



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

**DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE
SANITARIO Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL “CASERÍO DE
ZACULEU” DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.**

David Roberto Ruano Téllez

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz

Guatemala, julio de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE
SANITARIO Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO DE
ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

DAVID ROBERTO RUANO TÉLLEZ

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2,007

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



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. 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
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz
EXAMINADOR	Ing. Jeovanni Miranda Castañon
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:

DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE SANITARIO Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO DE ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha de abril de 2007.

David Roberto Ruano Téllez

ACTO QUE DEDICO A:

Mis abuelos:

Alberto Adolfo Ruano Guzmán (+q.e.p.d)
Maria Rosa Victoria Téllez Ortiz (+q.e.p.d)
Gracias por haberme enseñado con sus
ejemplos los valores de la vida.

Mi madre:

Teodora Ruano Téllez.
Por su amor y apoyo incondicional; gracias
por tus cuidados, gracias por hacer de mí
un hombre de bien.

Mis hermanos:

Edwin, Rudy, Margony, Adolfo, Ferdy,
Rosita, Mildred. Por estar conmigo
siempre, compartiendo mis ilusiones y por
darme ánimos para culminar mi carrera.

A mi familia:

Por tener siempre su apoyo incondicional.

Mis amigos de toda la vida:

Quienes me vieron crecer y estuvieron
conmigo, desde el comienzo hasta el final.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS: Por haberme dado el existir, la inteligencia y el deseo de estudiar y culminar esta carrera, la que voy a ejercer en su nombre y con los valores que encierra la ética profesional.

La Facultad de Ingeniería: Con gratitud por la formación profesional.

Ing. Mario Alberto Serrano Ruano: Por darme su amistad, consejos y apoyo a mi persona.

Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz: Por brindarme su asesoría y apoyo.

Inga. Norma Iliana Sarmiento Zeceña: Por su asesoría y consejos en la elaboración de mi trabajo de graduación.

**Las autoridades de la
Municipalidad de la Libertad:** Por la oportunidad que me brindaron para realizar el Ejercicio Profesional Supervisado -EPS- y por darme su apoyo incondicional.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETEN

1.1 Generalidades	1
1.1.1 Límites y localizaciones	1
1.1.1.1 Límites	1
1.1.1.2 Localizaciones	1
1.1.2 Acceso y comunicaciones	2
1.1.2.1 Acceso	2
1.1.2.2 Comunicaciones	3
1.1.3 Topografía e hidrografía	3
1.1.3.1 Topografía	3
1.1.3.2 Hidrografía	4
1.1.4 Aspectos climáticos	9
1.1.5 Actividad económica	9
1.1.6 Población	13
1.2 Principales necesidades del municipio	15
1.2.1 Vías de acceso	15

1.2.2 Contaminación por aguas negras	16
--------------------------------------	----

FASE DEL SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2. DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA EL CASERÍO DE ZACULEU, LA LIBERTAD, PETÉN.

2.1 Descripción del proyecto	19
2.2 Criterios y bases de diseño	20
2.2.1 Dotación y tipos de servicio	21
2.2.2 Tasa de crecimiento poblacional	22
2.2.3 Periodo de diseño y población futura	23
2.2.4 Factor de consumo y caudales	24
2.2.4.1 Caudal medio diario	24
2.2.4.2 Caudal máximo diaria	25
2.2.4.3 Caudal máximo horario	26
2.2.4.4 Caudal de bombeo	27
2.2.5 Calidad del agua y sus normas	28
2.2.5.1 Examen bacteriológico	29
2.2.5.2 Análisis físico y químico	29
2.3 Levantamiento topográfico	30
2.3.1 Planimetría	30
2.3.2 Altimetría	31
2.4 Diseño hidráulico del sistema	32
2.4.1 Tipos de tuberías	32
2.4.2 Diámetros de tuberías	32
2.4.3 Coeficiente de fricción	32
2.4.4 Presiones y velocidades	32
2.4.5 Equipo de bombeo	32

2.4.6	Válvula disipadora del golpe de ariete	34
2.4.7	Tramo de Impulsión	34
2.4.8	Almacenamiento del agua	34
2.4.9	Volumen de almacenamiento del agua	37
2.4.10	Diseño del tanque proyectado	38
2.4.11	Desinfección del agua	46
2.4.12	Red de distribución	48
2.4.12.1	Caudal de diseño	49
2.4.12.2	Presión estática en la tubería	50
2.4.12.3	Presión dinámica en la tubería	50
2.4.12.4	Línea piezométrica	51
2.4.12.5	Verificación de velocidades	51
2.4.12.6	Descripción de la conexión domiciliar	52
2.5	Cálculo hidráulico	53
2.6	Programa de operación y mantenimiento	61
2.7	Propuesta de tarifa	65
2.8	Evaluación de Impacto Ambiental	66
2.9	Evaluación socioeconómica	71
2.9.1	Valor Presente Neto (VPN)	71
2.9.2	Tasa Interna de Retorno (TIR)	72
2.10	Presupuesto	73
2.11	Cronograma físico y financiero	87

3. DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO DE ZACULEU, DE LA LIBERTAD, PETÉN.

3.1	Descripción del proyecto	89
3.2	Levantamiento topográfico	90
3.2.1	Planimetría	90

3.2.2 Altimetría	91
3.3 Criterios y bases de diseño	91
3.3.1 Dotación	92
3.3.2 Periodo de diseño	93
3.3.3 Población futura	93
3.3.4 Factor de retorno	94
3.3.5 Cálculo de caudales	95
3.3.5.1 Caudal domiciliar	95
3.3.5.2 Caudal de conexiones ilícitas	95
3.3.5.2.1 Coeficiente de escorrentía	96
3.3.5.2.2 Intensidad de lluvia	96
3.3.5.3 Caudal de infiltración	97
3.3.5.4 Caudal de diseño	97
3.3.5.4.1 Factor de caudal medio	98
3.3.5.4.2 Factor de Harmond	98
3.3.6 Velocidades máximas y mínimas de diseño	99
3.3.7 Pendientes máximas y mínimas	99
3.3.8 Relaciones hidráulicas	100
3.3.9 Cotas Invert	102
3.3.9.1 Detalle de cotas invert	102
3.3.10 Diámetro de tuberías	103
3.3.10.1 Profundidad de la tubería	103
3.3.11 Pozos de visita	104
3.3.12 Conexiones domiciliarias	104
3.4 Diseño hidráulico del drenaje sanitario	106
3.4.1 Cálculo del factor de caudal medio	106
3.4.2 Parámetros de diseño	107
3.4.3 Datos específicos para el tramo PV1 a PV2	107
3.4.4 Diseño hidráulico	109

3.4.5 Relaciones hidráulicas	110
3.5 Ubicación de la descarga	111
3.5.1 Importancia del tratamiento de las aguas servidas	111
3.5.2 Proceso de tratamiento de las aguas servidas	114
3.5.3 Selección del tratamiento	117
3.6 Programa de operación y mantenimiento	118
3.6.1 Objetivo de la unidad operativa	118
3.6.2 Naturaleza del documento	118
3.6.3 Cuándo realizar una inspección al alcantarillado sanitario	119
3.6.4 Pozos de visita	121
3.6.5 Conexiones domiciliarias	122
3.7 Evaluación de Impacto Ambiental	123
3.8 Evaluación socioeconómica	127
3.8.1 Valor Presente Neto (VPN)	127
3.8.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)	129
3.9 Presupuesto	131
3.10 Cronograma físico y financiero	139

4. DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO DE ZACULEU DE LA LIBERTAD, PETÉN.

4.1 Descripción del proyecto	141
4.2 Descripción bibliográfica	141
4.2.1 Definición de pavimentos	141
4.2.2 Tipos de pavimentos	142
4.2.3 Elementos estructurales de pavimentos	142
4.2.4 Pavimentos flexibles	147
4.2.5 Pavimentos rígidos	149
4.2.5.1 Bases para pavimentos rígidos	149

