\phi Avfy}{bS}$$

El espaciamiento máximo será:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{max} \leq 21.04 \text{ [pulg]}$$

Este espaciamiento se adoptará cuando se cumpla la siguiente condición:

$$Vu_{concreto} = \phi 10\sqrt{f'c}$$

El corte inducido será:

$$Vu = \frac{V}{bd}$$

donde:

V = corte determinado por el diagrama de corte [Klb]

Chequeo de corte a una distancia [d]

% pendiente del grafico de corte = 4.67

$$\mathbf{V_{ad} = V - \% \text{ pendiente del grafico de corte} * d}$$

$$V_{ad} = 160.93 - 4.67 \left(\frac{42.085}{2} \right)$$

$$V_{ad} = 144.23 \text{ [Klb]}$$

Encontrando el V último

$$\mathbf{V_u = \frac{V}{bd}}$$

$$V_u = \frac{144.23}{42.085(19.68)} = 0.17414 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]}$$

$$\mathbf{V_{us} = V_u - V_{uc}}$$

$$V_{us} = 0.17414 - 0.1075$$

$$V_{us} = 0.06664 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]} \text{ este es el corte requerido por el acero}$$

Se proponen estribos # 3 $A_v = 0.22$ [Pulg²] por tomarse dos barras verticales que tiene el estribo y se encuentra el espaciamiento a la distancia d del rostro del apoyo.

$$\mathbf{S = \frac{\phi A_v f_y}{b V_u \text{ acero}}}$$

$$S = \frac{0.85(0.22) (40)}{19.68(0.06664)}$$

$$S = 5.70 \text{ [pulg]}$$

Invirtiendo el procedimiento anterior se diseñará para un espaciamiento fijo S y se determinará la distancia del rostro del apoyo donde cambiará de espaciamiento y el corte que esta inducido en esa sección. Se muestra en la siguiente tabla:

Tabla XXX. Espaciamientos de estribos de viga principal puente vehicular

S	Vu	Longitud donde cambia S a partir del apoyo
[Pulg]	[Klb]	[pie]
5.00	152.00	2.00
7.00	134.02	5.65
8.00	129.00	6.83
10.00	120.53	8.49
12.00	115.00	9.58
16.00	108.00	11.00

Finalmente el armado queda de la siguiente forma iniciando en el apoyo hacia el centro de la viga:

1er. Estribo @ 5.00 [cm] + 5 estribos @ 12.70 [cm] + 7 estribos @ 18.00 [cm] + 1 estribo @ 20.00 [cm] + 2 estribos @ 25 [cm] + 2 estribos @ 30.00 [cm] + 1 estribo @ 40.00 [cm] + resto de estribos @ 50 [cm]

La otra mitad de la viga será armada de igual forma a partir del apoyo.

Además, de los estribos rectangulares se adicionan eslabones donde se requiera, únicamente para estabilidad de armado (ver planos constructivos puente vehicular).

2.2.8.2.7. Diseño de diafragmas

La función de los diafragmas es evitar el desplazamiento lateral de las vigas principales, no tienen ninguna función de carga ya que la carga es absorbida totalmente por las vigas principales. El puente consta de 2 diafragmas externos, que son próximos a la viga de apoyo y 2 diafragmas internos que son distribuidos en la luz de la viga principal.

- **Diseño de diafragmas externos**

Dimensionamiento

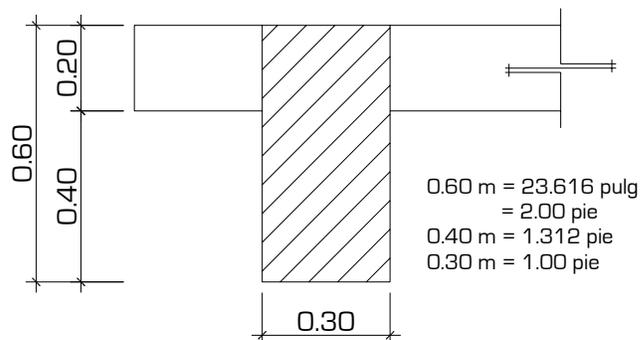
El peralte del diafragma esta dado por:

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}}$$

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2}(1.25) = 0.625 \text{ [m]}$$

Se adoptará un peralte de 0.60 [m] y una base de 0.30 [m].

Figura 27. Dimensionamiento de diafragma externo puente vehicular



Diseño a flexión

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso por lo que se le dará la cuantía mínima para proveerle ductilidad en flexión.

$$\rho_{min} \geq \frac{200}{f_y}$$
$$\rho_{min} \geq 0.005$$

Utilizando la expresión:

$$A_s = \rho_{min} b d$$

donde:

b = ancho del diafragma [pulg]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 1 cama de acero # 8 y estribos # 3

d = [peralte de diafragma]-[recubrimiento+diámetro de estribo+medio diámetro de barra # 8]

d = 23.616-[1.50+0.375+1.00/2] [pulg]

d = 21.241 [pulg]

$$A_s = 0.005(21.616)(12)$$

$$A_s = 1.27 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Se propone 3 barras de acero # 6 como refuerzo principal, adicionalmente barras # 3 en la parte media de la sección y 2 barras # 4 en la parte superior

Diseño a corte

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso por lo que se le dará el espaciamiento máximo el refuerzo a corte. Esta dado por:

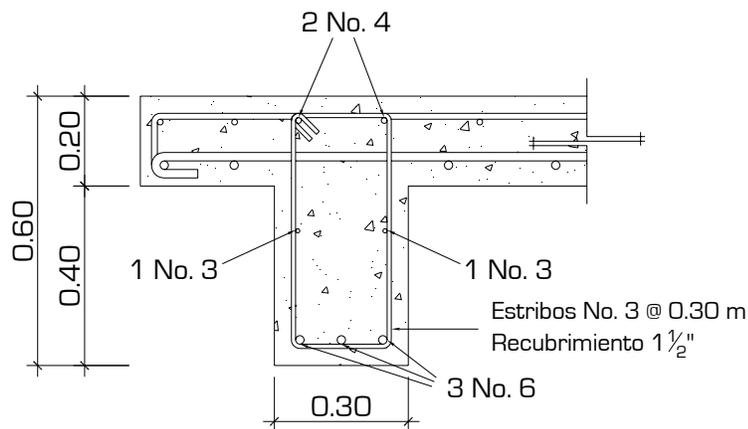
$$S_{max} = \frac{Avfy}{50b}$$

$$S_{max} = \frac{0.22(40000)}{50(12)}$$

$$S_{max} = 14.67 \text{ [pulg]}$$

Se adopta el espaciamiento de los estribos # 3 @ 30 [cm].

Figura 28. Armado de diafragma externo puente vehicular



- **Diseño de diafragmas internos**

Dimensionamiento

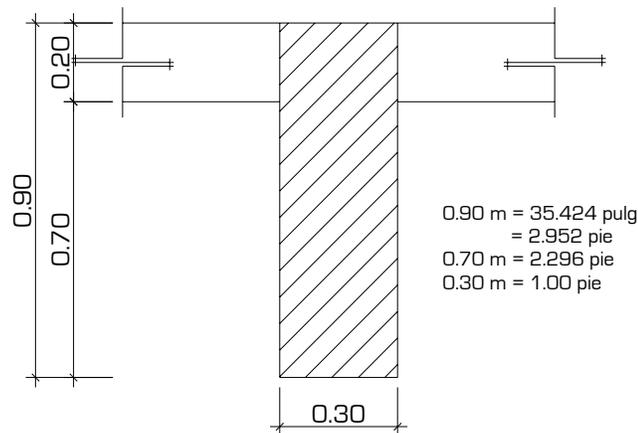
El peralte del diafragma es dado por:

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}}$$

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} (1.25) = 0.93 \text{ [m]}$$

Se adoptará un peralte de 0.90 [m] y una base de 0.30 [m].

Figura 29. Dimensionamiento de diafragma interno puente vehicular



Diseño a flexión

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso por lo que se le dará la cuantía mínima para proveerle ductilidad en flexión utilizando las mismas expresiones para el diafragma externo. Únicamente variando el espesor efectivo de diseño.

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 1 cama de acero # 9 y estribos # 3

$d = [\text{peralte de diafragma}] - [\text{recubrimiento} + \text{diámetro de estribo} + \text{medio diámetro de barra \# 9}]$

$d = 35.424 - [1.50 + 0.375 + 1.126/2]$ [pulg]

$d = 32.986$ [pulg]

$A_s = 0.005(32.986)(12)$

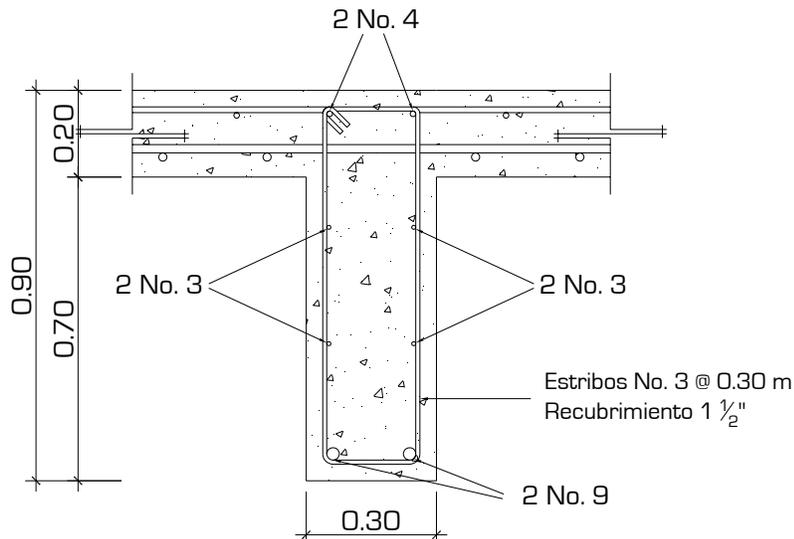
$A_s = 1.979$ [pulg²]

Se proponen 2 barras de acero # 9 como refuerzo principal, adicionalmente barras # 3 en la parte media de la sección y 2 barras # 4 en la parte superior.

Diseño a corte

Se adopta el espaciamiento de los estribos # 3 @ 30 [cm] (el cálculo es igual al diafragma externo).

Figura 30. Armado de diafragma interno puente vehicular



2.2.8.2.8. Diseño de barandal y postes

Los postes serán de concreto reforzado y el barandal de tubo circular de hierro galvanizado de diámetro 2 [pulg]. Las dimensiones se muestran a continuación:

Figura 31. Dimensionamiento poste y barandal puente vehicular

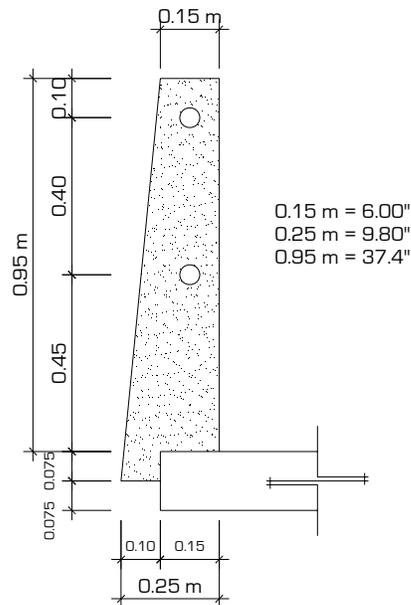
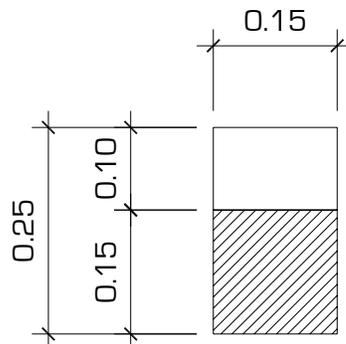


Figura 32. Dimensionamiento sección de poste puente vehicular



Inicialmente se puede determinar el acero longitudinal mínimo por el porcentaje de la sección bruta que esta entre 0.01–0.08 [ACI 318-99 10.9.1].

Área de la sección

$$A_g = 6 * 6 = 36 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Área de acero preliminar utilizando un 1.5%

$$A_s = A_g * \% \text{ acero}$$

$$A_g = 0.015 * 36 = 0.56 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Se propone 4 barras de acero # 4 = 0.80 [pulg²]

- Integración de cargas

Carga muerta

Tabla XXXI. Integración de carga muerta de postes y barandal puente vehicular

	γ Material	γ Material	Alto	Ancho	Largo	Carga Muerta
	[Lb/pie]	[Lb/pie ³]	[pie]	[pie]	[pie]	[Lb]
Postes		150	3.44	0.68	0.50	129.00
Tubo HG Ø 2"	3.68				6.56	24.14
$\Sigma =$						153.14

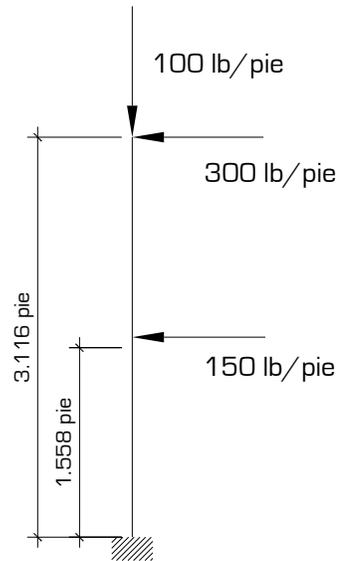
Carga viva

Vertical 100 [Lb/pie]

Horizontal 300 [Lb/pie] ubicada a 3.116 [pie] de la base

Horizontal 150 [Lb/pie] ubicada a 1.558 [pie] de la base

Figura 33. Modelo de carga viva poste puente vehicular



Cálculo de momentos

Vertical

Carga total mayorada

$$P_u = 1.4C_m + 1.7C_v$$

$$P_u = 1.4 (153.14) + 1.7 (100)$$

$$P_u = 384.396 \text{ [Lb]}$$

Carga permanente

$$P_u = 1.4C_m$$

$$P_u = 1.4 (153.14)$$

$$P_u = 214.396 \text{ [Lb]}$$

Horizontal

Momento en base al modelo de carga viva del poste.

$$M = 300 (3.116) + 150 (1.558)$$

$$M = 1168.5 \text{ [Lb-pie]}$$

Momento mayorado de carga viva del poste.

$$M_u = 1.7 (1168.50)$$

$$M_u = 1986.45 \text{ [Lb-pie]}$$

- **Diseño de postes a flexo compresión.**

Revisión de esbeltez. Si la columna es corta tendrá que cumplir la siguiente condición:

$$\frac{Kl_u}{r} < 22$$

donde:

$K = 2$ (un extremo libre y otro empotrado)

$r = 0.30 \cdot \text{Longitud de la sección [pulg]}$

$l_u = \text{longitud efectiva del miembro [pulg]}$

$$\frac{2(37.4)}{0.3(6)} = 41.55 > 22$$

Esto indica que es una columna esbelta. Para ello se debe encontrar un magnificador de momento [AASTHO 8.16.5.2.7]

Para este amplificador es necesario calcular la rigidez a flexión de un elemento a compresión, que esta dada por:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2.5} \left(\frac{1}{1 + \beta d} \right)$$

donde:

El = rigidez a flexión de un elemento a flexión

Ig = inercia del elemento

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} (6)(6)^3 = 108 \text{ [Pulg}^4\text{]}$$

Ec = Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 57000 \sqrt{f' c}$$

$$E_c = 57000 \sqrt{4000} = 3.6 \times 10^6 \text{ [Lb/pulg}^2\text{]}$$

βd = Razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada.

$$\beta d = \frac{P_{u \text{ axial permanente}}}{P_{u \text{ axial total}}}$$

$$\beta d = \frac{214.396}{384.396} = 0.5577$$

Calculando (EI) tenemos:

$$EI = \frac{3.6 \times 10^6 * 108}{2.5} \left(\frac{1}{1 + 0.5577} \right)$$

$$EI = 99975012.82 \text{ [Lb-pulg}^2\text{]}$$

El amplificador de momento esta dado por:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi Pc}}$$

donde:

δ = amplificador de momento [%]

P_u = carga total mayorada.

ϕ = 0.7 (factor de reducción para columnas reforzadas con estribos)

P_c = carga critica. Esta dada por

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(Kl_u)^2}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 99975012.82}{(2 * 37.4)^2}$$

$$P_c = 176355.1 \text{ [Lb]}$$

Con los datos anteriores calculamos el amplificador de momento.

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{384.396}{0.70 * 176355.1}}$$

$$\delta = 1.00312$$

Se tomará un magnificador mínimo de 5% recomendado por el ACI 318-99.

$$\delta = 1.05$$

Momento último

$$M_u = 1.05 (1986.45) \text{ [Lb-pie]}$$

$$M_u = 2085.77 \text{ [Lb-pie]}$$

Criterio: el momento es demasiado grande en comparación a la carga axial, por lo que se proyecta una falla similar a la de una viga, prácticamente solo trabajará a flexión y se puede asumir que trabajará como un voladizo.

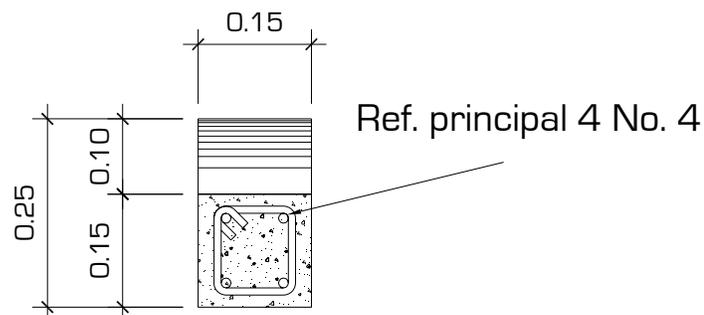
Cálculo de área de acero principal

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.2.5 encontramos:

$$\rho = 0.0059$$

Esta cuantía de acero no cumple con los requerimientos del ACI, por lo que tomo el área calculada preliminarmente. Se propone **4 barras de acero # 4**
 $= 0.80 \text{ [pulg}^2\text{]}$

Figura 34. Armado refuerzo principal poste puente vehicular



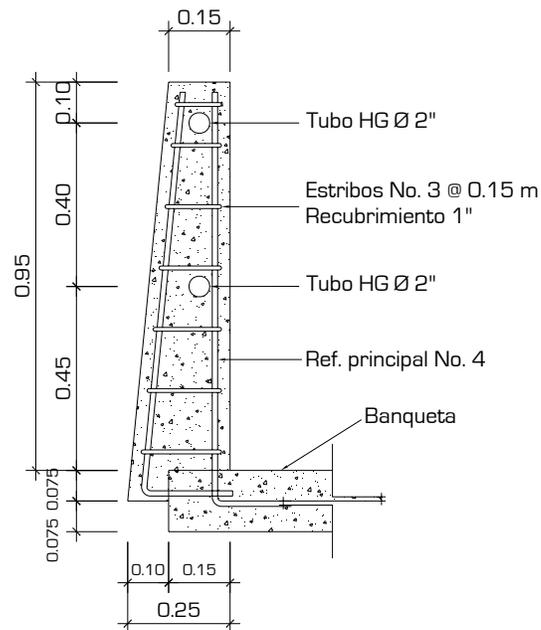
Cálculo de acero a cortante

Separación de estribos será:

16 diámetros de barra principal	=	8 [pulg]	=20.32 [cm]
48 veces el diámetro del estribo	=	18 [pulg]	=45.00 [cm]
Menor dimensión de la columna	=	6 [pulg]	=15.00 [cm]

Se utilizará una separación de 15.00 [cm], con estribos # 3 (se utilizan # 3 para barras longitudinales menores a # 10).