4.2.5.2	Tipos de concretos para pavimentos	149
4.2.5.2.1	Juntas en el pavimento de concreto	150
4.2.5.2.2	Juntas transversales de expansión	150
4.2.5.2.3	Juntas transversales de contracción	151
4.2.5.2.4	Juntas longitudinales	151
4.2.5.2.5	Juntas de construcción	152
4.2.6	Maquinaria utilizada en movimiento de tierras	152
4.2.7	Maquinaria utilizada en la pavimentación	152
4.3	Ensayos de laboratorio de suelos	157
4.3.1	Ensayo de granulometría	157
4.3.2	Límites de Atterberg	158
4.3.2.1	Límite líquido	158
4.3.2.2	Límite plástico	158
4.3.2.3	Índice plástico	159
4.3.3	Ensayo de compactación o proctor modificado	159
4.3.4	Ensayo de valor soporte (C.B.R)	160
4.3.5	Ensayo de equivalente de arena	160
4.3.6	Clasificación de suelos	160
4.3.7	Análisis de resultados	161
4.4	Diseño del pavimento rígido	162
4.4.1	Trabajos previos al dimensionamiento de un pavimento	162
4.4.2	Topografía	162
4.4.2.1	Planimetría	163
4.4.2.2	Altimetría	163
4.4.3	Teoría de diseño de pavimento rígido	163
4.4.4	Diseño del pavimento rígido, método simplificado PCA	164
4.4.5	Diseño mezcla de concreto	170
4.4.6	Conformación y curado de concreto	173
4.4.6.1	Curado del concreto	173

4.5 Consideraciones de operación y mantenimiento	174
4.6 Especificaciones técnicas	177
4.6.1 Preparación de la subrasante	177
4.6.2 Sub-base material granulométrico	179
4.6.3 Pavimento de concreto con cemento Pórtland	182
4.6.3.1 Agregado grueso	182
4.6.3.2 Agua	183
4.7 Presupuesto	184
4.8 Cronograma físico y financiero	192
CONCLUSIONES	193
RECOMENDACIONES	195
BIBLIOGRAFÍA	197
APÉNDICE	199

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Armado de la losa	42
2. Diagrama de fuerzas sobre las paredes del tanque	44
3. Autoconcretera carmix	155
4. Concretera liviana	155
5. Pavimentadora sobre ruedas	156
6. Pavimentadora de oruga	156
7. Cortadora de concreto	157
8. Determinación de la reacción K	167

TABLAS

I. Evolución y proyección de población	13
II. Proyección aproximada del área urbana	13
III. Estado actual de las carreteras	16
IV. Dotaciones	22
V. Impacto ambiental, etapa de operación	68
VI. Profundidades mínimas según el diámetro de la tubería	103
VII. Propiedades y requisitos ideales para suelos ensayados	143
VIII. Clasificación de vehículos según su categoría	166
IX. Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K	167
X. Pavimentos con juntas con agregados de trave	169
XI. Determinación de estructura	170
XII. Asentamiento de concreto	170
XIII. Relación agua-cemento	171
XIV. Porcentaje de agregado	172

LISTA DE SÍMBOLOS

CA-2	carretera centroamericana 2
cm	centímetro
Fqm	factor de caudal medio
f'c	resistencia máxima del concreto
H	altura
psi	libras sobre pulgada cuadrada
m.c.a.	metros columna de agua
lt/hab/día	litros por habitante por día
L/s	litros por segundo
hrs.	horas
GPM	Galones Por Minuto
hab.	habitantes
Hpv	altura de pozos de visita
Kg.	kilogramos
Km.	kilómetros
L	longitud
Lts.	litros
m	metros
mm.	milímetros
pv	pozo de visita
q	caudal de diseño
Q	caudal
S	pendiente del terreno
Seg.	segundos
ϕ	diámetro
%	porcentaje

GLOSARIO

Acueducto:	Conjunto de conductos por medio de los cuales se transporta agua hacia una o varias poblaciones.
Agua potable:	Agua apta para el consumo humano y agradable a los sentidos.
Aguas negras	Son las aguas de desecho provenientes de usos domésticos e industriales.
Aforo:	Acción de medir un caudal de una fuente.
Bombeo:	Transporte de un fluido de un lugar a otro más alto, por medio de una bomba.
Caudal:	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo que pasa en un punto determinado donde circule un líquido.
Colector	Tubería, generalmente de servicio público, que recibe y conduce las aguas negras de la población al lugar de descarga.
Compactación	Acción de lograr que un material alcance una textura apretada o maciza.

Concreto	Es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, arena, pedrín y agua.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda hasta el frente.
Cota de terreno	Indica la altura de un punto sobre un plano de referencia.
Densidad	Relación entre la masa y el volumen de un cuerpo.
Descarga	Lugar donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, las que pueden estar crudas o tratadas.
Desinfección:	Es la destrucción de casi todas las bacterias patógenas que existen en el agua por medio de sustancias químicas, calor, luz ultravioleta, etc.
Dotación	Estimación de la cantidad de agua que en promedio consume cada habitante por día.
Edil	Magistrado a cuyo cargo están las obras públicas, y que cuidaba del reparo, ornato y limpieza de casas y calles de una ciudad.

Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico, en cualquier operación de levantamiento planimétrico o de nivelación.
Flujo:	Líquido en movimiento.
Manto Freático:	Acumulación de agua subterránea.
Plasticidad	Es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse hasta cierto límite
Polución	Contaminación intensa y dañina del agua o del aire, producida por los residuos de procesos industriales o biológicos.
Pozo de visita	Es una obra accesoria de un sistema de alcantarillado, que permite el acceso al colector y cuya finalidad es facilitar el mantenimiento del sistema para que funcione eficientemente.
Proliferación:	Reproducirse o multiplicarse.
Tirante	Altura de las aguas negras o pluviales dentro de una alcantarilla.
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima y debajo de la superficie.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el caserío de Zaculeu, municipio de la Libertad, departamento de Petén.

En dicho caserío se realizó un estudio para conocer las necesidades de sus pobladores, encontrándose que la falta de un sistema de agua, drenaje sanitario y pavimento, perjudicaba la salud y el desarrollo de sus habitantes. Por ello fue necesario la implementación de la planificación de estos sistemas que cubrieran las mayores necesidades y cuyo mayor objetivo fuera la minimización del índice de morbilidad que impera en el caserío.

Por tal razón se decidió realizar el diseño de la introducción de agua, con el propósito de brindar un buen servicio a todos los usuarios. Entre las actividades necesarias que se desarrollaron para el diseño fueron: visita preliminar de campo, levantamiento topográfico, determinación de aforo de fuente, análisis de laboratorio de agua, etc. Con las actividades realizadas se determinó que el sistema de abastecimiento de agua fuera por bombeo, debido a las características topográficas del lugar.

Previo a realizar el drenaje sanitario se estudió dónde se debía descargar el agua residual; teniendo definidos los parámetros anteriormente mencionados se procedió a los trabajos previos al diseño: planimetría y altimetría, definiéndose una longitud de 1350 m; posteriormente se tomaron parámetros de diseño como: periodo de diseño, tasa de crecimiento de la población, la dotación de agua potable que percibe la población, la cantidad de habitantes por vivienda, número de viviendas, para proponer finalmente, un sistema de

tubería PVC ASTM F-949 y pozos de visita de ladrillo tayuyo, por su facilidad de instalación, economía y duración.

En el diseño del pavimento rígido se utilizó el sistema de medición topográfica como la planimetría y altimetría, para definirse una longitud de 1450 m. de largo y un ancho de 5 m., para luego proceder al muestreo de la subrasante y así conocer las propiedades del suelo por medio de los ensayos de laboratorio y diseñar el pavimento rígido. Para el diseño se utilizó el método simplificado de la PCA llegando a proponer una ligera estabilización del suelo de 10 cm. de base, con un espesor de losa de 15 centímetros, bordillos de 15 X 10 centímetros y un bombeo pluvial del 2%. Teniendo la certeza de que con estos proyectos la población continúe con su proceso de desarrollo y mejore su calidad de vida.

OBJETIVOS

➤ GENERAL

Contribuir al mejoramiento de salud y bienestar de los habitantes del caserío de Zaculeu, del municipio de La Libertad, del departamento de Petén.

➤ ESPECÍFICOS

1. Diseñar el sistema de introducción de agua, drenaje sanitario y pavimento rígido del caserío de Zaculeu, del municipio de La Libertad, del departamento de Petén.
2. Proporcionar a la Municipalidad de la Libertad, por medio del EPS, una propuesta técnica y adecuada para solucionar los problemas de agua, drenaje y pavimento en dicha comunidad.
3. Contribuir, por medio del diseño de proyectos de infraestructura, al desarrollo y crecimiento del municipio de La Libertad, Petén.

INTRODUCCIÓN

Es indispensable mencionar que la salud es consecuencia de la interacción de factores biológicos, ambientales, económicos y sociales, por lo que el mejoramiento sustancial del nivel de la misma dependerá de la complementariedad y articulación de las acciones que realicen las dependencias y entidades involucradas y los distintos sectores de la sociedad, para mejorar la calidad de vida de la población.

La municipalidad es un intermediario entre el Estado y los individuos; siendo una de sus funciones atender los servicios públicos. La limitación de recursos financieros ha contribuido a la ineficiencia en atender este servicio. Esta situación trae como consecuencia problemas de saneamiento ambiental, implicando el incremento de tasas de morbilidad y mortalidad.

Teniendo la certeza que en los últimos años los seres humanos se han visto en la necesidad de crear conciencia acerca del cuidado de los recursos naturales de la tierra, juegan un papel importante los métodos y sistemas adecuados para la evacuación de los desechos provenientes de viviendas, comercios e industrias, evitando de este modo el daño al medio ambiente, ya que es de beneficio a los habitantes de las poblaciones a servir y para las circunvecinas. Por medio de los principios que dicta la ingeniería sanitaria respecto de la evacuación de desechos, se han ensayado varios métodos para llevar a cabo su eliminación en poblaciones; demostrando que el agua puede ser utilizada como medio de transporte de estos desechos, siendo éste más ventajoso, exceptuándolo en casos particulares.

Por lo anteriormente mencionado, surgió la necesidad de diseñar el sistema de introducción de agua con un sistema de cloración para eliminar cualquier parásito o bacteria que pueda afectar la salud de los habitantes de la comunidad; también se implementó un sistema de drenaje sanitario, con la intención de mejorar las condiciones de vida y saneamiento de los habitantes del lugar y, así, eliminar los malos olores, aguas negras a flor de tierra, enfermedades, contaminación, etc. Y por último se diseñó el pavimento rígido de las calles de dicha comunidad para evitar el empozamiento de las aguas de lluvia y así evitar cualquier enfermedad.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN

1.1 Generalidades

1.1.1 Límites y localizaciones

1.1.1.1 Límites

Sus líneas limítrofes son por el norte con los municipios de San Andrés y San Benito, al este con San Francisco, al sur con Sayaxché, y al oeste con la República de México en los estados de Chiapas y Tabasco, describiéndose de la manera siguiente:

Principiando por el sur: colinda con el municipio de Sayaxché, a partir de las cabeceras del arroyo El Subín por todo el margen derecha de dicho arroyo y al desembocar en el río La Pasión, esta línea continúa también por su margen derecho hasta encontrar el Usumacinta que a su vez forma la línea internacional entre los estados mexicanos de Chiapas y Tabasco, hasta el vértice del río Usumacinta. De aquí, siguiendo la línea izquierda del río San Pedro, sigue hasta el punto conocido como PASO DE SAN JUAN. De aquí en línea recta hacia el sureste, pasa a inmediaciones de la Laguna Perdida hasta el lugar denominado el Cuxú, punto que también sirve de límite a los municipios de San Andrés y San Benito; de este punto parte en línea recta hasta la unión de los límites de San Benito y San Francisco, de donde parte nuevamente en línea recta más o menos hasta encontrar el punto de partida o sea las cabeceras del arroyo El Subín.

1.1.1.2 Localización

Administrativamente corresponde a la Región VIII, departamento de Petén, dista a 32 Kms. de la cabecera departamental. Está ubicado en la parte occidental del departamento de Petén en el norte de Guatemala, colinda con México (en su parte superior izquierda) y los municipios de San Andrés, San Benito y San Francisco (en un pequeño vértice con este último), al Este con San Francisco, San Benito, parte de San Andrés y parte de Sayaxché; al Sur con Sayaxché y San Francisco en una pequeña franja; al Oeste con los estados mexicanos de Chiapas y Tabasco. De su cabecera municipal a Ciudad Flores hay 32 Kms. Rumbo al Nor - Oeste, su distancia a la ciudad Capital es de 532 Kms. La Cabecera Municipal esta ubicada a 16° 47'15" N y 90°07'00" y con una altura de 190 msnm.

1.1.2 Acceso y comunicaciones

1.1.2.1 Acceso

El tránsito de pasajeros y carga se efectúa por las vías aéreas, terrestres y fluviales, utilizándose para ello las diferentes líneas aéreas, camiones, camionetas y otro tipo de vehículos; canoas y lanchas de motor en el fluvial. La vía aérea actualmente se está usando muy poco debido al elevado costo de sus tarifas, pues con la habilitación de la carretera Petén-Guatemala, perdió todo su auge. De la cabecera departamental, ciudad Flores, el pueblo de La Libertad dista a 32 kilómetros y desde el área central, la carretera de terracería se mantiene en forma aceptable, ésta se extiende a La Libertad donde forma dos ramales conocidos como Ruta Naranjo y Ruta Bethel, colindantes en su final con la frontera mexicana donde de acuerdo con la ley, se efectúan algunos comercios.

La mencionada carretera también comunica con el hermano municipio de Sayaxché, distante a 36 kilómetros; además, otros ramales que conectan con el municipio de San Francisco, aldea San Antonio y La Esperanza, las vías de comunicación más importantes son: 1. La ruta a Bethel que comprende de la cabecera municipal al Caserío Subín con carretera asfaltada (18 Km.) y del Subín a Cooperativa Bethel, terracería (82 Km.). 2. La ruta al Naranjo Frontera que comprende de la cabecera municipal hacia Aldea el Naranjo 100% asfaltada, los caminos hacia las comunidades son de terracería. Existen 28 comunidades que no cuentan con carreteras de acceso.

1.1.2.2 Comunicaciones

El municipio se comunica a través de dos rutas principales: la ruta a Bethel que comprende de la cabecera municipal al caserío Subín con carretera asfaltada (18 Km.) y de Subín a Bethel, cuya carretera es completamente de terracería, (82 Km.); se comunica con las comunidades en caminos de terracería también. 2. La ruta al Naranjo que comprende de cabecera municipal al Naranjo cuenta con 130 kilómetros; asfaltados, y los caminos hacia las comunidades son de terracería. Existen 28 comunidades que no cuentan con carretera de acceso, se trasladan a través de trocopas o camino de herradura, asimismo hay 3 comunidades (Ixcoch, Kemané, El Cambio), a las cuales solo se accesa sólo por río.

1.1.3 Topografía e hidrografía

1.1.3.1 Topografía

La cabecera municipal se encuentra asentada dentro de un incomparable panorama, rodeado de extensas sabanas y montículos, ocupando la población un buen trecho de terreno plano cubierto de grama natural; en sus calles son

anchas y trazadas al estilo colonial; el municipio está cruzado de norte a sur en toda su extensión por la carretera a Flores, La Libertad, Sayaxché, más conocida como ruta número cinco. La demás parte topográfica del municipio es montañosa y accidentada.

1.1.3.2 Hidrografía

La hidrografía del municipio se acentúa únicamente hacia las regiones cercanas a los ríos grandes que lo limitan y se tienen en la parte noroeste los siguientes ríos y arroyos: El Subín: este arroyo se forma a partir de los desaguaderos de varios pantanos que existen en sus cabeceras, dentro del municipio de San Francisco y Sayaxché. Al formarse el arroyo, corre de este a oeste, más o menos buscando al río La Pasión. Sus aguas son un tanto obscuras pero muy frescas para el baño y otros menesteres; corre en todo su trayecto bajo espesa y virgen montaña, con musgosos y milenarios árboles y enredaderas y plantas acuáticas; tiene infinidad de recodos y vueltas accidentadas, naturales que dan origen a un proverbio muy popular en esos lugares que dice: “Tiene más vueltas que el arroyo del Subín”, al referirse a alguna persona que tiene muchas maneras de salirse con las suyas. En algunas partes se extiende bastante hacia sus riberas en donde forma grandes y pequeñas lagunetas conocidas comúnmente por los moradores como CALETAS, en todo lo largo de este arroyo es sumamente fácil la pesca, hay abundancia de especies. Finalmente desemboca en río La Pasión en donde sus aguas se confunden con la corriente de éste.

Río La Pasión: éste, como es bien sabido, se forma con la confluencia del río Chajmaic y sus afluentes en el departamento de Alta Verapaz siendo navegable desde donde sale a la superficie, después de recorrer una buena extensión subterráneamente. Al salir a flor de tierra lo hace frente al puerto fluvial de

Sebol y en donde se le conoce con el nombre de río Sebol, luego al recibir las aguas del río Santa Isabel o Chajchiní ya que en los límites de Alta Verapaz y el Petén, toma el nombre de Río Cancuén, y más abajo toma el de Río Pasión, con cuyo nombre corre hasta su desembocadura al Salinas o Nueve Cerros, en donde juntos, forma el Usumacinta el que a su vez y al tomar las aguas del río Lacantún que recibe por el lado de México, se convierte en el Alto Usumacinta. Con este nombre recorre parte del territorio de Guatemala, y del municipio hasta llegar a los rápidos de Tenosique de donde toma el nombre de río de Tenosique, con el cual y después de dividirse en varios ramales desemboca al Atlántico en el Golfo de México.