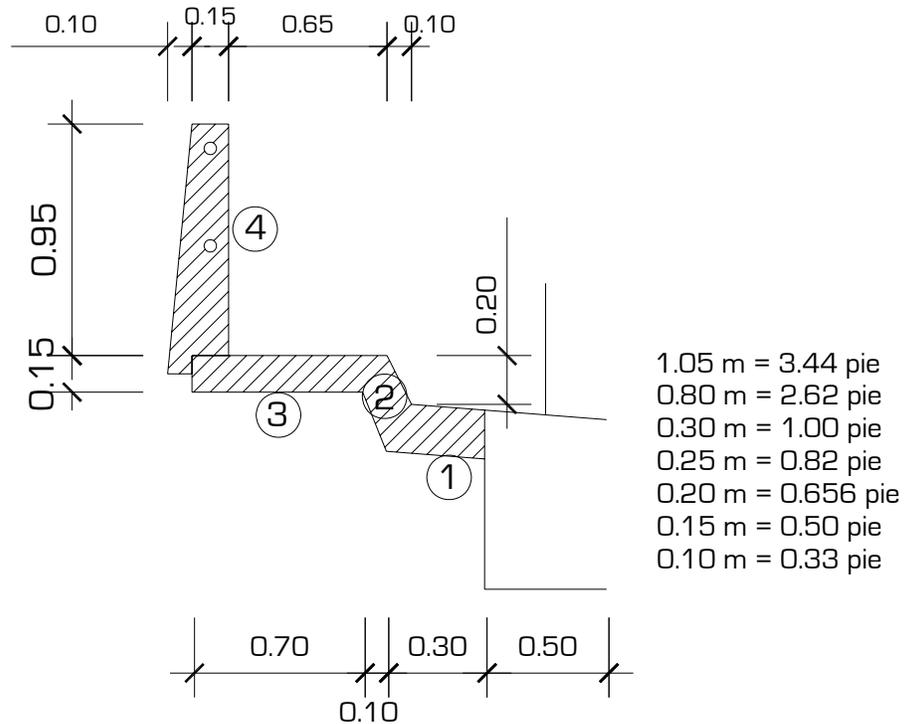
Figura 35. Sección de armado poste puente vehicular



2.2.8.2.9. Diseño de banqueta

Dimensionamiento

Figura 36. Dimensionamiento banqueta puente vehicular



La dimensión 1 que es parte que va empotrada a la viga, varia en el recorrido de la banqueta por lo que se toma un valor promedio de 0.30 [m] con fines de diseño.

Integración de cargas

Carga muerta

Las cargas muertas que actúan sobre la banqueta son distribuidas y una carga puntual como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla XXXII. Integración de carga muerta distribuida banqueta puente vehicular

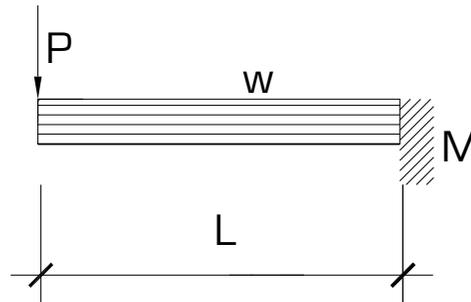
		γ Material	Alto	Ancho	Carga Muerta
		[Lb/pie ³]	[pie]	[pie]	[Lb/pie]
1	Viga	150	0.656	1.00	98.4
2	Losa	150	0.656	0.33	32.47
3	Asfalto	150	0.50	2.62	196.50
$\Sigma=$					323.37

Tabla XXXIII. Integración de carga muerta puntual banqueta puente vehicular

		γ Material	Alto	Área	Carga Muerta
		[Lb/pie ³]	[pie]	[pie ²]	[Lb]
4	Poste	150	3.44	$\frac{0.52+0.82}{2}$	340.56

Con estas cargas construimos un modelo de voladizo de la banqueta.

Figura 37. Modelo de carga muerta banqueta puente vehicular



Realizando sumatoria de momentos en el empotramiento idealizado que en este caso sería la viga principal tenemos el momento debido a carga muerta

$$M_{cm} = \frac{wL^2}{2} + wL$$

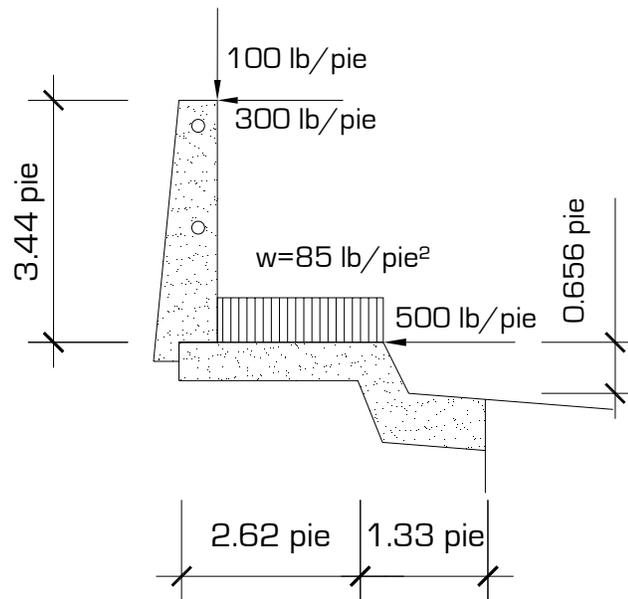
$$M_{cm} = \frac{323.37}{2}(3.936)^2 + 340.56(3.936)$$

$$M_{cm} = 3876.27 \text{ [Lb-pie]}$$

Carga viva

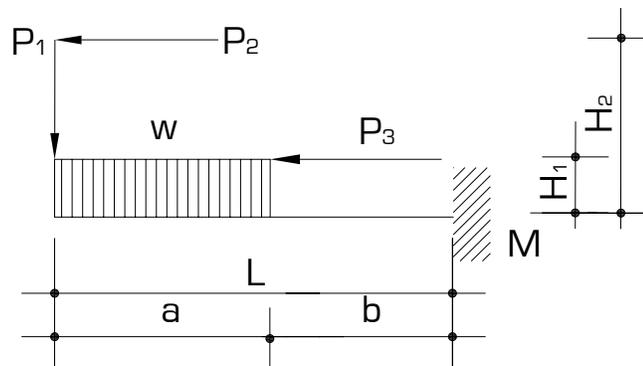
Las cargas vivas que actúan sobre la banqueta son distribuidas y cargas puntuales como se muestra en la siguiente figura.

Figura 38. Cargas vivas banqueta puente vehicular



Con las cargas actuantes construimos un modelo de carga viva.

Figura 39. Modelo de carga viva banqueta puente vehicular



Realizando sumatoria de momentos en el empotramiento idealizado que en este caso sería la viga principal tenemos el momento debido a carga viva

$$M_{cv} = w * a \left(b - \frac{a}{2} \right) + P_1 L + P_2 H_2 + P_3 H_1$$

$$M_{cv} = 85(2.62) \left(1.33 - \frac{2.62}{2} \right) + 100(3.936) + 300(3.44) + 500(0.656)$$

$$M_{cv} = 2341.53 \text{ [Lb-pie]}$$

Utilizando una combinación de momentos por carga muerta y por carga viva encontramos el momento último.

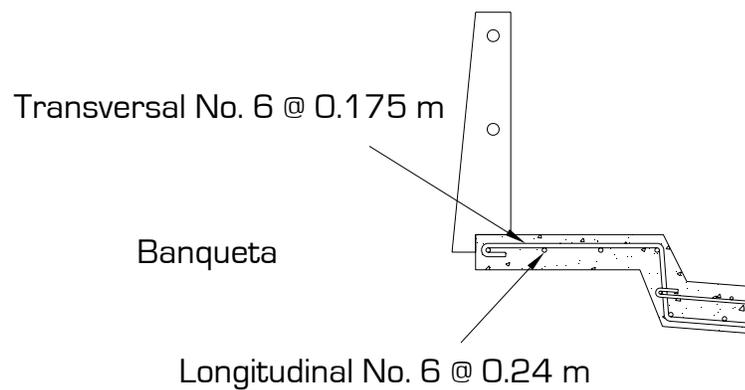
$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv} \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[3876.27 + \frac{5}{3} (2341.53) \right]$$

$$M_u = 10112.46 \text{ [Lb-pie]}$$

Criterio: este momento es casi igual al momento último que actúa en la losa principal por lo que tomo el mismo refuerzo de la losa, además es importante este criterio porque en la construcción el armado de la losa – banqueta será más homogéneo.

Figura 40. Armado banqueta puente vehicular



2.2.9. Diseño de subestructura

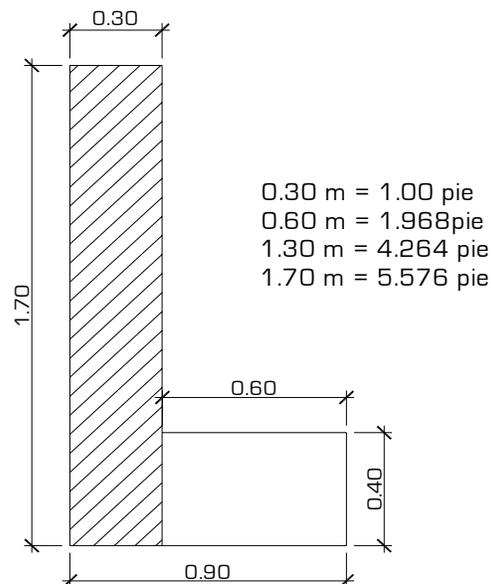
La subestructura constará de la viga de apoyo, conformada por la cortina y la viga de apoyo. También los estribos son parte de la subestructura. El proceso de diseño es detallado a continuación.

2.2.9.1. Diseño de cortina

La función de la cortina es retener el empuje debido al suelo de relleno del apriete, separa al suelo de la viga principal, se construye conjuntamente con la viga de apoyo, pero se calculará cada elemento por separado. El diseño será a flexión.

Dimensionamiento

Figura 41. Dimensionamiento cortina puente vehicular



Las dimensiones de la cortina están basadas en la altura de la viga principal.

Integración de cargas

Carga muerta

Tabla XXXIV. Carga muerta cortina puente vehicular

	γ Material	Alto	Ancho	Carga Muerta
	[Lb/pie ³]	[pie]	[pie]	[Lb/pie]
Cortina	150	4.264	1.00	639.60

Carga viva

HS-15 AASHTO figure 3.7.7.A [STANDARD TRUCK]

P = 12000 [Lb] por llanta

2.2.9.1.1. Empuje del suelo

El empuje del suelo esta dado por el empuje activo propio del suelo y el empuje debido a sobrecarga, este consiste a la equivalencia del peso del camión tipo, con una altura de 2 pies ubicada en el punto medio de la cortina.

Tabla XXXV. Datos de diseño para cortina puente vehicular

γ Suelo	1300	[Kg/ m ³]	81	[Lb/ pie ³]
ϕ ángulo de fricción	28	[°]		
Vs Valor soporte	20	[T/ m ³]		

Es importante señalar que se propone una densidad y ángulo de fricción de suelo para relleno (aproxos), ya que este empuje estará actuando sobre la cortina.

Factor de empuje activo del suelo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(28^\circ)}{1 + \text{sen}(28^\circ)} = 0.3610$$

Empuje activo de suelo

$$E_{\text{suelo activo}} = \frac{K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = \frac{0.36 * 81 * 5.576^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = 453.32 \text{ [Lb/ pie]}$$

Empuje debido a sobrecarga

$$E_{\text{suelo sobre carga}} = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * h * H$$

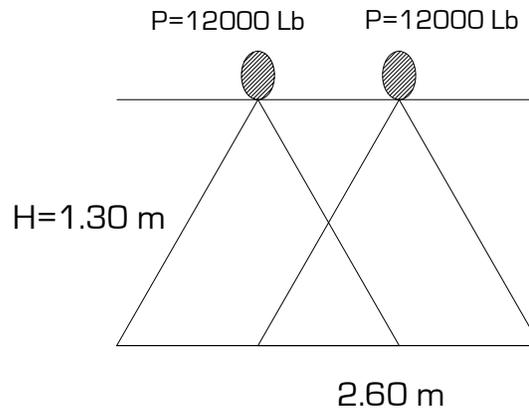
$$E_{\text{suelo sobre carga}} = 0.36(81)(2)(5.576)$$

$$E_{\text{suelo sobre carga}} = 325.19 \text{ [Lb/ pie]}$$

2.2.9.1.2. Fuerza longitudinal

Es el 5% de carga viva aplicada a 6 pies de la parte superior de la cortina.

Figura 42. Diagrama de ruedas fuerza longitudinal cortina puente vehicular



Se calcula de la siguiente forma:

$$FL = 0.05 \text{ Carga viva}$$

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

$$FL = 0.05 \left(\frac{12000}{2(1.30 * 3.28)} \right)$$

$$FL = 70.36 * 4 \text{ llantas}$$

$$FL = 281.43 \text{ [Lb/ pie]}$$

2.2.9.1.3. Fuerza de sismo

Se tomará el 12% de la carga muerta de la cortina.

$$Fs = 0.12 W$$

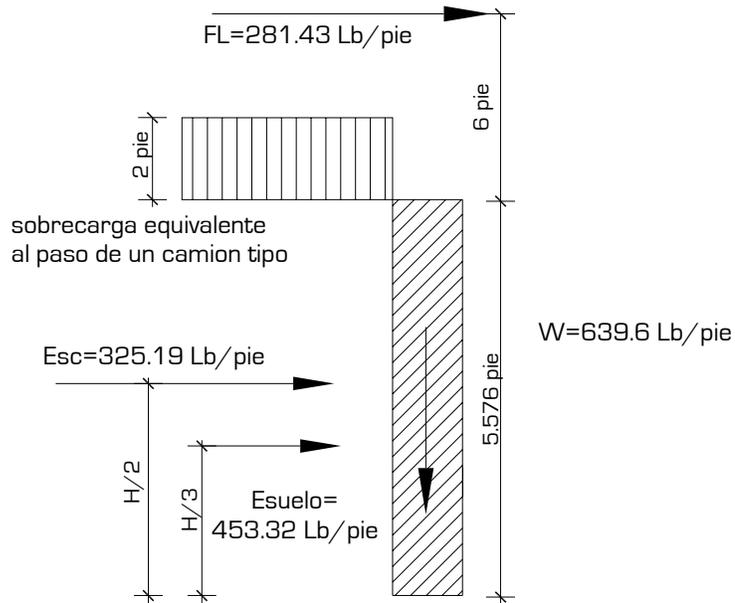
$$Fs = 0.12(639.6)$$

$$Fs = 76.752 \text{ [Lb/ pie]}$$

2.2.9.1.4. Cálculo de refuerzo

Para calcular el refuerzo es necesario calcular los momentos debidos a las cargas anteriores.

Figura 43. Diagrama de cargas actuantes cortina puente vehicular



Cálculo de momentos

Tabla XXXVI. Momentos actuantes cortina puente vehicular

Descripción	Fuerza	Brazo	Momento
	[Lb/pie]	[pie]	[Lb/pie-pie]
Fuerza longitudinal	281.43	(5.576+6)	3257.83
Sismo	76.752	$\frac{5.576}{2}$	213.98
Empuje suelo activo	453.32	$\frac{5.576}{3}$	906.63
Empuje suelo sobrecarga	325.19	$\frac{5.576}{2}$	842.57

El momento del suelo es la suma de los momentos de empuje activo y de sobrecarga.

Combinación de cargas

Para la combinación de cargas se utilizaron las siguientes, se tomará la combinación mayor para el diseño.

$$Mu = 1.3[ME_{suelo} + M_{sismo}] \quad [\text{AASHTO 8.22.1} \text{ Grupo [III]}]$$

$$Mu = 1.3[(906.63 + 842..57) + 3257.83]$$

$$Mu = 6509.139 \text{ [Lb/pie-pie]}$$

$$Mu = 1.3[ME_{suelo} + MFL] \quad [\text{AASHTO 8.22.1} \text{ Grupo [IV]}]$$

$$Mu = 1.3[(906.63 + 842..57) + 213.98]$$

$$Mu = 2552.134 \text{ [Lb/pie-pie]}$$

Por ser el mayor se toma $Mu = 6509.139 \text{ [Lb/pie-pie]}$

El refuerzo a flexión se calcula de igual forma que la sección 2.2.8.2.5.

Cambiando únicamente:

b = alto de la cortina [pulg]

d = espesor efectivo de diseño [pulg].

$$b = 66.912 \text{ [pulg]}$$

$$d = 8.058 \text{ [pulg]}$$

Se obtiene:

$$\rho = 0.0028783 \text{ usar acero mínimo}$$

$$A_s = 0.005(66.912)(8.058)$$

$$A_s = 2.696 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Utilizar refuerzo principal **9 barras # 5** = 2.79 [pulg²] se adiciona 6 # 4 para formar el estribo.

2.2.9.1.5. Cálculo de refuerzo a corte

La cortina principalmente trabaja a flexión por lo que se tomará el espaciamiento máximo para el refuerzo a corte. Se utilizarán estribos # 3 y el espaciamiento es:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{max} \leq 15.00 \text{ [cm]}$$

El armado final de cortina se muestra en la sección 2.2.9.2.

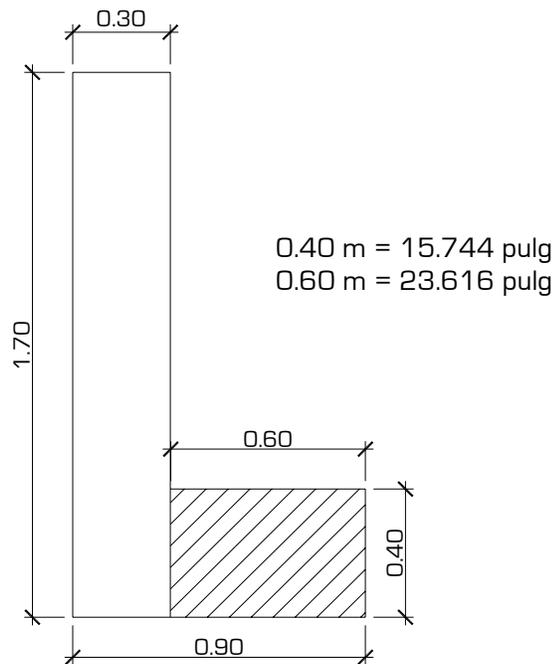
2.2.9.2. Diseño de viga de apoyo

Esta viga soportará todo el peso de la estructura, esta carga recibida será transmitida directamente a los estribos y posteriormente al suelo. Cada estribo cuenta con una viga de apoyo por lo que el peso total de la superestructura se dividirá en los dos estribos.

Dimensionamiento

Tendrá una longitud de 7.50 metros

Figura 44. Dimensionamiento viga de apoyo puente vehicular



Integración de cargas

La viga de apoyo será diseñada con el peso total de la superestructura.

Carga muerta

Tabla XXXVII. Carga muerta sobre viga de apoyo puente vehicular

	γ Material	Ancho	Alto	Largo	Unidad	Peso total
	[Lb/pie ³]	[pie]	[pie]	[pie]	[u]	[Lb]
Losa	150	23.616	0.656	65.6	1	152442.22
Asfalto	140	23.616	0.164	65.6	1	35569.85
Postes	150	$\frac{0.50+0.82}{2}$	3.44	0.50	30	5108.40
Mordiente	150	0.333	0.656	65.6	2	4260.33
Banqueta	150	2.62	0.50	65.6	2	25780.80
Diafragma externo	150	1.00	1.312	23.616	2	9295.26
Diafragma interno	150	1.00	2.296	23.616	2	16266.70
Viga principal	150	1.64	3.444	65.6	3	166733.68
					$\Sigma =$	415457.26

Carga por cada viga de apoyo

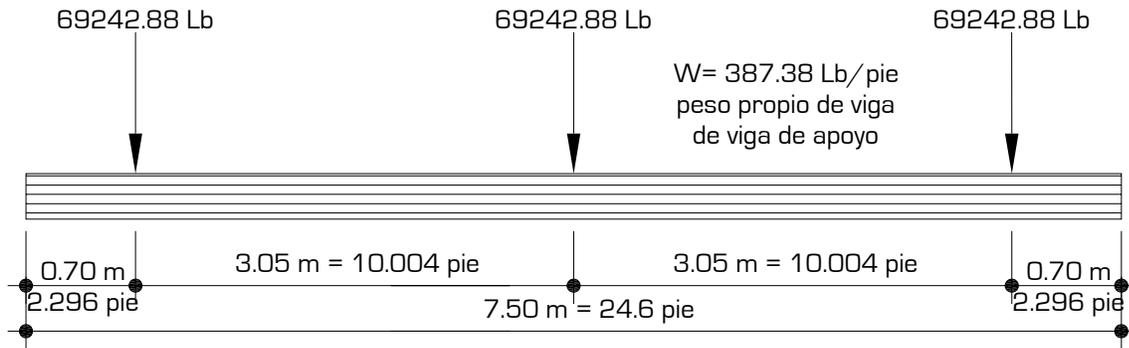
$$\frac{415457.255}{2 \text{ vigas de apoyo}} = 207728.62 \text{ [Lb]}$$

Carga puntual en cada viga principal que transmite toda la carga de la superestructura.

$$\frac{207728.62}{3 \text{ vigas principales}} = 69242.88 \text{ [Lb]}$$

Con esta última carga construimos el diagrama de carga muerta.