El río Pasión, en lo que respecta al límite que forma en los municipios de la Libertad y Sayaxché, es de amplio caudal de aguas, no cuenta con rápidos caudales, su corriente es natural aumentándose ésta únicamente en la estación lluviosa, tiene una parte muy extensa en donde forma una especie de laguna como de unos cuatro mil metros de ancho por otro tanto de largo y ya para estrecharse nuevamente frente al caserío El Porvenir. Hay un islote o isla pequeña, cubierta totalmente de árboles grandes en donde anidan aves silvestres, este fenómeno se registra en el lugar precisamente llamado por los moradores LA ANCHURA, donde también hay un caserío con el mismo nombre de un señor de apellido Pinelo, y el final río abajo el caserío El Porvenir que ya quedó descrito. Posee también muchos remansos profundos al igual que partes bajas, en donde es muy fácil alcanzar con pica el fondo arenoso del mismo, tal el caso del lugar frente a las ruinas del ALTAR DE LOS SACRIFICIOS.

Al lugar donde se confunde con El Salinas se le llama “la boca del Pasión” y en este bello y amplio panorama hubo antaño un rancho de caña propiedad de un señor de origen mexicano, llamado Benito Borges; el plantel

fue grande y los cañaverales extensos y frente a la estación se encuentran las hermosas y blancas playas de ACAPULCO en territorio mexicano. Hoy este paraje está abandonado y la selva ha crecido en su contorno devorando todo vestigio de vida humana.

Río Usumacinta: se forma con las aguas de los ríos Salinas y La Pasión, formándose desde aquí una gran corriente de agua muy rápida y caudalosa para su navegación principalmente en la estación lluviosa, sus aguas son todo el tiempo achocolatadas, llevando consigo grandes cantidades de arena, fango, hojas, ramas y árboles enteros que con su constante bregar arranca de cuajo a los bosques ribereños, llevándoselos como si fueran pequeñas pajas.

Alto Usumacinta: se forma con las aguas del río Usumacinta y las del Lacantún. De aquí para adelante o sea río abajo, su navegación es bastante peligrosa, pero la belleza de sus paisajes es incomparable, pues cuatro leguas debajo de Santa Rosita, se encuentra la llamada meseta de El Chorro. Este es un nacimiento natural, el río en esta parte tiene un recodo bastante prolongado que al enfrentarlo nos queda bien al frente esta caída de agua. El arroyo llamado del Chorro al desembocar al río grande lo hace sobre una gran roca plana como de unos cincuenta o sesenta metros de longitud y al regarse el agua sobre la superficie de esta plancha natural, cae en infinidad de chorritos o caídas que se desprenden de una altura de más de dos metros, estos chorros con la fuerza de la corriente que los impulsa, la altura desde la cual caen y el choque repentino que reciben al caer sobre otras rocas que forman la ribera natural del río, se transforman en millares y millares de humeantes gotitas que con el resplandor del sol, se tornan en los colores del arco iris, todo allí es blanco y espumoso y bajo esta belleza natural, a pocos metros el viajero puede comprobar y admirar la belleza y enormidad de esta obra de la madre naturaleza.

Dos kilómetros más abajo se encuentra el famoso encajonado de González, este fenómeno consiste en que repentinamente la enorme corriente del río es estrechada como por dos enormes manos, consistentes éstas en dos paredes naturales de roca partida a tajo y las que encajonan al río por espacio de más de una legua. Son tan imponentes estas paredes rocosas que pasando el viajero en el río y ve hacia arriba no distingue el final de las mismas, ya que se confunde con las nubes del cielo. Todas éstas están cubiertas por enredaderas silvestres que le dan un toque majestuoso y en cuyas grietas han enraizado enormes árboles que se mecen peligrosamente con el viento. Aquí la corriente del río es rápida y se pasa este lugar en cosa de pocos minutos con un choque de brisa fuerte y olor a montaña. Allí frente a este lugar, más conocido como Agua Azul, se encuentran un campo de aviación construido hace algunos años por AVIATECA y que se conoce como San Fernando, antigua estación chiclera de don Atilano Cámara Aguilar, desde luego siempre en municipio de la Libertad. Todos estos ríos y paisajes serían dignos de conocerse por el turista criollo o extranjero, pues la impresión que se recibe no se olvida jamás. El río sigue su recorrido entre árboles, montañas, peñas y serranías, pasando por las famosas ruinas mayas de Xaxchilán, que son unas de las grandes maravillas mayas, pero quedan al lado de México, aquí hay un guardián remunerado por el gobierno mexicano, hay que firmar un libro de visitas si se quiere desembarcar en dicho lugar y es conducido por dicho guardián para conocer las ruinas.

Río San Pedro: Este río nace en el municipio de San Andrés, y es navegable desde el lugar conocido con el nombre de Paso Caballos o Paso Petén y forma límite entre san Andrés y La Libertad, desde el lugar llamado paso de San Juan hasta el esquinero del caserío El Ceibo. En todo el trayecto mencionado dicho río es navegable aunque caudaloso, por tocar parte de la rocosa sierra de Lacandón, es muy rico en peces, pero sus aguas están vedadas.

Fuera de estos ríos de importancia conocidos comúnmente como los ríos grandes del Petén, se encuentran los siguientes arroyos: Yaxtunilá, El Pucté, Itzán, El Curro, Yaxchilán, El Caribe, El Ixcoch, San Diego y otros de menor importancia, la mayoría de éstos tienen su origen en pequeñas lagunas y lagunetas que llenan los mismos nombres.

Además de las lagunas que se mencionan con el mismo nombre de sus arroyos están las siguientes: Santa María, El Sozt, Laguna Perdida, El Yeso, Las Cuaches, El Repasto, El Repastito, Los Patos, Mendoza y la Gloria. Éstas últimamente enumeradas, no cuentan con desagües visibles. En lo que se refiere a aguadas, se encuentran localizadas dentro de la jurisdicción, y más cercanas a la población; las siguientes: Ixpuc, Santa Cruz, El Copoíto, El Jalal, El Copó Grande, Sisjá, el Ox, luego en su orden: Chilonché, La Esperanza, Chimaj, La Tinta, Agua Clara, y otras de menor importancia.

1.1.4 Aspectos climáticos

El clima del municipio de La Libertad, Petén, es de tipo tropical cálido y húmedo, típico de tierras bajas en estas latitudes. Se caracteriza como tropical variable - húmedo con época larga de lluvia y con época seca desarrollada pero de duración variable, entre diciembre y mayo (el inicio puede tardar hasta enero o febrero), dependiendo de la ubicación en el Departamento.

Temperatura: la temperatura media es de 25.4° C con una máxima de 31.5° C durante la época seca de marzo a mayo y la mínima de 19.7° C durante los meses de diciembre y enero.

Precipitación pluvial: el municipio se considera lluvioso con un promedio anual de precipitación de 1,738mm, distribuidos en los meses de junio a diciembre.

Humedad relativa: por su ubicación geográfica y la vegetación existente, la humedad relativa media que se registra es de 81.5% con el valor máximo de 89% durante el mes de diciembre y mínimo de 38% en el mes de mayo.

1.1.5 Actividad económica

Las especies consideradas para la diversificación agrícola en el municipio incluyen hule, cacao, achiote, marañón, aguacate tipo antillano, coco, pejibaye, papaya, carambola, guayaba, canela, pimienta, moscadero, palma africana, macal, yuca, malanga, camote, ñame, izote, caña, xaté, pita floja, pony, rosa de jamaica, azafrán, jengibre, rambután, lychee, tomate, pepino, cebolla, okra, sandía, melón, chile habanero, chile cobanero, chile jalapeño, chile tabasco, plátano, banano, piña, cítricos, tamarindo, ajonjolí y maní.

Hule: los principales productores de hule en el continente son Bolivia, Brasil, Ecuador y Guatemala; este último es el principal exportador de hule en América, contribuyendo con más del 30% de la producción. La tendencia hacia el alza de este producto puede favorecer mejores condiciones de competir en el mercado internacional. Los principales países productores de hule son Indonesia, Tailandia, Malasia, China y la India, que en conjunto producen el 90% del total mundial. Guatemala, a pesar de que cultiva menos del 0.5% del área total, contribuye con más del 6% de las exportaciones mundiales; el rendimiento medio está por arriba de la media mundial (1.19 T/ha y 0.9 T/ha, respectivamente). Los principales países importadores de hule son Malasia (22%), Estados Unidos (18%), Europa (23%) y China (12%) (gráfico 2). En

Latinoamérica, los principales importadores son Estados Unidos, México, Brasil, Canadá y Colombia.

Palma aceitera: el consumo mundial del aceite de palma y sus derivados es creciente debido a la versatilidad de su uso, tanto en aceites comestibles, mantecas, margarinas como en otros usos no comestibles como jabones, detergentes, shampoo y otros. El aceite que se extrae de la almendra de la fruta es un aceite láurico con características similares a las del aceite de coco. Filipinas, que es el principal productor de aceite de coco, ha tenido problemas de plagas y enfermedades de esta planta lo que ha motivado que se reduzca considerablemente la oferta, siendo éste un sustituto que está absorbiendo la demanda.

En Guatemala, el consumo de aceite de palma representa el 34 % del consumo nacional y la producción de aceites vegetales es insuficiente para satisfacer el consumo interno, lo que implica que deba recurrirse a las importaciones del mismo.

De acuerdo con los pronósticos de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación –FAO-, para el período 1997/98 se previó un aumento del 8% en la producción de los siete productos oleaginosos principales incluyendo la almendra de palma, principalmente por el aumento en las cosechas de soja, semillas de colza, girasol y algodón.

La capacidad instalada existente en Guatemala, para el procesamiento y producción del aceite de palma está constituida por la empresa Olmeca S.A. que ya cuenta con plantaciones propias en el departamento de Petén.

Sobresale asimismo el aporte significativo pero poco estudiado del numeroso grupo de Las Palmas. Los avances alcanzados en el cultivo, los productos y subproductos de la palma de aceite (*Elaeis*) marcan un camino de investigación

integral que debe recorrerse con otras especies de los géneros Oenocarpus, Roystonea, Mauritia, Acrocomia, Attalea, Bactris, Sabal, Syagrus, Coccoloba, Copernicia, Wettinia, Euterpe, Prestoea y Ceroxylon, presentes en América Tropical, que además son estratégicas para muchas especies de la fauna nativa.

Palmito (Pejibaye): alrededor de 60 países importan palmito. Entre los importadores más significativos sobresale Francia, Estados Unidos de Norteamérica, Argentina, España, Italia, Canadá, Alemania, Chile y Japón. El mercado norteamericano tiene un potencial que puede ser grande, pero no se ha desarrollado. Los Estados Unidos de Norteamérica han importado palmito de Tailandia y Filipinas. Actualmente el palmito sólo tiene dos únicas formas básicas de presentación ante el mercado internacional: enlatado y envasado en salmuera con ácido cítrico o ácido ascórbico y marinado. Sobresale asimismo el aporte significativo pero poco estudiado del numeroso grupo de Las Palmas.

Frutales: según estadísticas de FAO, más del 90% del comercio internacional de frutas tropicales se realiza con mangos, aguacates, papayas y piñas y los mercados se concentran en la Comunidad Económica Europea (CEE), Japón y Estados Unidos, restringiendo estos dos últimos la importación debido a la Mosca del Mediterráneo (MAGA, 2000).

Las frutas se pueden exportar en las formas siguientes:

- ✓ Frutas y hortalizas frescas,
- ✓ Frutas y vegetales secos,
- ✓ Dulces, cristalizadas, encurtidos y conservas,
- ✓ Frutas en forma de jugos, jaleas concentrados y pulpas.

Durante el período comprendido entre 1987 a 1991, Guatemala exportó hacia Centroamérica y Estados Unidos un total de 337.97 toneladas métricas de zapote, con un valor equivalente a Q.80,450.95 lo que representa un valor unitario de Q. 0.24 por kilogramo.

En Petén se cuenta con zonas que presentan aptitudes para el cultivo de frutales. Los cítricos prosperan en la región de la sabana central y podrían cultivarse en la mayoría de los terrenos bien drenados y que no tienen excesiva alcalinidad.

Un gran número de países productores de cítricos abastecen el mercado de los países industrializados. En los años que vienen, se espera un sobre abastecimiento del mercado mundial debido a la cantidad de plantaciones existentes o entrando en producción. En el caso de limones frescos, el mercado de la CEE se abastece durante todo el año de la Florida, América Central, Kenia, la Cuenca del Caribe, Brasil y los países de Europa del Sur.

1.1.6 Población

De acuerdo con los datos de censos de población tanto de la municipalidad, como de ONG's (Centro Maya, Fundación Guacamaya, Fundación Defensores de la Naturaleza y TNC) y ONG's, el municipio de La Libertad cuenta con una población total para el año 2005 de 92,721 habitantes; de los cuales 48,533 son hombres y 44,188 mujeres, distribuidos en 15,643 familias. La población del municipio de La Libertad corresponde al 18% de la población, de todo el departamento de Petén.

Tabla I. Evolución y proyección de población de la Libertad, Petén.

Año	Habitantes
1880	510
1955	1,204
1964	1.182
1973	3,576
1981	14,219
1994	42,539
2000	67,738
2001	71,808
2002	75,945
2003	80,114
2004	84,284
2005	88,421
2006	92,721
2007	97,050
2008	101,378
2009	105,674

Fuente: Delegación Departamental INE Petén

Área urbana

El área urbana del municipio de La Libertad se encuentra en la cabecera municipal, registrando nueve 9 barrios.

Tabla II. Población aproximada del área urbana La Libertad, Petén.

No.	COMUNIDAD	POBLACIÓN	HOMBRES	MUJERES	FAMILIAS
1	Barrio Central	691	329	362	127
2	Barrio Paraíso	250	124	126	44
3	Barrio Sapeja	371	186	185	70
4	Barrio El Estadio	616	293	323	103
5	Barrio El Porvenir	421	249	172	77
6	Barrio El Progreso	418	208	210	68
7	Barrio El Quetzal	698	336	362	100
8	Barrio Santa Cruz	2645	1321	1324	502
9	Barrio Buena Vista	1005	515	490	182
	Total	7,115	3,561	3,554	1,273

Fuente: Unidad Técnica Municipal (UTM), La Libertad

Área rural

En el ámbito rural La Libertad tiene 133 comunidades, 2 barrios de los caseríos: La Gloria y aldea Las Cruces, 3 Aldeas, Las Cruces, La Esperanza y El Naranjo, 66 caseríos, 22 parcelamientos, 2 reasentamientos, 1 cantón, 16 cooperativas y 12 comunidades pequeñas que se han ido formando últimamente.

Con base en el objetivo de conocer directamente las necesidades de las comunidades y para que haya presencia de la municipalidad, se ha dividido el municipio en cinco regiones las cuales operacionalizan de mejor manera el trabajo de planificación y comunicación con las comunidades.

En la ruta al Naranjo existen actualmente 3 regiones: Región I, comprende el área de la cabecera municipal y 28 comunidades; Región II, comprende 28 comunidades, Región III, comprende 25 comunidades.

En la ruta a Bethel existen 2 Regiones: Región IV que comprende 19 comunidades y Región V que comprende 21 comunidades

1.2 Principales necesidades del municipio

1.2.1 Vías de acceso

Camino Primario del Sur: carretera asfaltada CA-9 de la Ciudad Capital de Guatemala hasta la Ruidosa (Km 245) y norte por CA-13 a la Ciudad de Flores, la Cabecera Departamental, y el municipio de San Benito. Esta ruta es completamente asfaltada de Guatemala a Flores. Actualmente (agosto de 2001), la carretera de San Benito a La Libertad por San Francisco está en

proceso de pavimento con asfalto. La carretera de terracería directa entre San Benito y La Libertad tiene 30 kilómetros de longitud. En total, la ruta cuenta con aproximadamente 535 Kilómetros.

Camino Segundo del Sur: carretera asfaltada CA-9 de Ciudad Capital de Guatemala hasta el Rancho (Km 80) y norte con CA-14 a Cobán. De Cobán con RD-9 a Chisec y norte hasta Sayaxché y después la Cabecera Municipal de La Libertad. Esta ruta está completamente asfaltada de la Ciudad Capital de Guatemala hasta el límite Departamental del Petén y de 40 kilómetros sur de Sayaxché hasta la Cabecera Municipal de La Libertad. En total, la ruta cuenta con aproximadamente 419 Kilómetros.

Camino Primero de Oeste (México): aldea El Naranjo tiene 22 kilómetros de la frontera con el Estado de Tabasco, México. Este camino tiene acceso sólo durante los tiempos secos. El alternativo es transporte acuático por el Río San Pedro. La comunidad Ceibo está aproximadamente dos horas a El Naranjo. LA aldea El Naranjo dista a 130 kilómetros de la cabecera municipal. Esta ruta actualmente (agosto de 2001) está en proceso de pavimento con asfalto y sólo faltan 40 kilómetros.

Camino de oriente (Belice): la municipalidad tiene acceso a la carretera de Flores a Belice por el municipio de Melchor de Mencos.