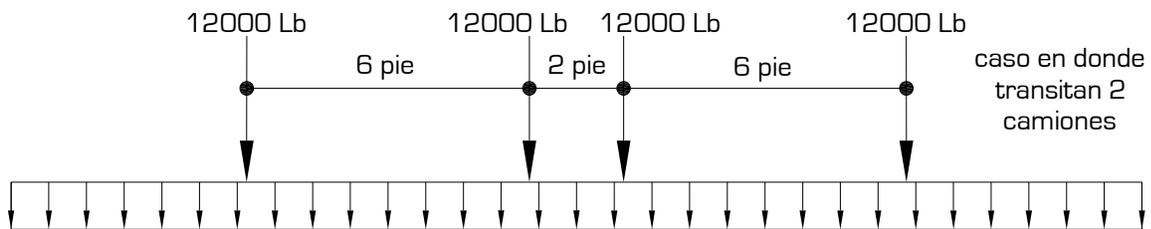
Figura 45. Modelo de carga muerta viga de apoyo puente vehicular



Carga viva

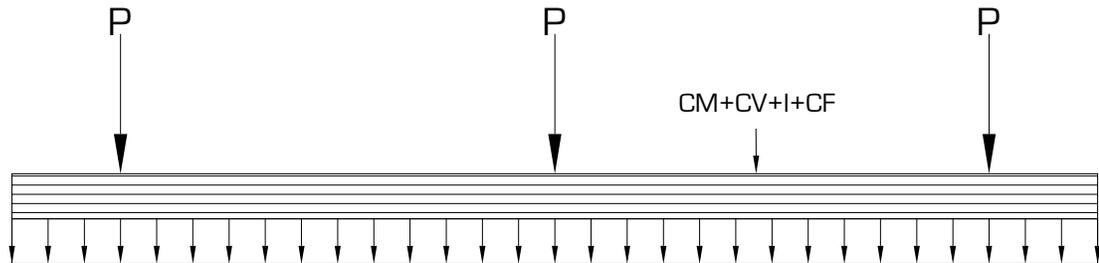
Distribución de carga viva = $4(12000)/24.6 = 1951.22$ [Lb/pie]
 Carga de impacto = 0.30 CV = 585.36 [Lb/pie]
 Carga centrífuga = 0.2777 CV = 541.85 [Lb/pie]

Figura 46. Modelo de carga viva viga de apoyo puente vehicular



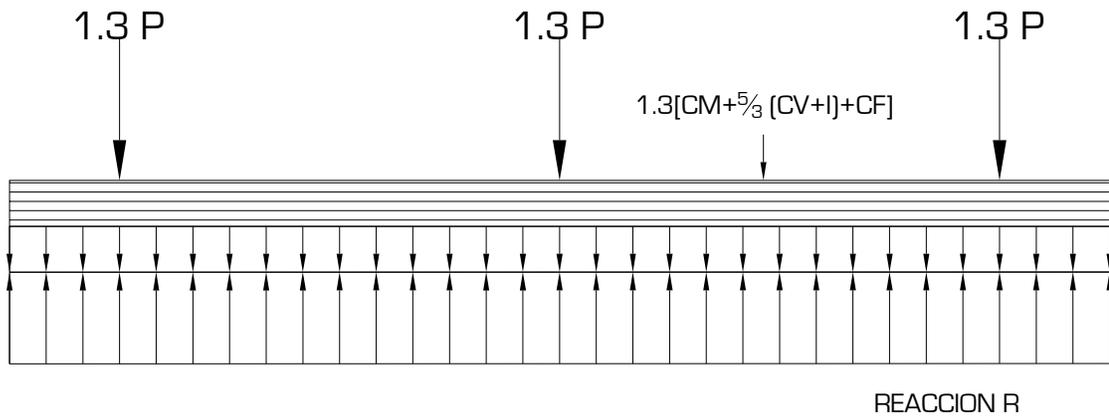
Teniendo las cargas vivas y la carga muerta podemos ver como funcionará la integración de cargas con el siguiente modelo.

Figura 47. Modelo de integración de cargas actuantes viga de apoyo puente vehicular



La viga prácticamente trabajará por aplastamiento únicamente, entonces esta tendrá una reacción distribuida como lo muestra el siguiente modelo.

Figura 48. Modelo de reacción viga de apoyo puente vehicular



Con sumatoria de fuerzas en el eje y encontramos la reacción.

$$1.3P = 1.3(69242.88)$$

$$1.3P = 90015.74 \text{ [Lb]}$$

Realizando la combinación de cargas tenemos.

$$C_u = 1.3 \left[CM + \frac{5}{3}(CV + I) + CF \right]$$

$$C_u = 1.3 \left[387.38 + \frac{5}{3}(1951.22 + 585.36) + 541.85 \right]$$

$$C_u = 6703.82 \text{ [Lb/pie]}$$

Debido a que la viga de apoyo tendrá un soporte continuo que será el estribo, su reacción será distribuida a lo largo del estribo.

$$R = \frac{P(3)}{L} + W$$

$$R = \frac{90015.74(3)}{24.6} + 6703.82$$

$$R = 17681.35 \text{ [Lb/pie]}$$

$$R_{\text{distribuida}} = R - W$$

$$R_{\text{distribuida}} = 17681.35 - 6703.82$$

$$R_{\text{distribuida}} = 17681.35 - 6703.82$$

$$R_{\text{distribuida}} = 10977.53 \text{ [Lb/pie]}$$

Teniendo las reacción distribuida y las cargas últimas mayoradas podemos construir el diagrama de cargas últimas y posteriormente el diafragma de esfuerzo cortante sobre la viga de apoyo.

La viga de apoyo no trabaja a flexión, por lo que solo se diseñará a corte debido al aplastamiento y el refuerzo longitudinal será el mínimo.

Cálculo de acero longitudinal

El refuerzo longitudinal se calcula de igual forma que la sección 2.2.8.2.5.

Cambiando únicamente:

b = ancho de la viga de apoyo [pulg]

d = espesor efectivo de diseño [pulg].

$$b = 23.616 \text{ [pulg]}$$

$$d = 11.81 \text{ [pulg]}$$

Se obtiene:

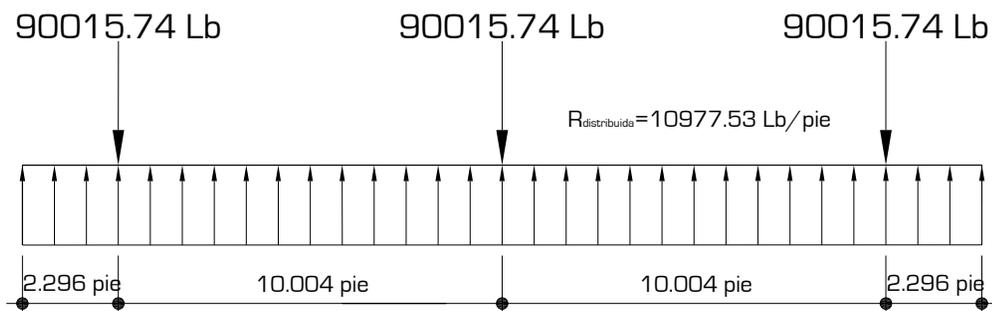
$\rho = 0.005$ cuantía mínima de acero

$$A_s = 0.005(35.424)(11.81)$$

$$A_s = 2.092 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Utilizar refuerzo principal **7 barras # 5**. Se adiciona 4 # 4 para formar el estribo.

Figura 49. Diagrama de cargas últimas de apoyo puente vehicular

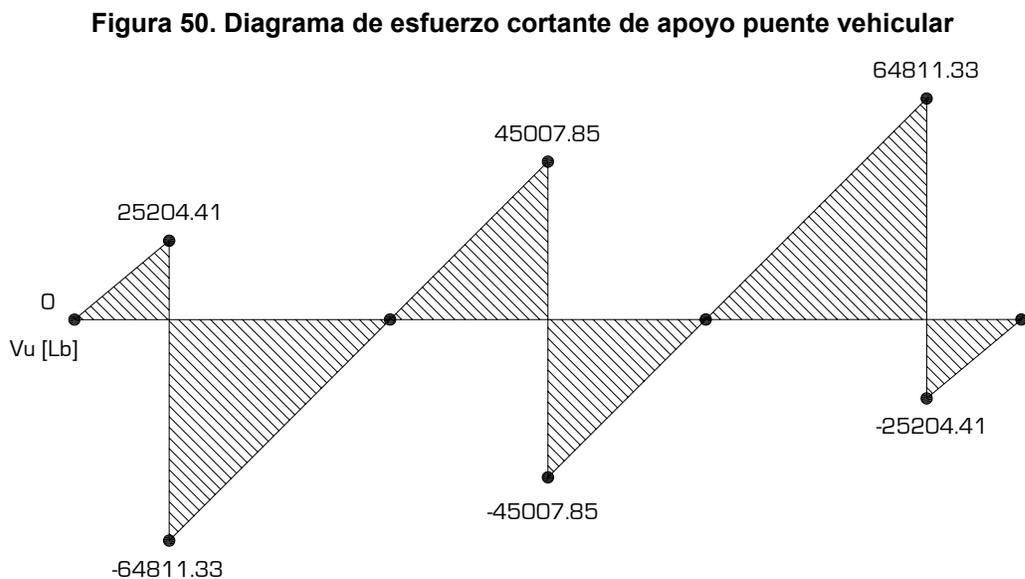


Cálculo de acero a corte

Utilizando el procedimiento de la sección 2.2.8.2.6 y en base al diagrama de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta estribos rectangulares con acero # 4 con $A_v = 0.40$ [pulg²], se obtiene una separación:

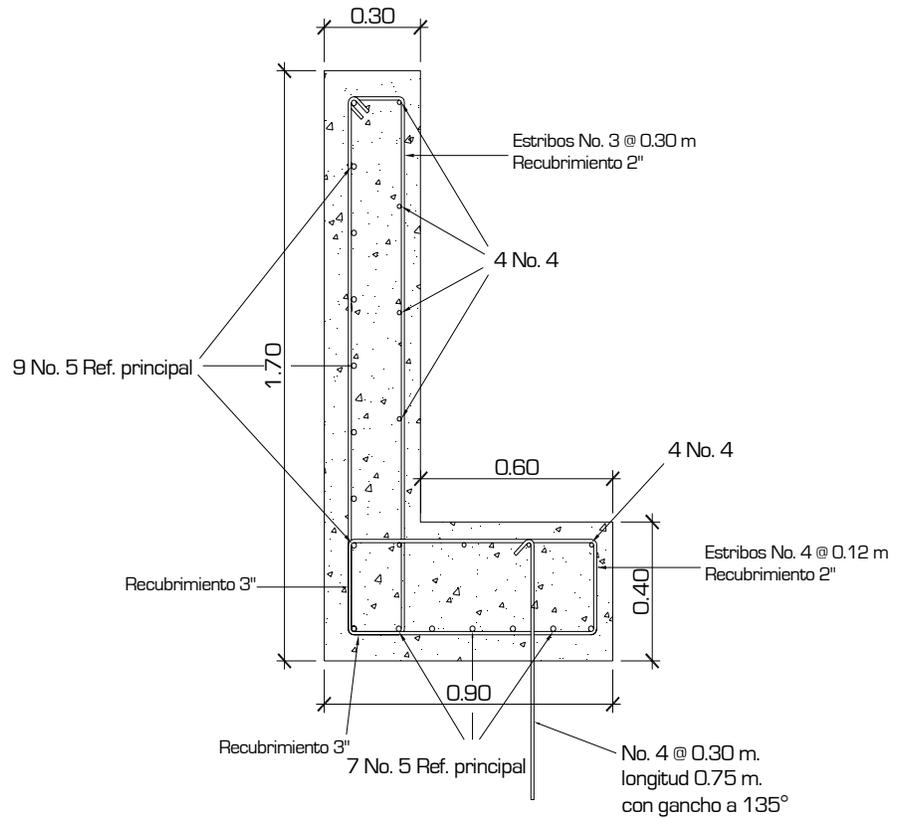
$$S = 11.72 \text{ [cm]}$$

Tomando **S = 12.00 [cm]** en toda la viga de apoyo con estribos # 4



Se adiciona acero # 4 de longitud 75 [cm], separadas a cada 30 [cm]. Con el fin de anclar la viga de apoyo con el estribo.

Figura 51. Armado viga de apoyo + cortina puente vehicular



Diseño de apoyos de neopreno

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza shore 60 reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la expresión:

$$\sigma_r = \frac{8 * a * b}{t * (a + b)}$$

$$\sigma_a = \frac{P}{a*b}$$

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

Dónde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero. (Esfuerzos de trabajo)

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina de 1.3 cm.

T = espesor total del elastómero

Datos:

$$L = 20 \text{ m}$$

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

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

$$P = 69,242.88 \text{ [lb]} = 31,418.27 \text{ [kg]}$$

$$CM = 387.38 \text{ [lb/pie]} = 576.50 \text{ [kg/m]}$$

$$CV+I = 2536.58 \text{ [lb/pie]} = 3774.95 \text{ [kg/m]}$$

$$T = 6.5 \text{ mm}$$

- **Revisando el esfuerzo por compresión**

$$\sigma_r = \frac{8 * 50 * 60}{1.3*(50+60)} = 167.83 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_a = \frac{31,418.27}{50 \cdot 60} = 10.47 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

El esfuerzo es $\sigma_r > \sigma_a$.

- **Cálculo del desplazamiento horizontal (L=20 m)**

Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de hooke $\sigma_f = 1700$ [kg/cm²]:

$$\Delta e_T = \frac{\sigma_f \cdot L}{E}$$

$$\Delta e_T = \frac{1700 \cdot 2000}{2.1E6} = 1.62 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta:

$$\Delta e_{CM} = \frac{T \cdot CM}{CM + (CV+I)}$$

$$\Delta e_{CM} = \frac{1.31 \cdot 576.50}{576.50 + 3774.95} = 0.77 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta c = 0.000165 \cdot L = 0.33 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta t = 0.000011 \cdot D^\circ \cdot L$$

$$\Delta t = 0.000011 \cdot 10 \cdot 2000 = 0.22 \text{ cm}$$

- **Deformaciones máximas**

Contracción = $\Delta e_{CM} - (\Delta c + \Delta t) = 0.77 - (0.33 + 0.22) = 0.22 \text{ cm}$.

Dilatación = $(\Delta e_T + \Delta t) - \Delta c = (1.62 + 0.22) - 0.33 = 1.52 \text{ cm}$.

Máximo desplazamiento horizontal del apoyo $\Delta L = 1.51 \text{ cm}$.

- **Espesor de apoyos**

Se usan 2 placas de elastómero de 13 mm + dos placas de acero de 2 mm + un placa de acero en medio de 3 mm = 33 mm = 3.3 cm.

$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1.51}{3.3} = 0.46 \leq 0.5$ apoyos móviles o libremente apoyados

T 3.3

2.2.9.3. Diseño de estribos

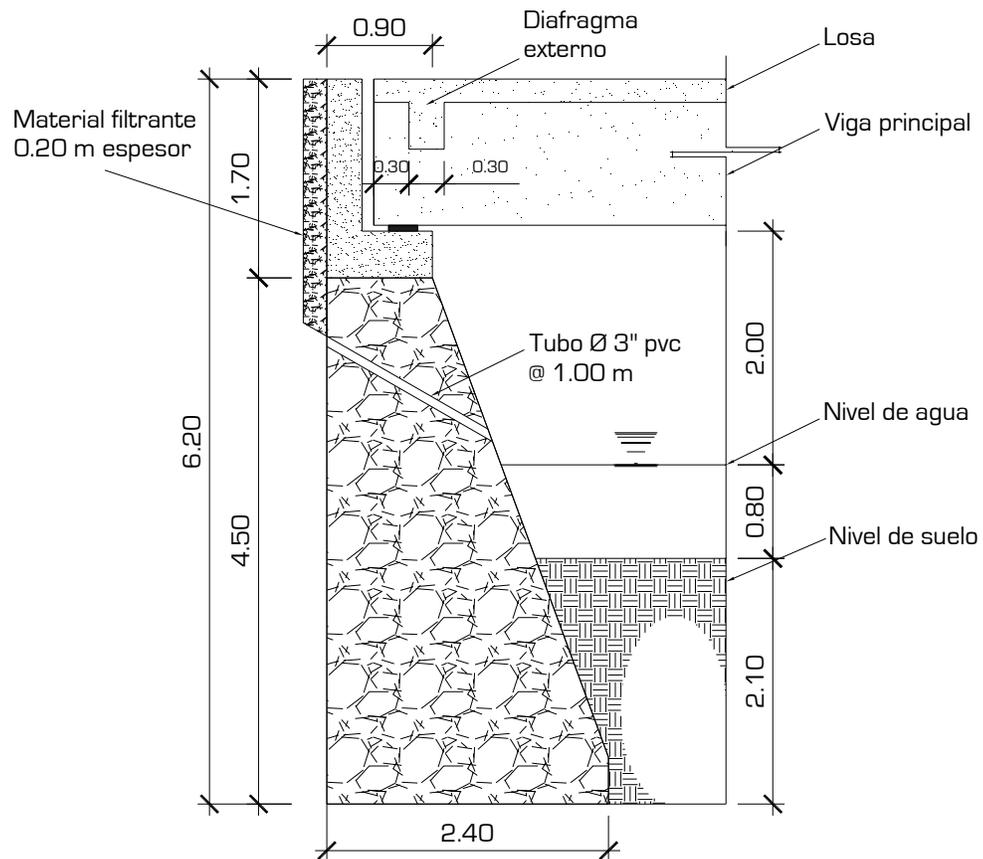
El diseño de los estribos será por el sistema de muros de gravedad, construidos con concreto ciclópeo.

Tabla XXXVIII. Datos de diseño de estribos puente vehicular

γ Suelo relleno de aproches	1300	[Kg/ m ³]
γ Concreto	2400	[Kg/ m ³]
γ Concreto ciclópeo	2500	[Kg/ m ³]
\emptyset ángulo de fricción suelo relleno	28	[°]
Vs Valor soporte suelo sustentante	161.38	[T/ m ³]
Impacto	0.30	[%]
Fuerza centrífuga	0.2777	[%]

Dimensionamiento

Figura 52. Dimensionamiento estribo puente vehicular



Integración de cargas

Carga muerta

- **Superestructura = 12566.76 [Kg/ m]**

- **Cortina**

$$W_c = 0.30 (1.30) (2400)$$

$$W_c = 936 \text{ [Kg/ m]}$$

- **Viga de apoyo**

$$W_v = 0.40 (0.90) (2400)$$

$$W_v = 864 \text{ [Kg/ m]}$$

- **Muro**

$$W_{1m} = 0.90 (4.50) (2500) = 10125 \text{ [Kg/ m]}$$

$$W_{2m} = 1.50 (4.50)/2 (2500) = 8437.5 \text{ [Kg/ m]}$$

$$W_{1m} = 0.40 (2.40) (2500) = 2400 \text{ [Kg/ m]}$$

Carga viva

$$C_v = 2 (30000) = 60000 \text{ [Lb]} = 27272.73 \text{ [Kg]}$$

$$C_v = \frac{27272.73 \text{ [Kg]}}{7.50 \text{ [m]}} = 3636.36 \text{ [Kg/m]}$$

$$C_v = \frac{3636.36 \text{ [Kg/m]}}{2} = 1818.18 \text{ [Kg/m]}$$

Carga de impacto

$$C_v = 0.30 (1818.18) = 545.45 \text{ [Kg/m]}$$

Carga debido a fuerza centrífuga

$$C_v = 0.2777 (1818.18) = 504.91 \text{ [Kg/m]}$$

Carga debido al frenado

Se toma un 10% de carga viva aplicada a 4 pies del la parte superior de la cortina.

$$C_v = 0.10 (1818.18) = 181.82 \text{ [Kg/m]}$$

Empuje del suelo

Se compone del empuje de suelo activo, empuje del suelo pasivo. Además, se adiciona el empuje debido a sobrecarga de una camión tipo, esta carga funciona como empuje del suelo.

Factor de empuje activo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(28^\circ)}{1 + \text{sen}(28^\circ)} = 0.3610$$

Factor de empuje pasivo

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(28^\circ)}{1 - \text{sen}(28^\circ)} = 2.77$$

Empuje por sobrecarga

Es la carga debida del camión fuera de la superestructura, y se tomará como una carga concentrada.

$$P = 24000 \text{ [Lb]} = 10889.29 \text{ [Kg]}$$

$$\text{Área de influencia } A = 7.50 \text{ [m]} * 4.27 \text{ [m]} = 32.025 \text{ [m}^2\text{]}$$

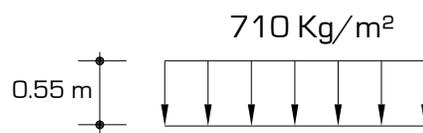
$$4.27 \text{ [m]} = 14 \text{ [pie]} \text{ distancia de eje a eje del camión tipo}$$

$$E_{\text{sobre carga}} = \frac{10889.29(2)}{31.025} = 680.05$$

$$E_{\text{sobre carga}} = 680.05 + 30 = 710 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

$$h = \frac{710}{1300} = 0.55 \text{ [m]}$$

Figura 53. Equivalencia de sobre carga estribo puente vehicular



El empuje por sobrecarga esta dado por:

$$E_{\text{sobre carga}} = K_a * \gamma_{\text{suelo relleno}} * H_{\text{muro}} * h_{\text{carga}}$$

$$E_{\text{sobre carga}} = 0.36(1300)(6.20)(0.55)$$

$$E_{\text{sobre carga}} = 1467.18 \text{ [Kg/m]}$$

Empuje de suelo activo debido al relleno (aproche)

$$E_{\text{suelo activo}} = K_a * \gamma_{\text{suelo relleno}} * \frac{H_{\text{muro}}^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = 0.36 * 1300 * \frac{6.20^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo activo}} = 8894.96 \text{ [Kg/m]}$$

Empuje de suelo pasivo

$$E_{\text{suelo pasivo}} = K_p * \gamma_{\text{suelo relleno}} * \frac{h_{\text{pasiva}}^2}{2}$$

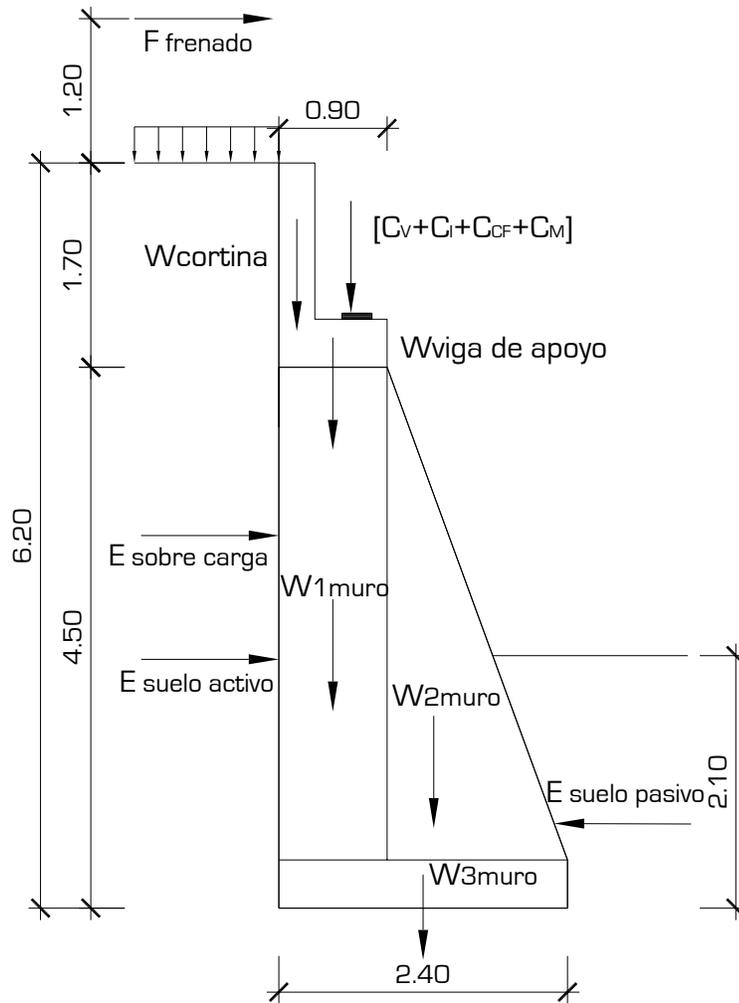
$$h_{\text{pasiva}} = \text{desplante de cimentación} = 2.10 \text{ [m]}$$

$$E_{\text{suelo pasivo}} = 2.77 * 1300 * \frac{2.10^2}{2}$$

$$E_{\text{suelo pasivo}} = 7940.21 \text{ [Kg/m]}$$

Teniendo estas fuerzas actuantes construimos el diagrama de carga del estribo.

Figura 54. Diagrama de fuerzas actuantes estribo puente vehicular



2.2.9.3.1. Cálculo de momento de volteo

Estos son los momentos que tienen que soportar el muro. Para el cálculo de momentos de volteo y estabilizantes utilizaremos el siguiente diagrama. Se muestra una tabla donde se calcula el momento debido a las fuerzas voltenates.

Figura 55. Diagrama de cargas estribo puente vehicular

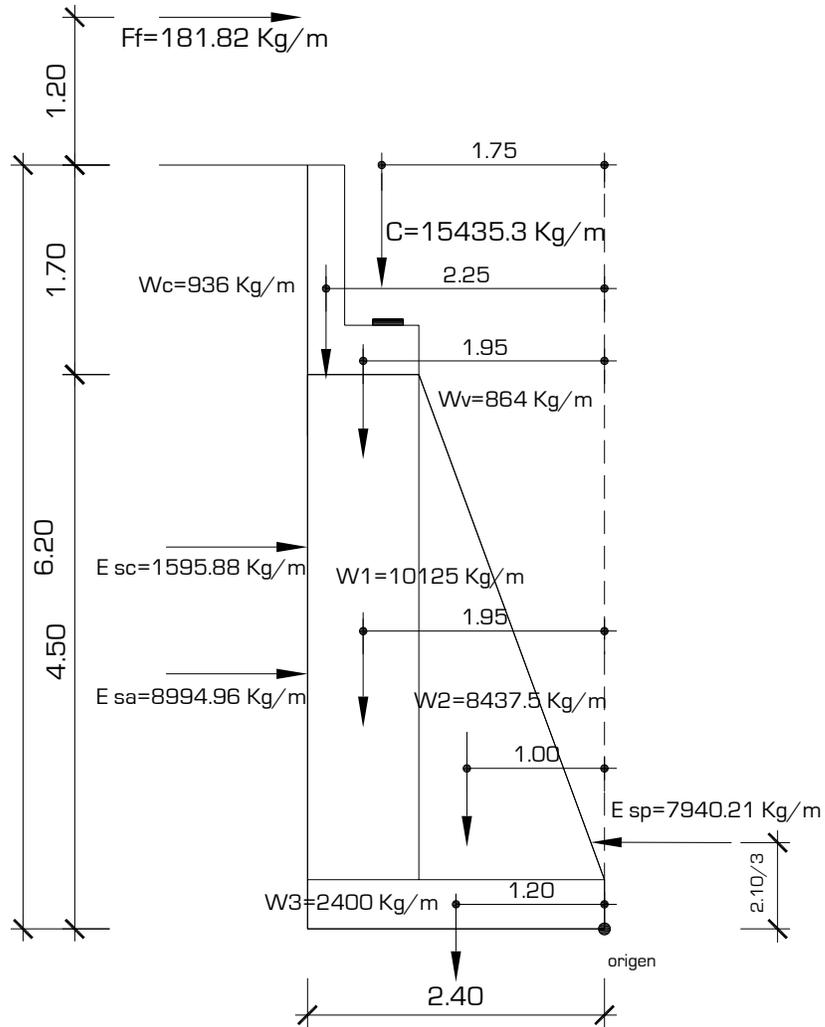


Tabla XXXIX. Momentos que producen volteo de estribo puente vehicular

Cargas que producen volteo		Carga [Kg/m]	Brazo [m]	Momento al pie del muro [Kg-m/m]
Fuerza de frenado	[Ff]	181.82	6.20+1.20	1345.468
Empuje por sobrecarga	[Esc]	1595.88	$\frac{6.20}{2}$	4947.228
Empuje activo del suelo	[Esa]	8994.96	$\frac{6.20}{3}$	18589.583
Σ=				24882.28

2.2.9.3.2. Cálculo de momento estabilizante

Estos son los momentos ayudaran a estabilizar el muro, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla XL. Momentos estabilizantes de estribo puente vehicular

Cargas estabilizantes		Carga [Kg/m]	Brazo [m]	Momento al pie del muro [Kg-m/m]
Carga total	[C]	15435.3	1.75	27011.78
Peso de cortina	[Wc]	936.0	2.25	2106.00
Peso de viga de apoyo	[Wv]	864.0	1.95	1684.80
Peso muro 1	[W1m]	10125.0	1.95	19743.75
Peso muro 2	[W2m]	8437.5	1.00	8437.50
Peso muro 3	[W3m]	2400.0	1.20	2880.00
Empuje de suelo pasivo	[Esp]	7940.2	$\frac{2.10}{3}$	5558.14
			$\Sigma=$	67421.965

2.2.9.3.3. Revisión del muro sin superestructura

Revisando el muro con superestructura y carga viva nos da una perspectiva clara de que las dimensiones del estribo funcionan correctamente, siendo ésta la condición mas crítica, podemos decir que la revisión del muro sin superestructura y que los chequeos serán correctos.

2.2.9.3.4. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Esta es la condición más crítica a que estará sometido el muro por lo que se realizara los siguientes chequeos.

Chequeo por volteo

$$F_{sv} \geq 1.5$$

$$F_{sv} = \frac{\Sigma M_{estabilizante}}{\Sigma M_{volteante}}$$

$$F_{sv} = \frac{67421.965}{24882.28} = 2.71 > 1.50$$

Si cumple el chequeo por volteo.

Chequeo por deslizamiento

$$F_{SD} \geq 1.5$$

$$F_{SD} = \frac{15435.3 + 936_864 + 10125 + 8437.5 + 2400}{181.82 + 1595.88 + 8994.96}$$

$$F_{SD} = \frac{46138}{10772.66} = 4.28 > 1.50$$

Si cumple el chequeo por deslizamiento.

Chequeo de presiones en la base del muro

Encontramos la excentricidad de la carga:

$$e = \left| \frac{L}{2} - a \right|$$

$$e = \left| \frac{2.40}{2} - 1.1137 \right|$$

$$e = 0.0863$$

$$a = \frac{M_{\text{estabilizante}} - M_{\text{volteante}}}{W_{\text{total}}}$$

$$a = \frac{67421.965 - 24882.28}{38197.8}$$

$$a = 1.1137 \text{ [m]}$$

Chequeo de presiones máxima y mínima en la base del muro

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

donde:

q = presiones máxima y mínima [T/m²]

W = Carga total del muro [T]

L = Longitud de la base del muro [m]

e = excentricidad [m]

S = módulo de sección [m³]

$$q = \frac{38197.80}{2.40 * 1.00} \pm \frac{38197.80 * 0.0863}{\frac{1}{6}(2.40)^2 * 1.00}$$

$$q_{\max} = 19349.57 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$q_{\min} = 12481.92 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

No existen presiones negativas, y no sobrepasa el valor soporte dado por el estudio de triaxial de suelo, por lo tanto el cheque es correcto.

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

Revisando el muro con superestructura y carga viva nos da una perspectiva clara de que las dimensiones del estribo funcionan correctamente, siendo esta la condición mas critica, podemos decir que la revisión del muro utilizando las combinaciones de carga y asumiendo una fuerza de sismo equivalente a 12% de carga viva el muro que si funcionará y los chequeos son correctos.

2.2.10. Planos

Los planos constructivos del puente vehicular es el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente, además se toman en cuenta para su elaboración escalas adecuadas, redacción clara y concisa para que el constructor y el supervisor tengan una guía clara del proyecto y como debe construirse y tenga un funcionamiento adecuado que el proyectista planificó.

El juego de planos del puente vehicular contiene lo siguiente:

- Planta general topográfica.

- Planta de ubicación de la estructura.
- Perfil de ubicación de la estructura.
- Planta general de la superestructura.
- Planta de estructura de losa.
- Detalles geométricos de la sección.
- Detalles estructurales.
 - Losa (sección de armado)
 - Vigas (armados, secciones y especificaciones)
 - Diafragmas (secciones)
 - Postes + pasamanos (secciones, vistas y drenaje)
 - Viga de apoyo + cortina (sección y vista)
 - Estribos (secciones y vistas)
- Otros detalles y vistas.

(ver apéndice planos constructivos).

2.2.11. Presupuesto

El presupuesto se compone de:

- **Costos directos**

Los costos directos son los que van directamente a la obra; y están compuestos por materiales y mano de obra.

- **Costos indirectos**

Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. Son determinados a través de porcentajes entre el 25% y 35% de los costos directos. Los precios de materiales y de mano de obra se establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en el casco urbano de Gualán.

A continuación se muestra un resumen del presupuesto por renglones generales.

Tabla XLI. Resumen de presupuesto del puente vehicular para aldea El Cacao, Gualán, Zacapa

				MARZO/2007
RESUMEN PRESUPUESTO ESTIMADO				
PROYECTO:		PUENTE VEHICULAR		
UBICACIÓN:		ALDEA EL CACAO, GUALÁN ZACAPA		
REGLÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TOTAL	
1.	TRABAJOS PRELIMINARES	Global	1.00	Q11,979.50
2.	ESTRIBOS	U	2.00	Q318,045.00
3.	VIGA DE APOYO + CORTINA	ML	15.00	Q60,143.79
4.	VIGA PRINCIPAL	ML	60.00	Q283,267.40
5.	DIAFRAGMAS	U	4.00	Q36,695.75
6.	LOSA	M ²	148.00	Q140,661.95
7.	BANQUETA	M ²	32.00	Q27,636.70
8.	POSTES	U	33.00	Q6,890.00
9.	APROCHES	Global	1.00	Q130,708.50
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q1,016,028.59

2.2.12. Especificaciones técnicas

Son parámetros constructivos de materiales y procedimientos a seguir en la construcción, por ejemplo tipo de tubería a utilizar, cemento, proporciones de concreto, acero de refuerzo, etc. Para la construcción del puente vehicular serán adoptadas las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala 2001, de la Dirección General de Caminos.

2.2.13. Cronograma de ejecución

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto. Es importante señalar que este cronograma toma tiempos aproximados de ejecución por lo que estará sujeto a cambios, se muestra en forma resumida en la siguiente figura.

Tabla XLII. Cronograma de ejecución de puente para aldea El Cacao, Gualán, Zacapa

DESCRIPCIÓN		COSTO	TIEMPO DE EJECUCIÓN																			
			1 MES				2 MES				3 MES				4 MES				5 MES			
			1s	2s	3s	4s	1s	2s	3s	4s	1s	2s	3s	4s	1s	2s	3s	4s	1s	2s	3s	4s
COSTOS DIRECTOS																						
1.	Trabajos Preliminares	Q9,215.00																				
2.	Estribos	Q244,650.00																				
3.	Viga de apoyo + Cornisa	Q46,264.45																				
4.	Vigas principales	Q217,898.00																				
5.	Diafragmas	Q28,227.50																				
6.	Losa	Q108,201.50																				
7.	Banqueta	Q21,259.00																				
8.	Postes	Q5,300.00																				
9.	Aproches	Q100,545.00																				
COSTOS INDIRECTOS																						
(ADMINISTRACIÓN, SUPERVISIÓN, IMPREVISTOS Y UTILIDAD)																						
		Q234,468.14																				
COSTO TOTAL DEL PROYECTO		Q1,016,028.59																				

MARZO/2007

CRONOGRAMA ESTIMADO DE EJECUCIÓN

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
 UBICACIÓN: ALDEA EL CACAO, GUALÁN ZACAPA

CONCLUSIONES

1. La planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable contribuirá a resolver la necesidad de agua apta para consumo humano en la aldea Las Balas, por lo que mejorará la calidad de vida de los habitantes
2. La planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea Las Balas, cumplió con todos los requerimientos técnicos de diseño y planificación aplicables a este proyecto, por lo que éste es exclusivo para la aldea Las Balas, Gualán, Zacapa.
3. El diseño del puente vehicular cumple con los requerimientos técnicos de diseño en base a las necesidades del lugar.
4. La planificación y diseño de ambos proyectos aumentará la probabilidad de ejecución por medio de fondos sociales de inversión pública.

RECOMENDACIONES

1. Si el contratista hallare error, discrepancia y omisión en los planos o en las especificaciones, notificará inmediatamente y por escrito al supervisor, quien hará la o las correcciones o interpretación en cada caso.

2. En caso de existir discrepancia en los planos generales de construcción, entre éstos y los planos de detalle de trabajo, o bien entre los planos y especificaciones, se aplicarán las siguientes reglas:
 - 2.1 Los planos, se regirán sobre las especificaciones.
 - 2.2 Los dibujos de detalle o de trabajo a tamaño natural o escala mayor sobre los de escala menor.
 - 2.3 Las medidas señaladas por cotas, regirán sobre las tomadas a escala.

3. Al constructor y supervisor de las obras. Respetar las condicionantes de diseño de los proyectos con el único objetivo del buen funcionamiento, ya que todo el diseño tiene una razón científica y técnica.

BIBLIOGRAFÍA

1. Crespo Villalaz, Carlos. **Mécanica de Suelos y Cimentaciones**. Editorial Limusa. Grupo Noriega. décima reimpresión de la cuarta edición. México 2002.
2. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala 2001.
3. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 81 pp.
4. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto**. Editorial McGraw Hill. Duodécima edición. Colombia 2004.
5. Paxtor García, Juan Mauro. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Nanhuitz aldea Yulhuitz 2, San Juan Ixcoy Huehuetenango. Tesis Ing. civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 57 pp.
6. Siliézar Arrivillaga, José Roberto. Diseño de puente vehicular para la comunidad Blanca Flor, Colomba Costa Cuca, Quetzaltenango y sistema de abastecimiento de agua potable para el paraje Chacalté, Momostenango,

Totonicapán. Trabajo de graduación de Ing. civil. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 105 pp.

7. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR). Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales, Guatemala, junio de 1997.