Camino segundo de oeste (México): Se refiere al otro acceso por el río llegando a los límites fronterizos, río Usumacinta en la comunidad de Bethel.

Tabla III. Estado actual de las carreteras.

Carreteras	Distancia Km.	Estado actual (2000)	Condición
Flores-La Libertad	31	En construcción	Transitable todo el año
La Libertad-Sayaxché	36	Concluida	Asfaltada
La Libertad-El Naranjo	130	Concluida	Asfaltada
El Subín-Bethel	82	En mantenimiento	Transitable todo el año

Fuente: UTM La Libertad, Petén, 2006

1.2.2 Contaminación por aguas negras

La insalubridad que impera en esta aldea, da como resultado que las enfermedades con mayor daño hacia la población son aquellas denominadas gastrointestinales y enfermedades pulmonares, cabe destacar que estos tipos de enfermedades son las de mayor índice y por ende, es de mucha preocupación para las autoridades encontrar la mejor manera de contrarrestarlas.

➤ **Diez primeras causas de morbilidad:**

Parasitismo	11.36%
Amigdalitis	10.86%
BNM	10.43%
Amebiasis	9.49%
Resfrío común	9.20%
Impétigo	4.74%
ITU (Infección del Tracto Urinario)	4.44%
SDA	4.41%
Bronquitis	4.22%

Micosis	4.03%
Resto de causas	26.80%

➤ **Diez primeras causas de mortalidad.**

Insuficiencia cardiaca	10%
Neumonía	20%
Cáncer gástrico	10%
Paro cardiaco	10%
Trauma intracraneal	10%
Asfixia por estrangulación	10%
Bronconeumonía	10%
Gastroenterocolitis	10%
Herida punzo cortante en el cuello	10%

De estos resultados proporcionados por el Centro de Salud de la cabecera municipal, se determina la importancia que tiene para la población, la ejecución de proyectos como la introducción de agua apta para el consumo humano, debido a que esto tendría un efecto positivo en la conservación del ambiente, pues implicará baja proliferación de enfermedades de orden parasitaria.

2. DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA EL CASERÍO DE ZACULEU, LA LIBERTAD, PETÉN

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto de diseño de la línea de conducción y distribución consiste en determinar la cantidad, calidad y diámetro adecuado de la tubería para poder conducir el agua necesaria que satisfaga las demandas de la población.

Primero se tiene que determinar cuáles dotaciones se usarán en el diseño del sistema, de acuerdo con la necesidad de la población, asimismo se determinarán los valores para cuantificar las demandas máximas diarias y horarias que requiera el proyecto.

Se verificarán después si la fuente de agua propuesta es capaz de cubrir la demanda, y si la fuente no tiene impedimentos técnicos o legales que impidan su empleo.

Analizar la calidad física, química sanitaria y bacteriológica de las fuentes propuestas de acuerdo con los resultados de los análisis de laboratorio, los que deberán cumplir con las normas establecidas (COGUANOR 29001).

Determinar el interés y la capacidad económica de los habitantes para poder contribuir con la ejecución de las obras.

Hacer un predimensionamiento de las posibles obras a efectuar, tanto en agua potable como en saneamiento, estimando longitudes y diámetros de

tuberías, cantidades y volúmenes de obra, número de letrinas a instalar y hacer una estimación global del costo de las obras, con base en la población actual y futura.

2.2 Criterios y bases de diseño

En el diseño de una red de distribución de agua, se deben de tener en cuenta una serie de normas que ayudarán a definir con mayor exactitud los factores más importantes para el óptimo funcionamiento del sistema.

Los parámetros de diseño en el proyecto de abastecimiento de agua potable para el caserío de Zaculeu, se describen a continuación:

a). Población actual	315 habitantes. (2006)
b). Viviendas actuales	52
c). Período de diseño	22 años
d). Tasa de crecimiento poblacional	2.5 %
e). Población y año futuro	543 habitantes. (2028).
f). Viviendas en el futuro	90
f). Dotación	150 l/h/d.
g). Factor día máximo	1.2
h). Factor hora máxima	2.5
i). Aforo	8.6 l/s
j). Horas de bombeo	8

2.2.1 Dotación y tipos de servicios

La dotación es la determinación de la cantidad de consumo de agua utilizada en cualquier lugar por la población, para cubrir todo tipo de necesidades de la mejor forma posible. Desde el punto de vista económico, la consideración de la dotación es importante, ya que a mayor dotación, mayor será el diámetro de la tubería y, por consiguiente, mayor el costo del proyecto.

En acueductos rurales, la dotación es únicamente para el consumo doméstico. Para determinar la dotación se tomarán en cuenta los siguientes valores:

Tabla IV. Dotaciones

Servicio a base de llenacántaros	40 a 60 lts.
Servicio mixto: llenacántaros-conexiones prediales	60 a 90 lts.
Servicio exclusivo: conexiones prediales fuera del domicilio	60 a 120 lts.
Servido de conexiones domiciliarias con opción a varias unidades	90 a 150 lts
Servicio de pozo excavado, con bomba de mano	30 lts.

Fuente: Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales, Instituto de Fomento Municipal. Pág. 21

De acuerdo con las normas y debido a que la comunidad tiene un clima calido, se decidió adoptar una dotación de 150 litros/habitante/día. El tipo de servicio útil en el área rural, es el servicio de conexiones prediales o domiciliarias, y de acuerdo con la producción de la fuente, el tipo de servicio más adecuado y factible en el diseño de esta red de distribución, es el de conexiones domiciliarias.

2.2.2 Tasa de crecimiento poblacional

Según los datos poblacionales del Instituto Nacional de Estadística, obtenidos de censos anteriores, además de parámetros utilizados en la Oficina de Planificación Municipal, se optó por una tasa del 2.5%, tomada en cuenta para estimar la población futura.

2.2.3 Periodo de diseño y población futura

Se entiende como período de diseño de un sistema de abastecimiento de agua o de sus componentes, al tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en el que sobrepase las condiciones establecidas en el diseño. Con base en las normas establecidas, las partes del proyecto fueron diseñadas para un período que oscila entre los 10 y 20 años, más dos años para hacer todos los trámites necesarios antes de la ejecución del mismo.

Entre los diferentes métodos que existen para calcular el crecimiento de una población y estimar la población futura de diseño, se tienen:

- de incremento aritmético
- de incremento geométrico
- exponencial
- de saturación

La confiabilidad de los pronósticos de la población es relativa en cualquiera de los métodos empleados, ya que depende de muchos factores que la mayoría de veces son imprevisibles, ya sean de carácter social, económico o político. Tomando en cuenta todo esto, se debe tener una estimación futura lo más real posible.

La población futura del área que cubrirá el sistema de agua, se calcula según la fórmula de crecimiento geométrico siguiente:

$$P_f = P_a \times (1 + r/100)^n$$

Donde:

P_f = población futura

P_a = población actual

r = tasa de crecimiento poblacional

n = período de diseño (en años)

Sustituyendo datos en la fórmula anterior se obtiene:

$$P_f = 315 * (1 + 2.5/100)^{22}$$

$$P_f = 543 \text{ Hab.}$$

Justificación: se utilizó el método geométrico, ya que toma en cuenta la tasa de crecimiento poblacional de acuerdo con la región geográfica en la que se esté trabajando. Además porque el diseñador debe realizar un censo poblacional del lugar, para verificar y evaluar la información a utilizar y así obtener un resultado real.

2.2.4 Factor de consumo y caudales

Cuando se realiza un estudio de consumo, la parte más difícil, es la obtención de información; ya que esto implica tener datos de medición de consumos de la población a servir, durante un lapso prudencial de tiempo. Durante el día, el caudal dado por una red pública varía continuamente: en horas diurnas supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día y los valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

2.2.4.1 Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que va a consumir la población durante un día (24 horas), el cual se expresa como el promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cuando no se conocen registros, generalmente se asume como el producto de la dotación por el número posible de usuarios al final del período de diseño; se calcula según la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{\text{dotación} \times P_f}{86400}$$

$$Q_m = \frac{150 \text{ l/ hab /dia} \times 543 \text{ hab}}{86400\text{seg.}}$$

$$Q_m = 0.943 \text{ litros / seg.}$$

2.2.4.2 Caudal máximo diario

Es el día de máximo consumo de una serie de registros obtenidos en un año, regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población; el valor que se obtiene es utilizado en el diseño de la fuente, captación, línea de conducción y la planta de tratamiento.

A falta del registro, el consumo máximo diario (CMD) será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo (FDM) según las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal y la Dirección General de Obras Públicas, Se establece que oscile entre 1.2 y 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes, por lo que en este caso se utilizará un factor de 1.2 debido a que hay menos de 1000 habitantes, con lo cual se tiene:

$$Q_{DM} = F_{DM} \times Q_{md}$$

Donde:

Q_{DM} = Caudal de día máximo o máximo diario.