APÉNDICE

Apéndice 1. Análisis físico químico sanitario sistema de abastecimiento de agua potable



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

O.T. No. 20 387		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 22 428	
INTERESADO:		FACULTAD DE INGENIERÍA		PROYECTO:		CONTROL DE CALIDAD	
RECOLECTADA POR:		José Orlando Serrano		DEPENDENCIA:		U.S.A.C.	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:		Aldea Las Balas		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:		2006-08-03; 07 h 30 min.	
FUENTE:		Bethel		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO		2006-08-03; 15 h 10 min.	
MUNICIPIO:		Gualán		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:		Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:		Zacapa					
RESULTADOS							
1. ASPECTO: Claro		4. OLOR: Inodora		7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)		-- ° C	
2. COLOR: 00,82 Unidades		5. SABOR: -----		8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA		466,00 µmbos/cm	
3. TURBIEDAD: 01,00 UNT		6.potencial de Hidrógeno (pH): 07,20 unidades					
SUSTANCIAS		mg/L		SUSTANCIAS		mg/L	
1. AMONIACO (NH ₃)	00,24	6. CLORUROS (Cl ⁻)	13,00	11. SOLIDOS TOTALES	260,00		
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,17	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00		
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	17,82	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	11,00	13. SOLIDOS FIJOS	251,00		
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,10	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,20		
5. MANGANESO (Mn)	0,054	10. DUREZA TOTAL	268,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	247,00		
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)							
HIDROXIDOS		CARBONATOS		BICARBONATOS		ALCALINIDAD TOTAL	
mg/L		mg/L		mg/L		mg/L	
00,00		00,00		234,00		234,00	

OTRAS DETERMINACIONES _____

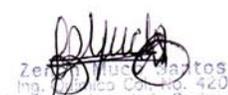
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 20th EDITION 2 000, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 2901 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2006-08-17

Vo.Bo. 
Ing. César Alfonso Guerra Guerra
DIRECTOR (I) / SAC




Zelmar Augusto
Ing. Zelmar Augusto No. 420
M. Sección Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



Apéndice 2. Análisis bacteriológico sistema de abastecimiento de agua potable



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

O.T. No. 20 387		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-199 033
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>José Orlando Serrano</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea Las Balas</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2006-08-03; 07 h 30 min</u>	
FUENTE:	<u>Bethel</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2006-08-03; 15 h 10 min.</u>	
MUNICIPIO:	<u>Gualán</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Zacapa</u>	SABOR:	<u>----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>clara</u>	CLORO RESIDUAL	<u>----</u>	
OLOR:	<u>inodora</u>			
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)				
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA		
		FORMACION DE GAS		
CANTIDAD SEMBRADA	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		900	22	
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 20 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.				
CONCLUSION Desde el punto de vista bacteriológico, 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, 2006-08-17				
Vo.Bo.				
	Ing. César Alfonso García Guerra DIRECTOR CII / USAC		Zenaída González Ing. M. Sc. Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

Apéndice 3. Libreta topográfica sistema de abastecimiento de agua potable

LIBRETA TOPOGRÁFICA ORIGINAL
Proyecto: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA LAS BALAS, GUALÁN ZACAPA

Levantó: EPS INGENIERÍA CIVIL JOSÉ ORLANDO SERRANO LÓPEZ

Est	P.O	Azimut	Distancia	Cota	Observación
	1	360°0'0"	0.00	1000.000	Captación roca
1	2	254°9'0"	45.05	999.070	Área rocosa
2	3	233°34'0"	18.90	997.290	Área rocosa
3	4	233°58'15"	13.51	996.240	Área rocosa
4	5	286°11'36"	24.25	994.374	Área rocosa
5	6	270°57'20"	17.44	991.437	Área rocosa
6	7	244°38'0"	20.62	989.437	Área rocosa
7	8	265°47'55"	16.88	985.137	Área rocosa
8	9	282°39'15"	19.30	983.837	Área rocosa
9	10	277°10'20"	31.00	989.488	Área rocosa
10	11	249°24'58"	17.70	984.775	Área rocosa
11	12	249°24'58"	13.00	990.080	Material orgánico (brosa)
12	13	248°5'20"	10.30	989.580	Material orgánico (brosa)
13	14	237°46'50"	5.80	987.880	Material orgánico (brosa)
14	15	237°46'50"	5.00	986.530	Material orgánico (brosa) ladera
15	16	237°46'50"	23.10	989.660	Material orgánico (brosa) ladera
16	17	232°31'0"	29.70	988.220	Ladera
17	18	202°10'0"	9.00	984.700	Ladera a zanjón
18	19	201°34'0"	25.00	969.885	Zanjón 6m HG
19	20	201°34'0"	5.77	973.732	Bordo montaña
20	21	246°27'0"	18.30	962.506	Zanjón 8m HG
21	22	246°27'0"	33.42	982.430	Bordo material orgánico (brosa)
22	23	255°5'0"	9.75	980.650	Material orgánico (brosa)
23	24	270°32'20"	24.70	968.050	Zanjón 6m HG
24	25	287°22'0"	43.00	984.000	Milpa
25	26	238°30'0"	45.02	984.880	Milpa
26	27	259°31'0"	31.20	988.160	Material orgánico (brosa)
27	28	228°9'0"	6.69	989.760	Material orgánico (brosa)
28	29	220°45'0"	22.74	991.360	Tanque Cabrera
29	30	180°9'0"	16.11	991.360	Terreno suave arena
30	31	177°23'0"	36.90	984.110	Terreno suave arena
31	32	223°54'26"	40.50	994.400	Casa de Obeniel Cabrera (brosa)
32	33	221°41'20"	16.19	994.400	Casa de Obeniel Cabrera (brosa)
33	34	242°8'0"	14.26	994.050	Mangal
34	35	205°52'20"	46.20	992.220	Cafetal
35	36	178°1'30"	10.50	992.020	Cafetal
36	37	180°26'0"	45.50	986.700	Cafetal

Continúa

37	38	216°3'30"	84.00	961.497	Zanjón
38	39	216°3'30"	49.68	985.650	Cafetal
39	40	202°37'0"	28.50	982.770	Cafetal bordo
40	41	223°24'0"	106.76	939.300	Zanjón
41	42	223°24'0"	100.18	963.790	Bordo o ladera
42	43	199°11'0"	23.80	966.530	Bordo o ladera
43	44	199°11'0"	12.30	963.880	Orilla de zanjón
44	45	217°35'30"	140.00	922.000	Zanjón
45	46	217°35'30"	22.40	932.930	Bordo o ladera 6 viviendas
46	47	223°31'30"	70.30	944.280	Bordo o ladera
47	48	220°44'0"	73.70	921.800	Zanjón
48	49	220°44'0"	36.00	935.000	Milpa
49	50	236°39'48"	101.30	942.840	Terreno arenoso milpa
50	51	195°52'0"	41.80	949.410	Zacate
51	52	310°30'0"	17.00	948.810	1 vivienda
51	53	278°41'0"	27.15	948.760	1 vivienda
51	54	263°19'0"	14.80	941.410	1 vivienda
51	55	2°18'0"	29.00	946.770	3 viviendas
51	56	184°30'30"	22.00	954.070	Zacate
56	57	181°53'0"	22.04	953.570	Calle
57	58	290°8'30"	105.30	954.520	Poste energía eléctrica
58	59	349°25'0"	75.00	951.980	1 vivienda
58	60	295°13'0"	77.30	932.020	1 vivienda
58	61	320°46'0"	148.35	930.690	Tomatal
61	62	338°3'0"	234.60	848.770	1 vivienda
57	63	143°26'30"	166.00	987.920	Calle
63	64	231°42'0"	42.50	986.980	Predio tanque
64	65	231°42'0"	12.80	991.350	Predio Tanque de distribución
63	66	177°8'0"	14.30	987.590	Tienda Marisol
63	67	247°58'0"	61.30	981.780	Calle
67	68	263°42'0"	55.30	976.100	Calle
68	69	244°41'0"	43.15	970.030	Calle ancho 6 m.
69	70	137°30'0"	13.80	976.060	1 vivienda terreno arenoso
69	71	205°42'0"	65.30	973.300	Callejón ancho 2.5 m. terreno arenoso
71	72	112°13'0"	16.76	975.650	1 vivienda terreno arenoso
71	73	188°29'0"	13.00	973.360	Callejón ancho 2.5 m. terreno arenoso
73	74	231°43'0"	33.30	975.370	Escuela y 1 vivienda
73	75	175°18'0"	17.40	971.560	Callejón ancho 2.5 m. terreno arenoso
75	76	193°22'0"	72.25	957.170	Callejón ancho 2.5 m. terreno arenoso
76	77	179°10'0"	56.57	945.370	Callejón ancho 2.5 m. terreno arenoso
77	78	86°10'0"	72.40	902.870	2 viviendas
78	79	118°43'40"	75.45	917.670	1 vivienda
79	80	182°58'18"	16.13	923.370	1 vivienda
77	81	195°24'0"	97.44	891.070	Patio de casas
81	82	213°18'0"	21.80	891.670	1 vivienda

Continúa

81	83	314°22'0"	22.70	892.470	1 vivienda
81	84	13°53'0"	19.20	891.890	1 vivienda
69	85	226°13'0"	72.80	957.600	Calle principal
85	86	298°29'0"	18.40	955.400	1 vivienda
85	87	246°39'0"	33.30	954.710	Calle principal
87	88	357°15'0"	10.00	955.010	1 vivienda
87	89	244°21'0"	53.20	959.570	1 vivienda
89	90	166°8'0"	53.45	977.800	1 vivienda
87	91	261°27'0"	41.20	949.580	Calle principal en curva
91	92	299°22'0"	37.00	942.510	Calle principal
92	93	267°31'0"	254.30	924.210	2 viviendas
93	94	283°28'0"	184.65	913.960	1 vivienda
92	95	308°29'0"	89.34	927.400	Calle principal en curva
95	96	3°7'0"	26.60	923.810	Calle principal en curva
96	97	331°0'0"	26.30	917.820	Calle principal en curva
97	98	291°4'0"	72.30	902.940	Calle principal
98	99	60°18'0"	19.00	905.990	1 vivienda
98	100	20°30'0"	18.30	904.940	1 vivienda
98	101	351°46'0"	27.45	905.470	1 vivienda
98	102	317°53'0"	36.70	896.610	1 vivienda
98	103	317°53'0"	76.70	896.610	1 vivienda
98	104	302°39'0"	138.68	875.260	Calle principal
104	105	2°8'0"	40.00	876.260	1 vivienda
104	106	338°33'0"	32.29	870.090	Calle principal
106	107	275°50'0"	25.00	870.090	1 vivienda
106	108	344°54'0"	49.53	863.600	Calle principal
108	109	72°51'0"	24.00	864.800	1 vivienda
108	110	19°10'0"	7.00	863.600	1 vivienda
108	111	340°7'0"	24.80	862.800	1 vivienda
108	112	306°47'0"	20.00	862.090	Calle principal
112	113	157°50'0"	21.80	863.600	Iglesia
112	114	284°15'0"	46.71	859.260	Calle principal
114	115	20°15'0"	12.80	860.360	1 vivienda
115	116	346°49'0"	64.82	837.360	1 vivienda
116	117	342°24'0"	65.43	819.230	Camino de vereda
117	118	333°9'0"	16.85	814.670	1 vivienda
118	119	352°38'40"	84.36	789.910	1 vivienda
119	120	134°35'0"	18.40	794.260	1 vivienda
119	121	38°9'0"	19.80	789.110	Cerco
121	122	49°49'0"	13.00	790.510	1 vivienda
122	123	49°49'0"	17.60	792.410	1 vivienda
123	124	264°55'40"	10.22	787.910	1 vivienda
114	125	284°39'0"	56.26	855.020	Calle principal
125	126	188°22'0"	32.35	862.800	1 vivienda
125	127	251°16'0"	30.00	854.000	Calle principal

Continúa

127	128	217°13'0"	21.00	857.000	1 vivienda
127	129	249°7'0"	32.33	850.000	Calle principal
129	130	271°41'0"	74.50	843.040	Calle principal
130	131	351°42'0"	48.70	833.280	1 vivienda
130	132	268°1'0"	38.85	844.580	Calle principal
132	133	277°18'0"	99.73	854.300	Calle principal
133	134	288°31'0"	93.23	860.820	Calle principal
134	135	279°35'0"	52.75	860.470	Calle principal
135	136	306°15'0"	53.30	863.090	Calle principal
136	137	317°55'0"	52.00	867.230	Calle principal
137	138	218°0'0"	22.00	864.880	1 vivienda
138	139	218°0'0"	10.00	867.430	1 vivienda
139	140	218°0'0"	20.00	869.640	1 vivienda
137	141	261°8'0"	23.00	866.430	1 vivienda

Apéndice 4. Cálculo Hidráulico conducción sistema de abastecimiento de agua potable

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Parámetros de diseño		LINEA DE CONDUCCIÓN									
Población											
Viviendas	59	[u]									
Escuela	1	[u]									
Iglesia	1	[u]									
Habitantes	207	[Hab]									
Tasa poblacional	3	[%]									
Dotación	90	[L/Hab/día]									
Periodo de diseño	20	[años]									
Población futura	374	[Hab]									
Caudal medio [QM]	0.3896	[L/s]									
Factor máximo Diario [FMD]	1.5										
Caudal máximo Diario [QMD]	0.5844	[L/s]									
Factor máximo horario [FMH]	2.8										
Caudal máximo horario [QMH]	1.09088	[L/s]									
diámetros reales tubería PVC											
hf metros	7	Ø1	2	2038	160	150	150	2.707014054	1642	396	0.239872296
	Ø2	1 1/2	2038	160	150	150	8.033865343				0.374971429
	7	Ø1	2	396	160	150	0.52599488				0.239872296
	Ø2	1 1/2	1642	160	150	150	6.472819869				0.374971429
6.998814749											
tubería HG	hf metros	Ø3	2	6	110	110	0.013298314				0.233362312
	Ø4	1 1/2	6	110	110	110	0.041865714				0.374544233

Apéndice 5. Cálculo Hidráulico conducción sistema de abastecimiento de agua potable

MEMORIA DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA CONDUCCIÓN

Cota Inicio nivel estático NE= 1000.0000 [m]		Cota Final nivel de captación													
Est.	Po.	Distancia Horizontal [m]	Distancia Real [m]	Caudal [L ³ /s]	Diámetros		Coeficiente rugosidad	Perdida por fricción [m]	Perdida por fricción acum [m]	Clase de Tubería [Pai]	Cota Terreno [m]	Cota Piezométrica [m]	Presión Estática [mca]	Presión Dinámica [mca]	Velocidad [m/s]
					Ø nominal [Pulg]	Ø interno [Pulg]									
1	10	206.95	208.00	0.5844	2	2.193	150	0.276280139	0.2763	160 Pvc	999.488	999.724	10.512	10.236	0.2399
10	19	138.60	145.66	0.5844	2	2.193	150	0.193475793	0.4698	160 Pvc	969.885	999.530	30.115	29.645	0.2399
19	21	6.00	6.00	0.5844	2	2.221	110	0.013298314	0.4831	HG Cadula 40	969.885	999.517	30.115	29.632	0.2399
19	21	24.07	28.40	0.5844	2	2.193	150	0.037722865	0.5208	160 Pvc	962.906	999.479	37.494	36.973	0.2399
21	21	6.00	6.00	0.5844	2	2.221	110	0.013298314	0.5341	HG Cadula 40	962.906	999.466	37.494	36.960	0.2399
21	Ctub	11.46	13.34	0.5844	2	2.193	150	0.01771912	0.5518	160 Pvc	969.374	999.448	30.626	30.074	0.2399
Ctub	24	67.87	76.55	0.5844	1 1/2	1.754	150	0.301762705	0.8536	160 Pvc	968.050	999.146	31.950	31.096	0.3750
24	24	6.00	6.00	0.5844	1 1/2	1.755	110	0.0418665714	0.8954	HG Cadula 40	968.050	999.105	31.950	31.055	0.3745
24	33	258.35	263.63	0.5844	1 1/2	1.754	150	1.03923843	1.9347	160 Pvc	994.400	998.065	5.600	3.665	0.3750
33	38	200.46	204.51	0.5844	1 1/2	1.754	150	0.806185378	2.7408	160 Pvc	961.497	997.259	38.503	35.762	0.3750
38	38	6.00	6.00	0.5844	1 1/2	1.754	150	0.0418665714	2.7827	HG Cadula 40	961.497	997.217	38.503	35.720	0.3745
38	41	184.94	199.16	0.5844	1 1/2	1.754	150	0.785095496	3.5678	160 Pvc	939.300	996.432	60.700	57.132	0.3750
41	41	12.00	12.00	0.5844	1 1/2	1.755	110	0.083731428	3.6515	HG Cadula 40	939.300	996.348	60.700	57.048	0.3745
41	45	276.28	286.80	0.5844	1 1/2	1.754	150	1.130575358	4.7821	160 Pvc	922.000	995.218	78.000	73.218	0.3750
45	45	12.00	12.00	0.5844	1 1/2	1.755	110	0.083731428	4.8658	HG Cadula 40	922.000	995.134	78.000	73.134	0.3745
45	48	166.40	173.19	0.5844	1 1/2	1.754	150	0.682720873	5.5486	160 Pvc	921.800	994.451	78.200	72.651	0.3750
48	48	6.00	6.00	0.5844	1 1/2	1.755	110	0.0418665714	5.5904	HG Cadula 40	921.800	994.410	78.200	72.610	0.3745
48	63	389.14	396.31	0.5844	1 1/2	1.754	150	1.562267504	7.1527	160 Pvc	987.920	992.847	12.080	4.927	0.3750
63	65	55.30	56.04	0.5844	1 1/2	1.754	150	0.220911587	7.3736	160 Pvc	991.350	992.626	8.650	1.276	0.3750

Ctub= cambio de diámetro de tubería

Apéndice 6. Cálculo hidráulico sistema de abastecimiento de agua potable

Parámetros de diseño		LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN
Población		
Viviendas	59	[u]
Escuela	1	[u]
Iglesia	1	[u]
Habitantes	207	[Hab]
Tasa poblacional	3	[%]
Dotación	90	[L/Hab/día]
Período de diseño	20	[años]
Población futura	374	[Hab]
Caudal medio [QM]	0.3896	[L/s]
Factor máximo Diario [FMD]	1.5	
Caudal máximo Diario [QMD]	0.5844	[L/s]
Factor máximo horario [FMH]	2.8	
Caudal máximo horario [GMH]	1.09088	[L/s]
Caudal de uso simultaneo	1.161895004	[L/s]
k	0.15	Factor
n	61	Viviendas
Caudal por vivienda	0.019047459	[L/s]
		$Q=k(n-1)^{1/2}$ no menor a 0.20L/s

Apéndice 7. Cálculo hidráulico sistema de abastecimiento de agua potable

MEMORIA DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA Y RED DE DISTRIBUCIÓN

Est.	Po.	Distancia Horizontal [m]	Distancia Real [m]	Caudal por vivienda [L ³ /s]	No. de Viviendas [u]	Caudal [L ³ /s]	Diámetros		Coeficiente C	Pérdida por fricción [m]	Pérdida por fricción acum [m]	Clase de Tuberia [Psi]	Cota Terreno [m]	Cota Piezométrica [m]	Presión Estática [mca]	Presión Dinámica [mca]	Velocidad [m/s]	Observación
							ϕ nominal [Pulg]	ϕ interno [Pulg]										

RAMAL 1 DE E-65 A E-46
Cota Inicio nivel estático NE= 991.3500 [m] Tanque de distribución ubicado en E-65

65	57	221.300	255.5525	0.0190	16	0.3048	3/4	0.926	150	6.7785	6.7785	250	953.570	964.572	37.760	31.002	0.7015861	Ramal
57	56	22.040	22.0457	0.0190	12	0.2286	3/4	0.926	150	0.3434	7.1219	250	954.070	964.228	37.260	30.158	0.5661911	Ramal
57	51	44.040	44.5338	0.0190	6	0.1143	3/4	0.926	150	0.1924	6.9709	250	949.510	964.379	41.840	34.869	0.2630955	Vivienda

CRP E-56
Cota Inicio nivel estático NE= 954.0700 [m] Ubicada en la E-56 con el caudal en dirección a la E-46

56	46	345.100	353.015	0.0190	6	0.1143	1	1.195	150	0.4406	7.5625	160	932.930	946.508	21.140	13.578	0.1579791	Ramal+Viviendas
----	----	---------	---------	--------	---	--------	---	-------	-----	--------	--------	-----	---------	---------	--------	--------	-----------	-----------------

RAMAL 2 DE E-57 A E-62

Cota Inicio nivel estático NE= 991.3500 [m] Tanque de distribución ubicado en E-65

65	57	221.300	255.5525	0.0190	16	0.3048	3/4	0.926	150	6.7785	6.7785	250	953.570	964.572	37.760	31.002	0.7015861	Ramal
57	58	105.300	105.3043	0.0190	3	0.0571	3/4	0.926	150	0.1282	6.9047	250	954.520	964.445	36.630	29.925	0.1315478	Ramal
58	59	75.000	75	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0412	6.9459	315	951.980	964.404	39.370	32.424	0.0738429	Vivienda

CRP E-58

Cota Inicio nivel estático NE= 954.5200 [m] Ubicada en la E-58 con caudal para las viviendas de la E-60 y E-62

se coloca una conexión en la E-61 por la presión dinámica que excede a los 100 m en la E-62

58	60	77.3	77.3	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0425	0.0425	315	932.020	954.478	22.500	22.458	0.0738429	Vivienda
58	61	148.350	150.2518	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0626	0.0626	315	930.690	954.437	23.630	23.747	0.0738429	Ramal
61	CRP	134.370	142.3245	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0782	0.1608	315	883.770	954.359	70.790	70.589	0.0738429	Ramal

CRP ENTRE E-61 Y E-62

Cota Inicio nivel estático NE= 883.7700 [m] Ubicada entre la estación 61 y 62

CRP	62	100.232	106.167	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0583	0.0583	315	848.770	863.712	35.000	34.942	0.0738429	Vivienda
-----	----	---------	---------	--------	---	--------	-----	-------	-----	--------	--------	-----	---------	---------	--------	--------	-----------	----------

Apéndice 8. Cálculo hidráulico sistema de abastecimiento de agua potable

Est.	Po.	Distancia Horizontal [m]	Distancia Real [m]	Caudal por vivienda [L ³ /s]	No. de Viviendas [u]	Caudal [L ³ /s]	Diámetros		Coeficiente C	Pérdida por fricción [m]	Pérdida por fricción acum [m]	Clase de Tuberia [Psi]	Cota Terreno [m]	Cota Piezométrica [m]	Presión Estática [mca]	Presión Dinámica [mca]	Velocidad [m/s]	Observacion
							φ nominal [Pulg]	φ interno [Pulg]										

RAMAL 3 DE E-69 A E-81

Cota inicio nivel estático NE= 991.3500 [m] Tanque de distribución ubicado en E-65

65	69	134.957	136.9619	0.0190	45	0.8571	1 1/2	1.754	150	1.0966	1.0966	160	970.030	990.253	21.320	20.223	0.5499681	Linea principal
69	71	65.300	65.3818	0.0190	11	0.2095	3/4	0.956	150	0.8671	1.9637	250	973.300	989.396	18.050	16.086	0.4823418	Remal
71	73	13.000	13.000	0.0190	10	0.1905	3/4	0.956	150	0.1445	2.1082	250	973.360	989.242	17.880	15.862	0.4384926	Remal
73	77	146.280	148.9495	0.0190	8	0.1524	3/4	0.956	150	1.0959	3.2041	250	945.370	986.146	45.980	42.776	0.350794	Remal
77	CRP	24.360	27.89	0.0190	8	0.1524	3/4	0.956	150	0.2052	3.4093	250	931.795	987.941	59.955	56.146	0.350794	Remal
69	70	13.800	13.8	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0076	1.1042	315	976.060	990.246	15.290	14.186	0.0733429	Vivienda
71	72	16.760	16.76	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0082	1.9729	315	975.650	989.377	15.700	13.727	0.0733429	Vivienda
73	74	33.300	33.3	0.0190	2	0.0381	1/2	0.716	150	0.066	2.1742	315	975.370	989.176	15.960	13.806	0.1466858	Escuela

CRP E-77

Cota inicio nivel estático NE= 931.7950 [m] Ubicada a 24.36 m distancia horizontal y 27.89 distancia real de la E-77 en direccion hacia E-81 cota 931.795 m

CRP	78	72.400	83.9524	0.0190	5	0.0952	3/4	0.956	150	0.2589	0.2589	250	902.870	931.536	28.925	28.666	0.2192463	Remal+Vivienda
78	79	75.450	76.8879	0.0190	3	0.0571	3/4	0.956	150	0.0922	0.3511	250	917.670	931.444	14.125	13.774	0.1315478	Remal+Vivienda
79	80	16.125	16.125	0.0190	2	0.0381	1/2	0.716	150	0.0319	0.363	315	923.370	931.412	8.425	8.042	0.1466858	Vivienda
CRP	81	73.080	83.662	0.0190	3	0.0571	3/4	0.956	150	0.1003	0.4514	280	891.070	931.344	40.725	40.274	0.1315478	Remal+Vivienda

LINEA PRINCIPAL DE E-65 A E-137

Cota inicio nivel estático NE= 991.3500 [m] Tanque de distribución ubicado en E-65

65	69	134.957	136.9619	0.0190	45	0.8571	1 1/2	1.754	150	1.0966	1.0966	160	970.030	990.253	21.320	20.223	0.5499681	Linea principal
69	85	72.800	116	0.0190	33	0.6286	1	1.195	150	5.4376	6.5342	160	957.600	984.816	33.750	27.216	0.8688851	Linea principal
85	87	33.300	33.4252	0.0190	32	0.6095	1	1.195	150	0.9231	7.4573	160	954.710	983.893	36.640	29.183	0.8425552	Linea principal
87	92	78.200	79.1876	0.0190	29	0.5524	1	1.195	150	1.8228	9.2801	160	942.510	982.070	48.840	39.560	0.7635657	Linea principal
85	86	18.400	18.4	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0101	6.5443	315	955.400	984.806	35.950	29.406	0.0733429	Vivienda
87	88	10.000	10	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0055	7.4628	315	955.010	983.867	36.340	28.877	0.0733429	Vivienda
87	89	53.200	53.2	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0292	7.4865	315	959.570	983.664	31.780	24.284	0.0733429	Vivienda
89	90	53.450	53.45	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0294	7.5159	315	977.800	983.634	13.550	6.034	0.0733429	Vivienda

CRP E-92

Cota inicio nivel estático NE= 942.5100 [m] Ubicada en la E-92

92	98	214.540	218.2368	0.0190	26	0.4952	1	1.195	150	4.1047	4.1047	160	922.940	958.405	39.570	35.465	0.6545761	Linea principal
98	CRP	69.340	70.7077	0.0190	21	0.4000	1	1.195	150	0.8998	5.0005	160	895.100	937.510	53.410	48.410	0.9528269	Linea principal

RAMAL 4 E-92 A E-94

El ramal 4 solo incluye a la E-92 a la E-94

92	93	254.300	254.9546	0.0190	2	0.0381	1/2	0.716	150	0.5051	0.5051	315	924.210	942.005	18.300	17.795	0.1466858	Vivienda
93	94	184.650	184.9343	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.1016	0.6067	315	913.960	941.903	28.950	27.943	0.0733429	Vivienda
98	103	76.700	76.96	0.0190	5	0.0952	1/2	0.716	150	0.8305	4.9352	315	896.610	937.575	45.900	40.965	0.3667146	Vivienda

Apéndice 9. Cálculo hidráulico sistema de abastecimiento de agua potable

Est.	Po	Distancia Horizontal [m]	Distancia Real [m]	Caudal por vivienda [L ³ /s]	No. de Viviendas [u]	Caudal [L ³ /s]	Caudal [L ³ /s]	Diámetros		Coeficiente C	Pérdida por fricción [m]	Clase de Tubería [Psi]	Cota Terreno [m]	Cota Piezométrica [m]	Presión Estática [mca]	Presión Dinámica [mca]	Velocidad [m/s]	Observacion
								Ø nominal [Pulg]	Ø interno [Pulg]									

Cota inicio nivel estático NE= 889,1000 [m] Ubicada en el punto medio las E-98 y E-104 cota 889.1

**CRP E-98
CRP Y E-104**

104	106	69.340	70.7077	0.0190	21	0.4000	3/4	0.926	150	3.1017	3.1017	250	875.260	885.998	13.840	10.738	0.9206344	Línea principal
104	106	32.290	32.7013	0.0190	20	0.3809	3/4	0.926	150	1.3107	4.4124	250	870.090	884.688	19.010	14.598	0.8769851	Línea principal
106	108	49.530	49.9534	0.0190	19	0.3619	3/4	0.926	150	1.8209	6.2333	250	863.600	882.867	25.500	19.267	0.8331359	Línea principal
108	114	66.710	66.8596	0.0190	15	0.2857	3/4	0.926	150	1.5737	7.807	250	859.260	881.293	29.840	23.093	0.6577388	Línea principal
114	125	56.260	56.4195	0.0190	7	0.1333	3/4	0.926	150	0.3243	8.1313	250	855.020	880.969	34.080	25.949	0.3069448	Línea principal
125	127	30.000	30.0173	0.0190	6	0.1143	3/4	0.926	150	0.1297	8.261	250	854.000	880.639	35.100	26.639	0.2630955	Línea principal
127	130	106.830	107.4009	0.0190	5	0.0952	3/4	0.926	150	0.3312	8.5922	250	843.040	880.908	46.060	37.468	0.2192463	Línea principal
130	137	369.860	390.8208	0.0190	4	0.0762	3/4	0.926	150	0.7977	9.3899	250	867.230	879.710	21.870	12.480	0.175397	Línea principal

104	105	40.000	40	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.022	3.1237	315	876.260	885.976	12.840	9.716	0.0733429	Vivienda
106	107	25.000	25	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0137	4.4261	315	870.090	884.674	19.010	14.584	0.0733429	Vivienda
108	111	24.800	24.8	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0136	6.2469	315	862.800	882.853	20.053	20.053	0.0733429	Vivienda
114	115	12.800	12.8472	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0071	7.8141	315	860.360	881.286	28.740	20.926	0.0733429	Vivienda
125	126	32.350	32.35	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0178	8.1491	315	862.800	880.951	26.300	18.151	0.0733429	Vivienda
127	128	21.000	21	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0115	8.2725	315	857.000	880.828	32.100	23.828	0.0733429	Vivienda
130	131	48.700	48.7	0.0190	1	0.0190	1/2	0.716	150	0.0268	8.619	315	833.280	880.481	55.820	47.201	0.0733429	Vivienda
137	138	22.000	22	0.0190	4	0.0190	1/2	0.716	150	0.0268	9.4167	315	864.880	879.683	24.220	14.803	0.0733429	Vivienda

RAMAL 5 DE E-114 A E-124

Cota inicio nivel estático NE= 889,1000 [m] Caja rompe presión ubicada entre la E-98 y E-104

CRP	104	69.340	70.7077	0.0190	21	0.4000	3/4	0.926	150	3.1017	3.1017	250	875.260	885.998	13.840	10.738	0.9206344	Línea principal
104	106	32.290	32.7013	0.0190	20	0.3809	3/4	0.926	150	1.3107	4.4124	250	870.090	884.688	19.010	14.598	0.8769851	Línea principal
106	108	49.530	49.9534	0.0190	19	0.3619	3/4	0.926	150	1.8209	6.2333	250	863.600	882.867	25.500	19.267	0.8331359	Línea principal
108	114	66.710	66.8596	0.0190	15	0.2857	3/4	0.926	150	1.5737	7.807	250	859.260	881.293	29.840	23.093	0.6577388	Línea principal
114	115	12.800	12.8472	0.0190	8	0.1524	3/4	0.926	150	0.0945	7.9015	250	860.360	881.199	26.740	20.839	0.350794	Ramal

CRP E-115

115	116	64.820	68.7796	0.0190	7	0.1333	3/4	0.926	150	0.3953	0.3953	250	837.360	859.965	23.000	22.605	0.3069448	Ramal+Vivienda
116	118	82.280	85.3515	0.0190	6	0.1143	3/4	0.926	150	0.3688	0.7641	250	814.670	859.596	45.690	44.926	0.2630955	Ramal+Vivienda

CRP E-118

118	119	84.360	87.9185	0.0190	5	0.0952	3/4	0.926	150	0.2711	0.2711	250	789.910	814.399	24.760	24.489	0.2192463	Ramal+Vivienda
119	121	19.800	19.8162	0.0190	3	0.0571	3/4	0.926	150	0.0298	0.2949	250	789.110	814.375	25.560	25.265	0.1315478	Ramal
121	123	30.600	30.7775	0.0190	2	0.0381	3/4	0.926	150	0.0174	0.3123	250	792.410	814.358	22.260	21.948	0.0676965	Ramal+Vivienda
123	124	10.220	11.1668	0.0190	1	0.0190	3/4	0.926	150	0.0018	0.3141	250	787.910	814.356	26.760	26.446	0.0436493	Ramal+Vivienda

Apéndice 10. Ensayo de compresión triaxial puente vehicular



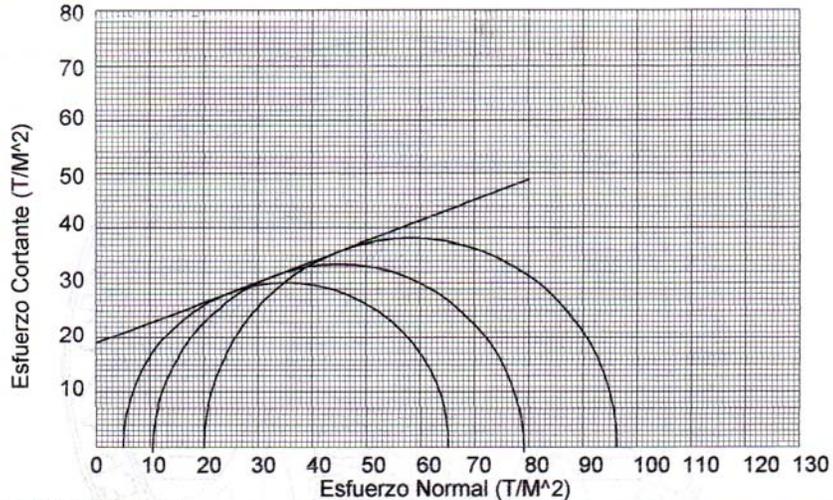
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0075 S.S. O.T.No.: 21,170

INTERESADO: José Orlando Serrano López
 PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS-
 UBICACION: 12 calle 32-12, zona 7 FECHA: 28 de febrero de 2007
 Pozo No.: x Profundidad: x



PARAMETROS DE CORTE:

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 20,42^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 19,1 \text{ T/M}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	35,13	44,34	58,17
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	4,0	6,0	9,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,92	1,92	1,92
HUMEDAD (%H)	14,65	14,65	14,65

Vo. Bo. Atentamente,
 Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
 DIRECTOR CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Apéndice 11. Libreta topográfica planimetría línea central puente vehicular

EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA	Δ	OBSERVACIÓN
3					
175+795.537					
	3.11	13°29'00"	27.07		Poste
	3.10	17°04'40"	21.40		Poste
	3.09	27°38'40"	15.40		Árbol
	3.08	94°47'20"	10.00		Árbol
	3.07	209°23'20"	12.70		Esquina casa
	3.06	214°45'00"	8.60		Esquina casa
	3.05	216°20'00"	8.20		Poste
	3.04	228°47'00"	6.20		Poste
	3.03	311°21'40"	6.60		Poste
	3.02	324°51'20"	5.30		Esquina casa
	3.01	353°37'40"	16.30		Esquina casa
2	3	184°20'00"	50.925	61°18'40"	
175+750.185					
1	2	122°01'20"	50.185		
175+700					

**DATOS GEOMÉTRICOS
DE CURVA HORIZONTAL**

PI = 175+750.185
 Δ = 62°18'40"
 G° = 25°00' DER.
 R = 45.873 m.
 St = 27.711 m.
 LC = 49.849 m.
 CM = 47.429 m.
 PC = 175+722.474
 PT = 175+772.323

Apéndice 12. Libreta topográfica altimetría línea central puente vehicular

EST.	+	∩	-	P.V.	ELEVACIÓN	OBSERVACIÓN
BM # 1	0.622	1000.622			1000.000	
175+700			0.043		1000.579	Sobre asfalto
175+705			0.168		1000.454	Sobre asfalto
175+710			0.321		1000.301	Sobre asfalto
175+715			0.570		1000.052	Sobre asfalto
175+720			0.954		999.668	Sobre asfalto
PC 175+722.474			1.064		999.558	Sobre suelo base
175+725			1.223		999.399	Sobre suelo base
175+730			1.646		998.976	Sobre suelo base
175+735			2.072		998.550	Sobre suelo base
175+740			2.565		998.057	Sobre suelo base
175+745			3.246		997.376	Sobre suelo base
175+750			3.264		997.358	Sobre suelo base
POC 175+755			3.447		997.175	Centro de zanjón
175+760			3.227		997.395	Sobre suelo base
175+765			2.976		997.646	Sobre suelo base
175+770			2.182		998.440	Sobre asfalto
PT 175+772.323			1.716		998.906	Sobre asfalto
175+775			1.249		999.373	Sobre asfalto
175+780			0.311		1000.311	Sobre asfalto
	2.354	1002.665		0.311	1000.311	Punto de vuelta
175+785			1.648		1001.017	Sobre asfalto
175+790			1.352		1001.313	Sobre asfalto
175+795			1.137		1001.528	Sobre asfalto
175+795.537			1.093		1001.572	Sobre asfalto
	1.944	1000.797		3.812	998.853	
BM # 1				0.795	1000.002	

El BM # 1 está colocado en muro de concreto en la Est. 175+715 a 3.29 [m] de la línea central. Lado derecho elevación 1000.000

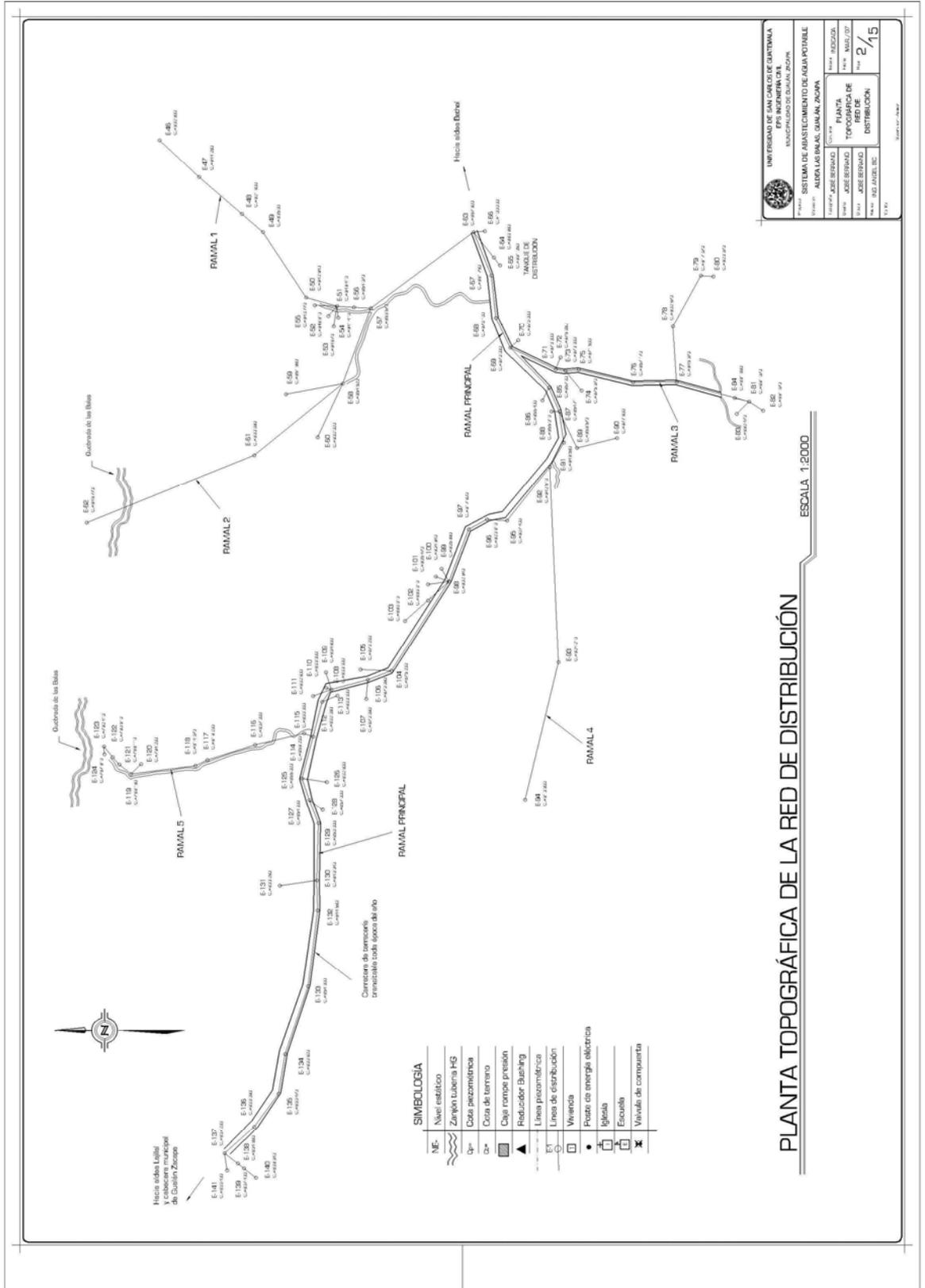
Apéndice 13. Alineamiento vertical línea central puente vehicular