F_{DM} = Factor de día máximo

Q_{md} = Caudal medio diario.

$$Q_{DM} = 1.2 \times 0.943 \text{ l/s}$$

$$Q_{DM} = \mathbf{1.13 \text{ litros /seg.}}$$

2.2.4.3 Caudal máximo horario

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea o red de distribución. Es la hora de máximo consumo del día; el valor obtenido se usará para el diseño de la línea de distribución o la red de distribución.

Para determinar este caudal se debe multiplicar el consumo medio diario por el coeficiente o factor de hora máxima (FHM) según las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal y la Dirección General de Obras Públicas, Se establece que oscile entre 2.0 a 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

La selección del factor se hace en función inversa al tamaño de la población a servir, por lo que para el presente estudio el factor de hora máxima tendrá un valor de 2.5.

El caudal máximo horario se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{HM} = F_{HM} \times Q_{md}$$

Donde:

Q_{HM} = caudal máximo horario o de hora máxima

F_{HM} = factor de hora máxima

Q_{md} = caudal medio diario.

$$Q_{HM} = 2.5 \times 0.943 \text{ li / s}$$

$$Q_{HM} = \mathbf{2.36 \text{ litros / seg.}}$$

2.2.4.4 Caudal de bombeo

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo, se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes el período de bombeo, el cual se determina en función del caudal que proporciona la fuente; en este caso se determina el período que se necesita para abastecer a todas las viviendas en este proyecto.

Dicho período afecta directamente el diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación. El Instituto de Fomento Municipal y la Dirección General de Obras Públicas, recomienda que el período de bombeo sea de 8 a 12 hrs.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que debe diseñarse para un período de 10 años, más no el resto de los componentes del sistema; por lo que la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea suficiente para abastecer a una población futura de 20 años, como este caso.

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

$$Q_b = \frac{Q_{MD} \times 24 \text{ hrs.}}{HB}$$

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo en li/seg.

Q_{MD} = Caudal de conducción o de día máximo en li/seg.

HB = Número de horas de bombeo al día.

$$Q_b = \frac{1.13 \text{ li/s} \times 24 \text{ hrs.}}{8 \text{ hrs.}}$$

$$Q_b = 3.39 \text{ litros / seg.}$$

2.2.5 Calidad del agua y sus normas

El agua potable debe llenar ciertas condiciones, tales como:

1. Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
2. Inodora, insípida y fresca.
3. Aireada, sin sustancias en disolución y sobre todo sin materia orgánica.
4. Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

Para el análisis del agua es indispensable realizar los siguientes exámenes:

- Bacteriológico
- Físico-químico

Para garantizar que el agua pueda ser bebida por una población es necesario que cumpla con los requisitos mínimos establecidos por las normas COGUANOR NGO 29-001

2.2.5.1 Examen bacteriológico

El examen bacteriológico se hace con el fin de establecer la probabilidad de contaminación del agua con organismos patógenos, porque éstos pueden transmitir enfermedades. Este examen se apoya en métodos estadísticos, los cuales determinan el número más probable de bacterias presentes. Dicho examen es útil como control de calidad, para verificación de alguna eventual contaminación, los cuales deben hacerse periódicamente por seguridad y previsión de cualquier brote de contaminación que pueda causar daños a la salud de la población en general.

Según los resultados de los exámenes de calidad de agua que se presentan en el anexo; desde el punto de vista bacteriológico, el agua es apta para el consumo humano, por ese motivo, se sugiere implementar una desinfección mínima con cloro o hipoclorito de calcio, para aprovechar los efectos residuales del cloro; con esto, se logrará un mayor nivel de seguridad, pues se disminuirán los riesgos de contaminación del agua.

2.2.5.2 Análisis físico y químico

Este análisis determina las características físicas y químicas del agua tales como: el aspecto, el color, el olor, el sabor, su pH y su dureza. Específicamente para este proyecto, desde el punto de vista físico-químico, el agua es apta para consumo humano de acuerdo con los resultados de los exámenes de calidad de agua que se presentan en el anexo.

2.3 Levantamiento topográfico

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

Las notas realizadas en la libreta de campo deben ser lo más claras posibles, especificando los problemas que se puedan suscitar en el trayecto de la tubería. Es necesario realizar inspecciones preliminares para formarse un criterio sobre los elementos que serán determinantes en el diseño hidráulico del sistema.

Los levantamientos topográficos para acueductos rurales contienen las dos acciones principales de la topografía las cuales son:

- Altimetría
- Planimetría

La planimetría y altimetría pueden ser de 1er., 2do. y 3er. Esto dependiendo de las características del proyecto y las normas que el diseñador utilice. En la realización de este proyecto se aplicó una topografía de segundo orden; para el levantamiento topográfico se utilizó un teodolito, trípode, estadal, cinta métrica y plomadas.

2.3.1 Planimetría

El levantamiento planimétrico se ejecutó como una poligonal abierta, utilizando para ello el método de conservación de Azimut con vuelta de campana.

Las distintas horizontales (Dh) se calcularon, según la siguiente fórmula:

$$Dh = \Delta H * 2h * \text{seno}^2 \beta$$

Donde:

ΔH = diferencia de hilos (superior – medio).

$2h$ = 2 veces la constante de lectura horizontal del aparato.

β = ángulo vertical.

2.3.2 Altimetría

Las diferencias de nivel entre puntos de las líneas, se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$CPO = CEA + AI - HM + DH * (\tan (90 - \beta))$$

Donde:

CPO = cota del punto observado

CEA = cota de la estación anterior

AI = altura del instrumento

HM = lectura del hilo medio

β = ángulo vertical.

2.4 Diseño hidráulico del sistema

2.4.1 Tipos de tuberías

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

Tubería de PVC de 160, 250 y 315 psi.

2.4.2 Diámetros de tuberías

Para el diseño hidráulico, el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo con el tipo de sistema que se trate; sin embargo, para todo diseño, se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial.

2.4.3 Coeficiente de fricción.

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

2.4.4 Presiones y velocidades

La presión hidrostática en la línea de conducción se recomienda mantenerla, en lo posible, debajo de 80 m.c.a. La máxima presión permisible es de 90 m.c.a. La presión hidrodinámica en la línea no debe ser mayor de 60

m.c.a. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.6 y 3 m/s, en todo el sistema.

2.4.5 Equipo de bombeo

La bomba a utilizar será sumergible de 7.5 HP; el equipo funcionará con energía eléctrica y el tiempo máximo de bombeo será de 8 horas. La capacidad de la bomba y la potencia del motor deberá ser suficiente para elevar el caudal de bombeo provisto contra la altura máxima de diseño; la eficiencia de la bomba en ningún momento será menor del 60%. La capacidad del motor deberá calcularse para suministrar la potencia requerida por la bomba (considerando el rendimiento del conjunto), más una capacidad de 10 a 25% para compensar el desgaste normal del equipo. La bomba sumergible vertical, es la recomendada para este proyecto, debido a que: es más fácil de instalar y más eficiente, de fácil mantenimiento y reparación. También hay que tomar en cuenta que debe ser de etapas múltiples debido a la gran potencia que se requiere.

A la salida de los equipos de bombeo deberán proveerse como mínimo los siguientes dispositivos:

1. Manómetro de descarga
2. Tubería de limpieza.
3. Válvulas de retención y de paso en la línea de descarga.
4. Junta flexible en la línea de descarga.
5. Protección contra golpe de ariete si fuera necesario.
6. Elementos que permitan determinar en cada caso la altura del nivel de bombeo.

2.4.6 Válvula disipadora del golpe de ariete

El golpe de ariete o choque hidráulico es causado por la transformación brusca de la energía cinética del agua en energía de presión (sobre presión), en el caso de cierre de una válvula o de parada de un equipo de bombeo. En el caso de una apertura de una válvula o puesta en marcha de un equipo de bombeo, es producido por el cambio de energía de presión (es decir disminución de la presión hidrostática) en energía cinética.

La válvula disipadora debe de seleccionarse tomando en cuenta factores tales como la carga total a vencer, altura de la columna de agua del sistema, presión máxima del sistema de bombeo, sobre presión, tipo de tubería. Debido a la gran carga del sistema, la válvula disipadora del golpe de ariete debe de soportar como mínimo 315 PSI lo cual equivale a 221 metros columna de agua.

2.4.7 Tramo de impulsión

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

La tubería de este tramo será elegida tomando en cuenta factores tales como: diámetro económico, presión estática, presión dinámica y la sobre presión, más conocida como golpe de ariete.