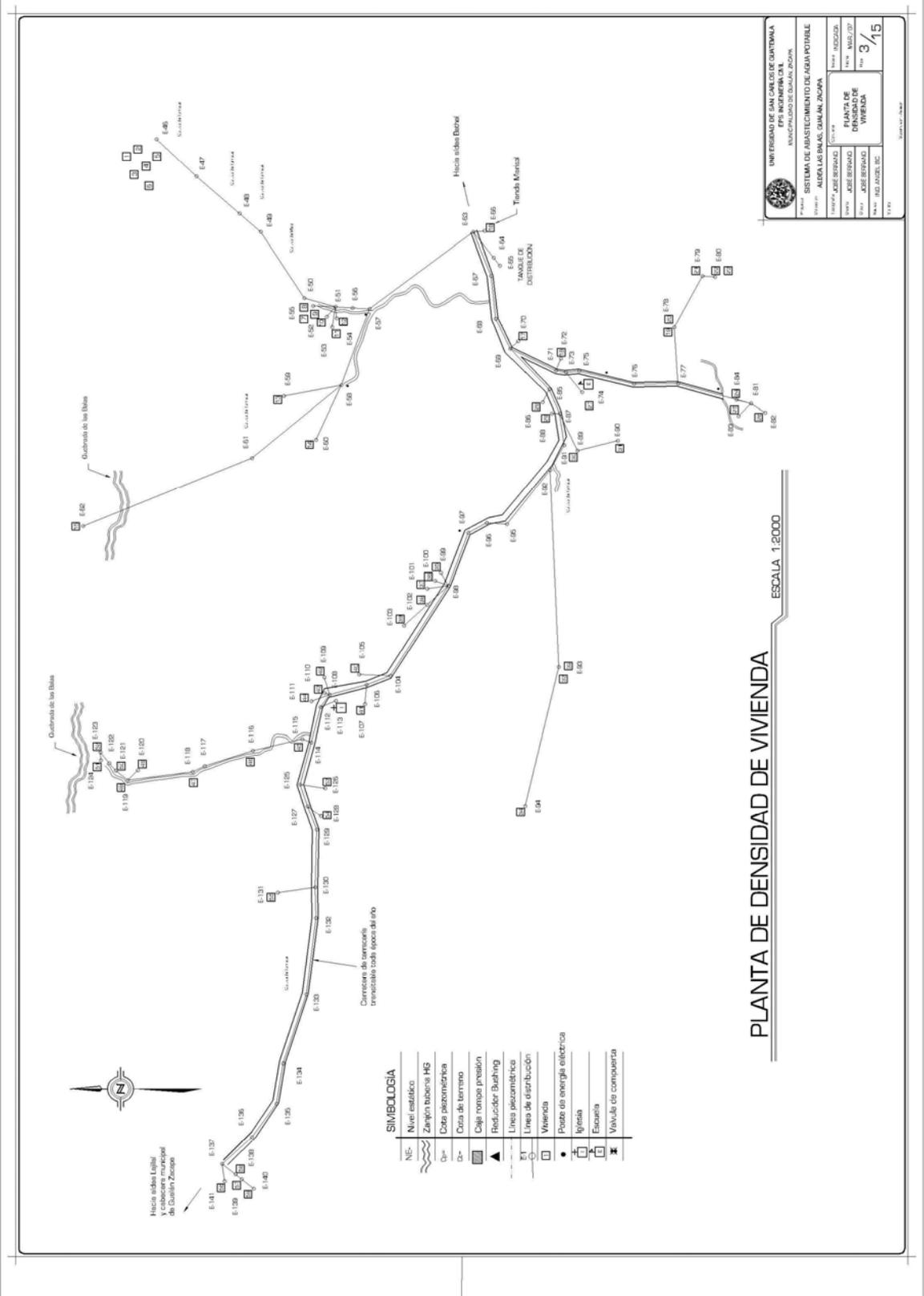
DATOS DE CURVA PUENTE EL CACAO

SECCIÓN TÍPICA	E
VELOCIDAD DE DISEÑO	30 KPH
ANCHO DE RODADURA	5.50 m

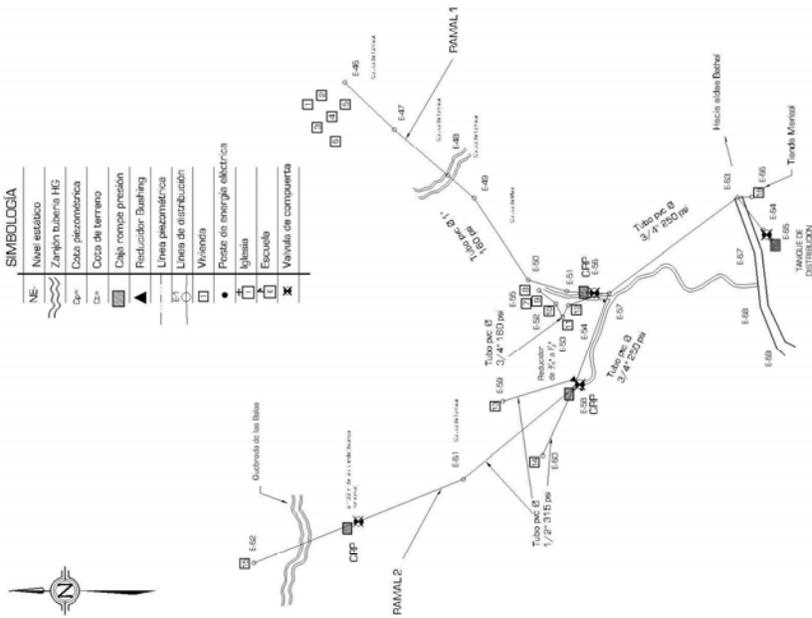
EST.	e %	SA [m]	Rasante
175+700			1000.579
175+705			1000.454
175+710			1000.582
175+715			1000.709
175+720			1000.837
PC 175+722.474	3.95	0.85	1000.900
175+725	4.35	0.94	1000.965
175+730	5.14	1.11	1001.092
175+735	5.94	1.28	1001.220
175+740	6.73	1.45	1001.348
175+745	7.52	1.62	1001.475
PI 175+747.3985	7.90	1.70	1001.475
175+750	7.49	1.61	1001.475
175+755	6.69	1.44	1001.475
175+760	5.90	1.27	1001.475
175+765	5.11	1.10	1001.475
175+770	4.32	0.93	1001.475
PT 175+772.323	3.95	0.85	1001.475
175+775			1001.475
175+780			1001.475
175+785			1001.475
175+790			1001.475
175+795			1001.529

PLANOS

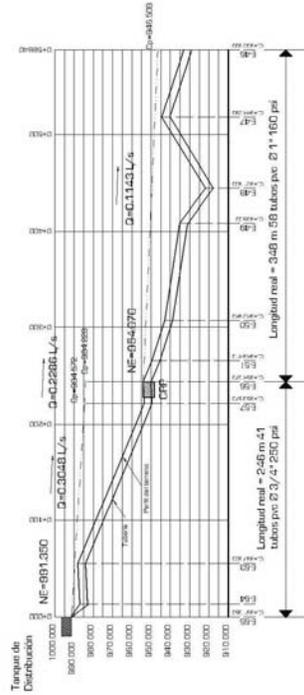




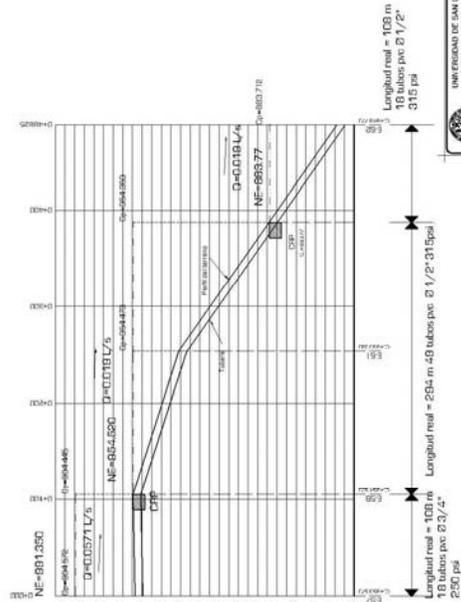
SIMBOLOGIA	
NE	Nivel estático
	Zanón tuberosa HG
	Cota piezométrica
	Cota de terreno
	Caja compens presión
	Reductor Backing
	Línea piezométrica
	Línea de distribución
	Vivienda
	Fuente de energía eléctrica
	Iglesia
	Escuela
	Vivienda compuesta



PLANTA DISTRIBUCIÓN E-57 A E-62
ESCALA 1:2000



PERFIL DISTRIBUCIÓN RAMAL 1
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:1000



PERFIL DISTRIBUCIÓN RAMAL 2
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:1000

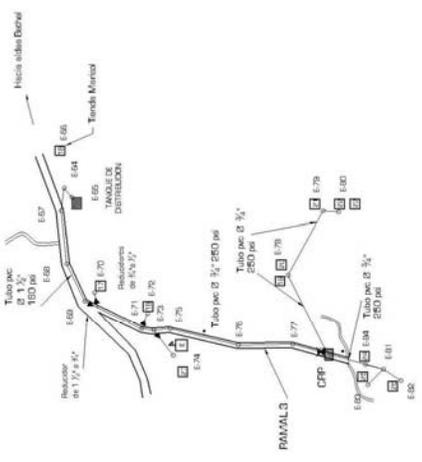
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
EPS INGENIERIA CIVIL
INSTITUTO DE SALUD AMBIENTAL

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ESTUDIO: ALIVIA LAS BALAS GUATEMALA, ZACAPAN

PROFESOR: JOSÉ BERNABÉ
ESTUDIANTE: JOSÉ BERNABÉ
FECHA: 14/03/2012

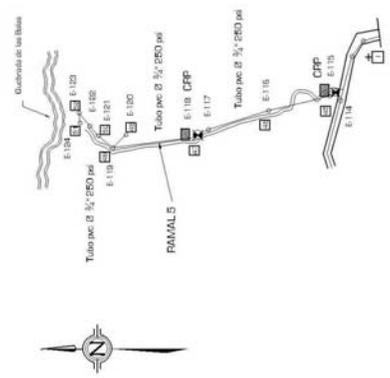
TÍTULO: PLANTA, PERFIL DISTRIBUCIÓN
PÁGINA: 8/15

SIMBOLOGÍA	
NE	Muel eléctrico
~	Zanón u bomba IES
○	Casa piezométrica
○	Cota de terreno
○	Caja rompe presión
▲	Reducción Bushing
—	Línea piezométrica
—	Línea de distribución
□	Vivienda
•	Pozos de energía eléctrica
□	Iglesia
□	Escuela
✕	Valvula de compuerta



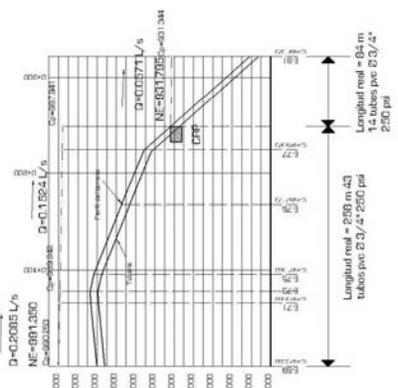
PLANTA DISTRIBUCIÓN E-69 A E-81

ESCALA 1:2000



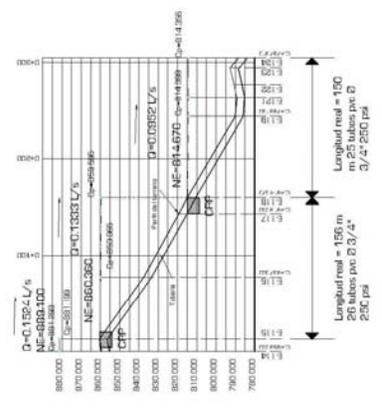
PLANTA DISTRIBUCIÓN E-114 A E-124

ESCALA 1:2000



PERFIL DISTRIBUCIÓN RAMAL 3

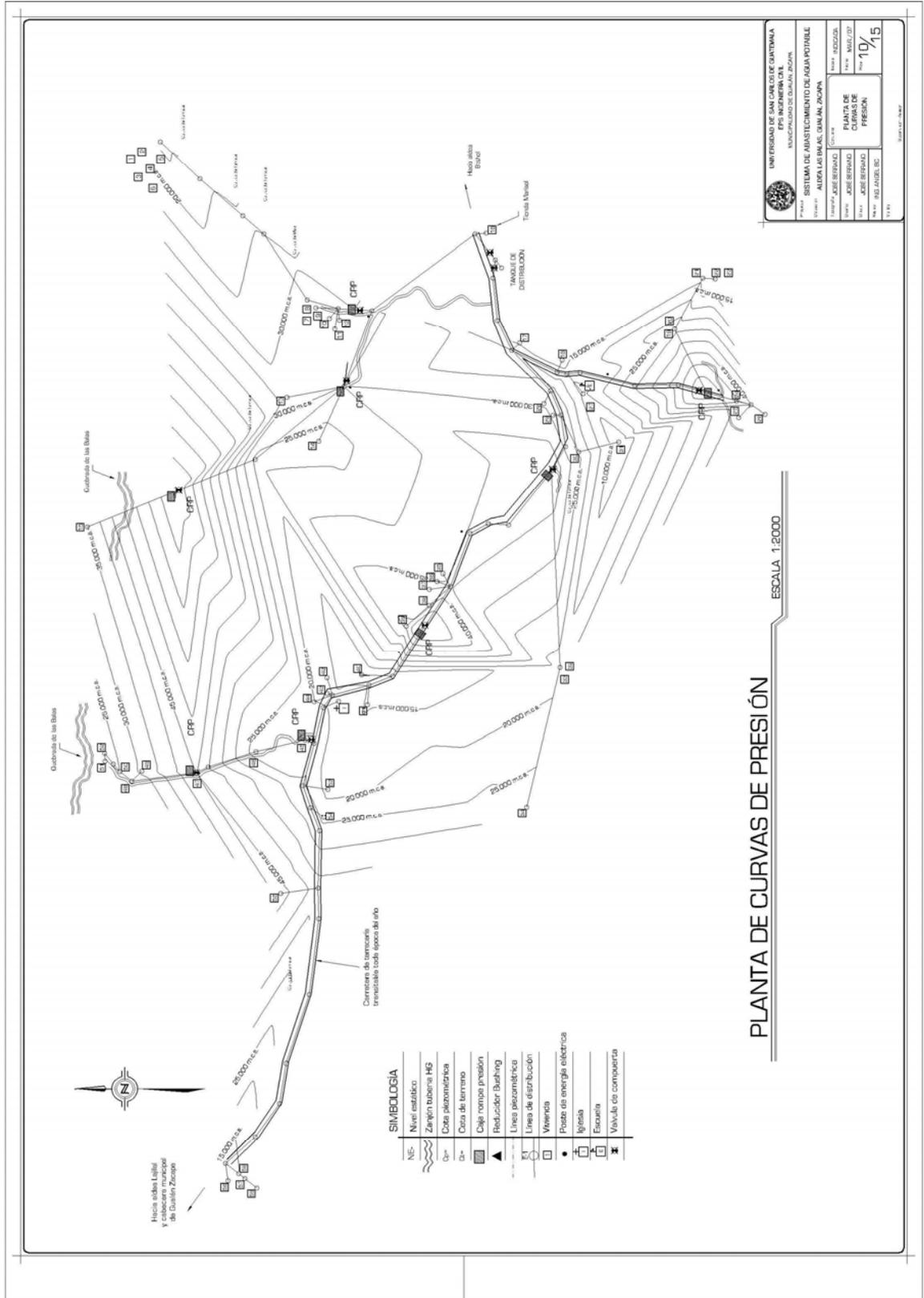
ESCALA HORIZONTAL 1:2000
ESCALA VERTICAL 1:1000



PERFIL DISTRIBUCIÓN RAMAL 5

ESCALA HORIZONTAL 1:5000
ESCALA VERTICAL 1:1000


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
EPS INGENIEROS S.A.
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN, ZACAPA
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ALdea LAS SALAS, SAN JUAN, ZACAPA
PROYECTO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PLANTA - PERFIL DISTRIBUCIÓN
HOJA 9/15



PLANTA DE CURVAS DE PRESIÓN

ESCALA 1:2000

SIMBOLOGÍA

NE	Nivel estático
—	Zanjas tuberías HG
—	Cota piezométrica
D=	Cota de terreno
■	Caja rompe presión
▲	Reductor Bushing
—	Línea piezométrica
—	Línea de distribución
□	Vivencia
•	Punto de energía eléctrica
□	Iglesia
□	Escuela
⊗	Válvula de compuerta

VOLUMEN DE SOLUCION AL 0.1 % QUE TIENE QUE INGRESAR AL TANQUE PARA DOSIFICAR 1 mg/l

CANTIDAD DEL SISTEMA	1/hora	1/Dia
0.50	1.80	43.20
0.60	2.16	51.84
0.70	2.52	60.48

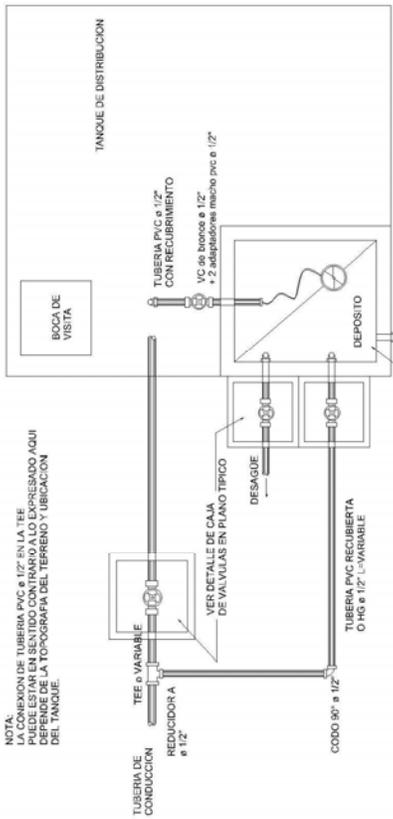
HIPOCLORITO NECESARIO PARA PREPARAR SOLUCION AL 0.1 %

VOLUMEN DE SOLUCION REQUERIDA LITROS	CANTIDAD DE HIPOCLORITO			
	65%	67%	68%	70%
1	1.53	1.58	1.63	1.68
2	3.08	2.99	2.94	2.86
10	15.38	14.93	14.71	14.49
25	38.46	37.31	36.76	35.71
50	76.92	74.63	73.53	71.43
100	153.85	149.26	147.06	142.86
300	461.54	447.76	441.18	428.57
500	769.23	746.27	736.29	714.28
600	923.08	896.52	882.52	856.10
1000	1538.46	1492.54	1470.59	1428.57

VOLUMEN DEL DEPOSITO A UTILIZARSE 1000 lts.
DOSIFICAR 1 LIBRA Y 5 ONZAS PARA 65 %
DOSIFICAR 1 LIBRA 3 ONZAS PARA 70 %

ESTA SOLUCION SERA APLICADA A CADA 3 DIAS

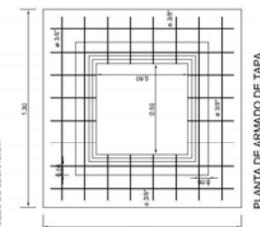
1. PREPARAR LA SOLUCION EN UN TANQUE DE 1000 LITROS O EQUIVALENTE EN UN OTRO TANQUE O DEPOSITO NECESARIO PARA PREPARAR LA SOLUCION AL 0.1 % (1000 ml de agua + 1.538 gr de hipoclorito para 65% de hipoclorito). EL SEDIMENTO DESECHALO YA QUE ES INACTIVO Y PRODUCE APARCAMENTOS.
2. LA TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE COMBINACION, O EN OTRAS PALABRAS, DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
3. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
4. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
5. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
6. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
7. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
8. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
9. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.
10. EL TIPO DE TUBERIA DE 1/2" DE DIAMETRO DEBE SER DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE) Y DEBE SER DE TIPO ENTUBADO PARA EVITAR LA CONTAMINACION EN LA ENTRADA DE AGUA PRECEDENTE DE LA COMBINACION CON EL GAS DE LA LINEA DE AGUA.



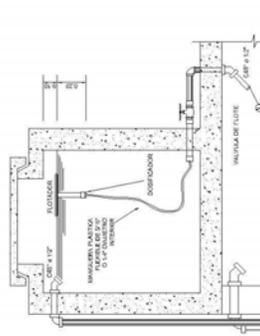
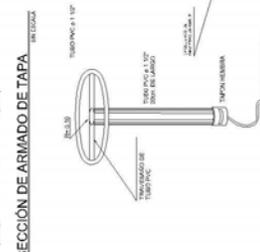
PLANTA GENERAL DE INSTALACION

SIN ESCALA

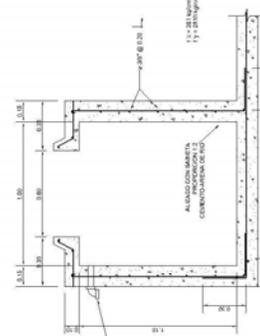
REBALSE 1/2" e 1/2"



PLANTA DE ARMADO DE TAPA



SECCION DE HIPOCLORADOR



SECCION DE ARMADO DE HIPOCLORADOR

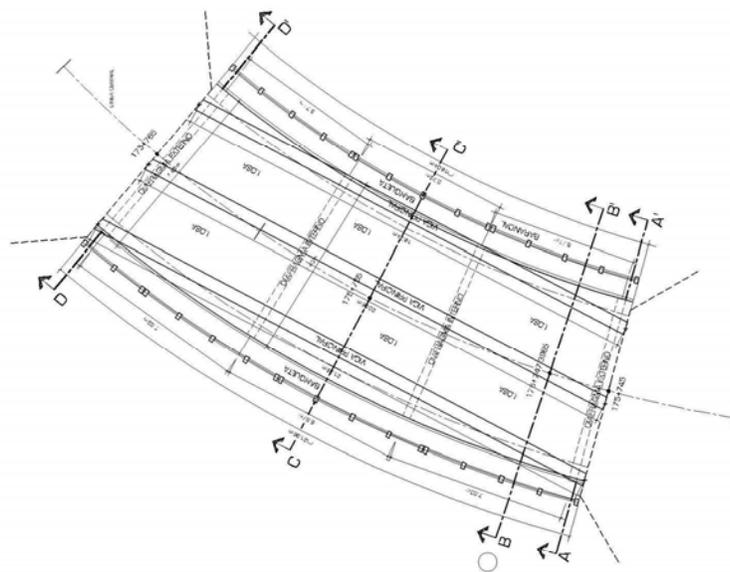
SISTEMA DE CLORACION POR GOTEO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MAYORADO DE GUATEMALA

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
CANTON ALDIA LAS BAILAS GUAMAL ZAPATA

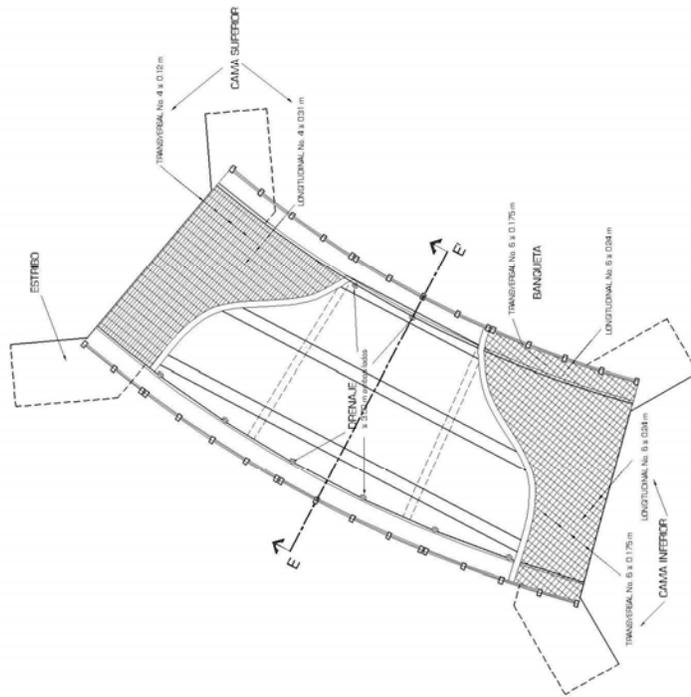
PROFESOR: JOSE BERRIO
ALUMNO: JOSE BERRIO

FECHA: FEB/2017
PÁGINA: 15/15



PLANTA GENERAL DE SUPERESTRUCTURA

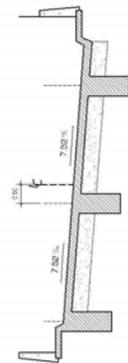
ESC. 1/20



PLANTA DE ESTRUCTURA DE LOSA

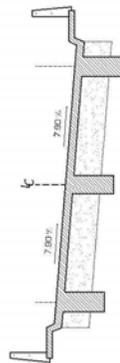
ESC. 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS		PUNTE VEHICULAR ALCA EL CAJAL, GUAYAN ZAGRA	
Profesor JOSE BERRIO	Asesor JOSE BERRIO	Alumno JOSE BERRIO	Fecha MARZO 2012
TITULO DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA Y ESTRUCTURA DE LOSA		Hoja No. 2/5	Total Hojas 5



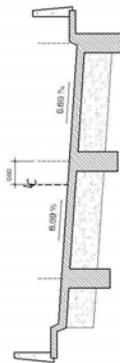
SECCIÓN A-A' 175+745 PERALTE 7.52%

ESC. 1:50



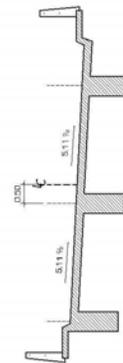
SECCIÓN B-B' 175+747.3985 PERALTE MÁXIMO 7.90%

ESC. 1:50



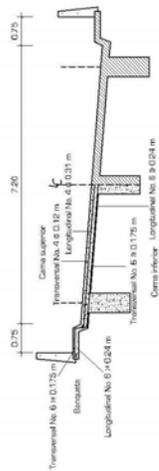
SECCIÓN C-C' 175+755 PERALTE 6.69%

ESC. 1:50



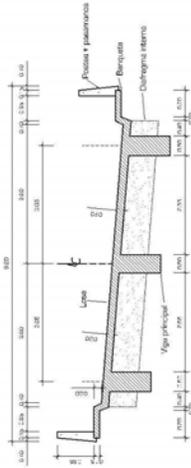
SECCIÓN D-D' 175+765 PERALTE 5.11%

ESC. 1:50



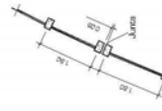
SECCIÓN E-E' ARMADO DE LOSA

ESC. 1:50



GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN

ESC. 1:50



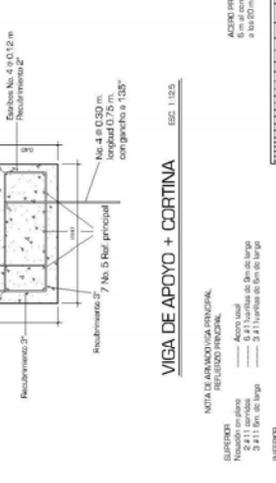
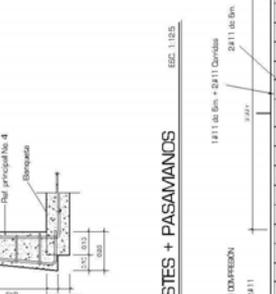
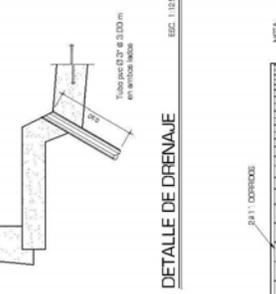
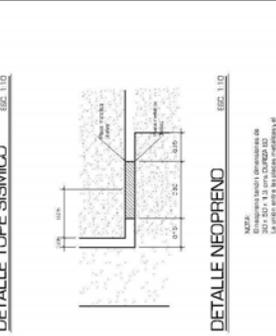
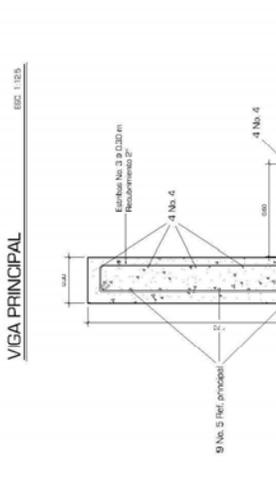
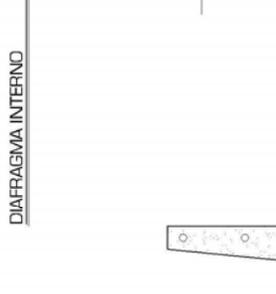
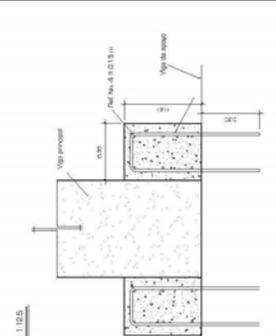
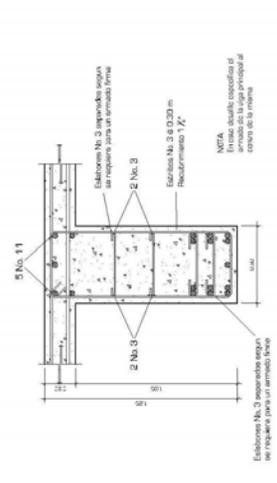
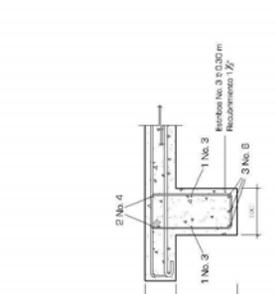
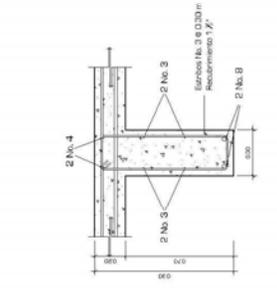
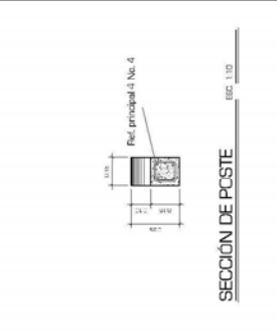
DETALLE DE POSTES + PASAMANOS

ESC. 1:50

DATOS GEOMÉTRICOS DE CURVA VERTICAL

EST.	# (%)	SA (m)	PASANTE
175+700			1000.0379
175+710			1000.0422
175+720			1000.0462
175+730			1000.0499
175+740			1000.0532
175+750			1000.0561
175+760			1000.0586
175+770			1000.0607
175+780			1000.0624
175+790			1000.0637
175+800			1000.0646
175+810			1000.0651
175+820			1000.0653
175+830			1000.0652
175+840			1000.0648
175+850			1000.0641
175+860			1000.0631
175+870			1000.0618
175+880			1000.0602
175+890			1000.0583
175+900			1000.0561
175+910			1000.0536
175+920			1000.0508
175+930			1000.0477
175+940			1000.0443
175+950			1000.0406
175+960			1000.0366
175+970			1000.0323
175+980			1000.0277
175+990			1000.0228
180+000			1000.0176

		MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUARIAMA MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUARIAMA MUNICIPIO DE SAN CARLOS DE GUARIAMA
PUNTO: PUENTE VEHICULAR ALBA EL CACAO GUANAJAZORA		ESCALA: 1:50 FECHA: MARZO/2024
DISEÑADO POR: JORGE BERRIO VERIFICADO POR: JORGE BERRIO	TÍTULO: DETALLES DE PASAMANOS DETALLES DE PASAMANOS	NÚMERO: 3/5
DISEÑADO POR: JORGE BERRIO VERIFICADO POR: JORGE BERRIO	TÍTULO: DETALLES DE PASAMANOS DETALLES DE PASAMANOS	NÚMERO: 3/5
DISEÑADO POR: JORGE BERRIO VERIFICADO POR: JORGE BERRIO	TÍTULO: DETALLES DE PASAMANOS DETALLES DE PASAMANOS	NÚMERO: 3/5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN CHAMULA

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
ALCALDIA EL CAJON GUANAZA

ESTUDIOS: ASISTENTE TECNICO
DISEÑO: ASISTENTE TECNICO
EJECUCION: ASISTENTE TECNICO

DETALLES ESTRUCTURALES
Hoja No. 4/5

NOTA: El presente detalle muestra la distribución de los pasamanos y postes en la zona de apoyo de la viga principal. Los pasamanos y postes deben estar sujetos a la viga principal en la zona de apoyo.

NOTA: En caso de que se requiera el detalle de la viga principal en la zona de apoyo, se debe consultar el detalle de la viga principal.

ACTIVO PRINCIPAL EN TENSION
10 m al centro de la viga principal
a los 20 m de la zona de apoyo

NOTA: El presente detalle muestra la distribución de los pasamanos y postes en la zona de apoyo de la viga principal. Los pasamanos y postes deben estar sujetos a la viga principal en la zona de apoyo.

NOTA: En caso de que se requiera el detalle de la viga principal en la zona de apoyo, se debe consultar el detalle de la viga principal.

ACTIVO PRINCIPAL EN TENSION
10 m al centro de la viga principal
a los 20 m de la zona de apoyo

NOTA DE ARMADO VIGA PRINCIPAL
REINFORZO PRINCIPAL

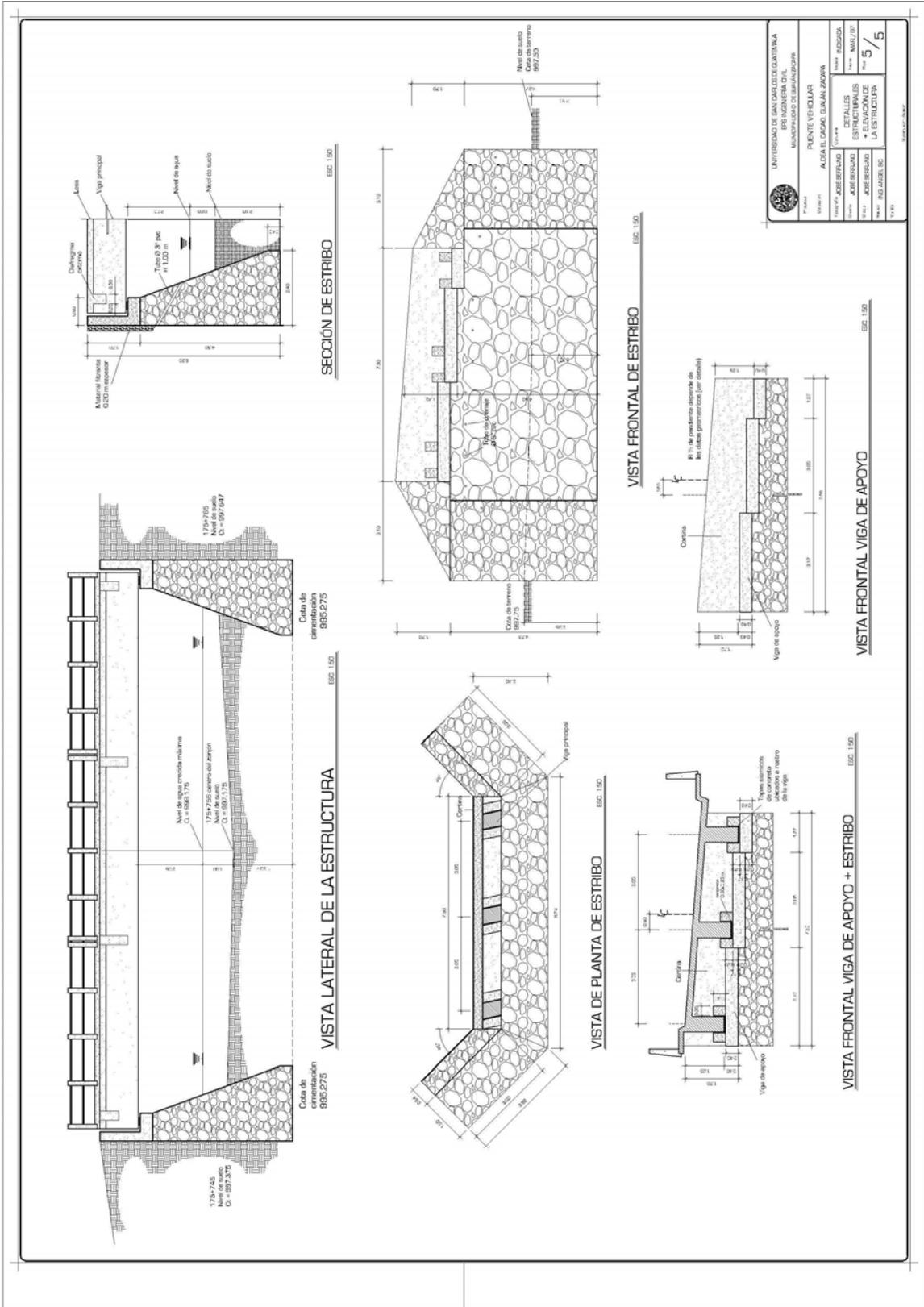
SUPERIOR
Acero usual
3 # 11 en los apoyos
3 # 11 en los extremos

INFERIOR
Acero usual
4 # 11 en los apoyos
4 # 11 en los extremos
1 # 11 en el centro

DISTRIBUCION DE REFERENCIA DE ARMADO AL PUNTO DE VIGA MOVA EL CENTRO

LONGITUD DE DESARROLLO DE ARMADO AL PUNTO DE VIGA MOVA EL CENTRO

1. 4 # 11 en los apoyos - 0.10 m
2. 4 # 11 en los extremos - 0.10 m
3. 4 # 11 en el centro - 0.10 m
4. 4 # 11 en los apoyos - 0.10 m
5. 4 # 11 en los extremos - 0.10 m
6. 4 # 11 en el centro - 0.10 m



		REPUBLICA DE GUATEMALA MUNICIPIO DE ESCUINTLA
Proyecto: PUNTE VEHICULAR	Cliente: ALDA EL CAJON GUANAJAZA	Escala: 1:50
Autor: JOSÉ BERROSO	Fecha: 2018	Hoja: 5/5
Tipo: ESTRUCTURAS	Tema: LA ESTRUCTURA	