2.4.8 Almacenamiento del agua

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo.

Se diseñó un tanque de piedra bola, con las siguientes funciones:

1. Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
2. Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.
3. Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
4. Regular presiones en la red de distribución.
5. Obtener reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, sólo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población, en toda época del año.

En cuanto a la estructura que se va a utilizar, ésta dependerá de varios factores:

Cuando hay niveles topográficos aprovechables, en las cercanías de la localidad, que permiten obtener presiones aceptables con diámetros económicos, se emplearán tanques de concreto armado sobre el terreno o semienterrados (se prefieren los primeros por el poco mantenimiento que requieren durante su vida útil).

Cuando las condiciones topográficas del terreno así lo requieran, se utilizarán tanques elevados, ya sea de concreto armado, pretensado, postensado o de metal; estos tanques de almacenamiento normalmente son abastecidos por bombeo, en el que se tendrá en cuenta el período de bombeo, período de diseño y las variaciones horarias en el consumo; además, se

deberán tomar en cuenta aspectos como: el nivel mínimo del agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución, y que la tubería de rebalse se descargue libremente. Además deberá proveerse de un paso directo que permita mantener el servicio, mientras se efectúe el lavado o reparación del tanque (by-pass).

Todos los tanques deberán tener los siguientes dispositivos:

1. Cubierta hermética que impida la penetración de agua, polvo, aves, etc., del exterior, con su respectiva escotilla de visita para inspección y limpieza.
2. Tubo de ventilación, que saque el aire durante el llenado, en diámetro no menor de 2", con abertura exterior hacia abajo y provista de rejilla, que impida la entrada de insectos.
3. Válvula de flote, y cierre automático, cuando el depósito se ha llenado (si lo cree necesario el diseñador).
4. Tubería de entrada al tanque, que estará situada cerca del acceso, para facilitar el aforo en cualquier momento.
5. Diámetro mínimo de la tubería de rebalse, que será igual al de la tubería de entrada al tanque.
6. En tanques no elevados, se colocará el tubo de salida, al lado opuesto respecto al de entrada, de tal forma que haya circulación de agua en el tanque y se reduzca al mínimo, la posibilidad de un corto circuito.
7. Escaleras interiores y exteriores, en caso de que las dimensiones excedan 1.20 m. de alto.
8. El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático.
9. Las paredes de los tanques enterrados deben sobresalir no menos de 30 cm. de la superficie del terreno; el techo deberá tener una pendiente, que

permita drenar hacia fuera, para evitar la entrada de aguas superficiales o de lluvia.

10. El tubo de desagüe debe tener con su correspondiente llave de compuerta y de diámetro mínimo de 4", que permita vaciar el tanque en 2 ó 4 horas. Para facilitar la operación de las llaves y válvulas, éstas deben ubicarse, en lo posible, en una caja común o cámara seca.
11. Los extremos de las tuberías de rebalse y desagüe deben protegerse con cedazo y tela metálica, para impedir el paso de insectos y otros animales, y no se conectarán directamente al sistema de alcantarillado; deberán tener una descarga libre de 15 centímetros como mínimo.
12. No deben de ser transparentes o tener la menor cantidad de luz posible.

2.4.9 Volumen de almacenamiento del agua

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas, el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y UNEPAR recomienda utilizar sistemas por gravedad 25 a 40% del consumo medio diario estimado y sistemas por bombeo de 40 a 65%. Entonces, en este caso se construirá un tanque de almacenamiento con muros y cimientado de piedra y una losa en dos sentidos simplemente apoyada que sea capaz de almacenar el 40% del consumo medio diario estimado en este proyecto.

Cuando el suministro de agua se considere seguro y continuo, en la cantidad prevista en el proyecto, se puede prescindir del volumen de reservas para contingencias, a fin de mantener bajo el costo inicial del sistema.

Resumiendo, el volumen total del tanque será:

1. Para poblaciones menores de 1,000 habitantes, el 40% del consumo medio diario de la población, el cual no considera reservas para eventualidades.
2. Para poblaciones entre 1,000 y 5,000 habitantes, el 40% del consumo medio diario, más un 10% para eventualidades.
3. En poblaciones mayores de 5,000 habitantes el 45 % del consumo medio diario, más un 10% para eventualidades.
4. En el caso de sistemas por bombeo, la reserva mínima deberá ser la del 40% al 65% de un día de consumo medio, salvo en los casos en que se necesite proveer una capacidad adicional para contingencias o incendios.

El volumen de almacenamiento se calcula por la expresión:

$$\text{Volumen} = 40\% * Q_m$$

Sustituyendo.

$$Q_m = 0.943 \text{ l/s}$$

$$1 \text{ día} = 86400 \text{ Segundos}$$

$$1 \text{ m}^3 = 1000 \text{ Litros.}$$

$$\text{Volumen} = 0.40 * (0.943 \text{ litros/segundos}) * (86400/1000)$$

$$\text{Volumen} = 30 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Volumen de almacenamiento} = 30 \text{ m}^3$$

2.4.10 Diseño del tanque proyectado

El tanque poseerá muros construidos de concreto ciclópeo lo cual significa que estarán hechos de piedra bola y las medidas de la roca variarán

desde dos hasta seis pulgadas de diámetro, las cuales se unirán entre si con mezcla de cemento o sabieta, utilizando una proporción de 1:2:3.

Los muros del tanque estarán sometidos a fuerzas del agua y del suelo, por lo cual se procederá a realizar su diseño, tomando en cuenta las dimensiones propuestas.

a) Diseño de losa:

Las dimensiones de la losa serán de 5.3 mts * 4.3 mts., empleándose el método 3 de la *American Concrete Institute (ACI)*.

Descripción	Losa
A/B	0.81 E 0.5
Refuerzo	2 sentidos
Espesor (t)	10 cm.

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

Cargas:

Carga muerta (CM)

Son cargas que estarán durante toda la vida útil del proyecto.

$$W \text{ propio de losa} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.1 \text{ mts.} = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobre cargas} = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total carga muerta} = 330 \text{ Kg/m}^2$$

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

Carga viva (CV)

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

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

Carga última (CU)

Es cuando se le han aplicado los factores que recomienda el ACI a las cargas vivas y muertas.

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

$$CU = 598 \text{ kg/m}^2$$

➤ Cálculo de momentos (caso uno)

M_A = Es el momento generado en el lado mas corto de la losa.

M_B = Es el momento generado en el lado mas largo de la losa.

CADL = Factor de momentos de carga muerta.

CALL = Factor de momentos de carga viva

$$M_{A(+)} = A^2(CADL*CMu + CALL*CVu)$$

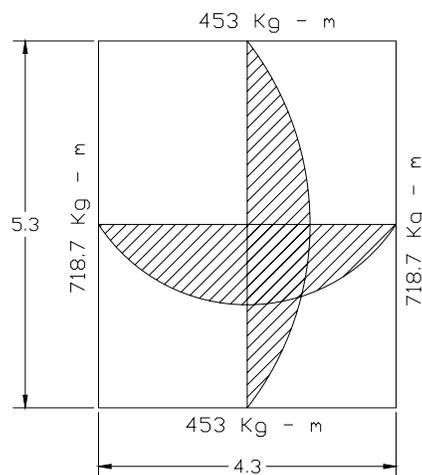
$$M_{A(-)} = A^2(CAneg*CU)$$

$$M_{A(+)} = 4.3^2(0.056 * 462 + 0.056 * 136) = 619 \text{ Kg - m}$$

$$M_{A(-)} = 4.3^2(0.065 * 598) = 718.7 \text{ Kg - m}$$

$$M_{B(+)} = 5.3^2(0.023 * 462 + 0.023 * 136) = 386.3 \text{ Kg - m}$$

$$M_{B(-)} = 4.3^2(0.027 * 598) = 453.54 \text{ Kg - m}$$



➤ **Cálculo del área de acero**

$$M_A = 718.7 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_B = 453.54 \text{ Kg} - \text{m}$$

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

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d) - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

$A_s = 2.6 \text{ cm}^2$ para momento en A (Área de acero necesaria para el lado A)

$A_s = 1.62 \text{ cm}^2$ para momento en B (Área de acero necesaria para el lado B)

Chequeo del área mínima de acero que requerirá la losa.

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * \rho_{\min} * b * d$$

$$\rho_{\min} = 14.1/f_y \quad \rho_{\min} = 14.1/4220 \quad \rho_{\min} = 0.00334$$

$$A_{s_{\min}} = 0.4 * 0.00334 * 100 * 7.5$$

$$\mathbf{A_{s_{\min}} = 1.002 \text{ cm}^2}$$

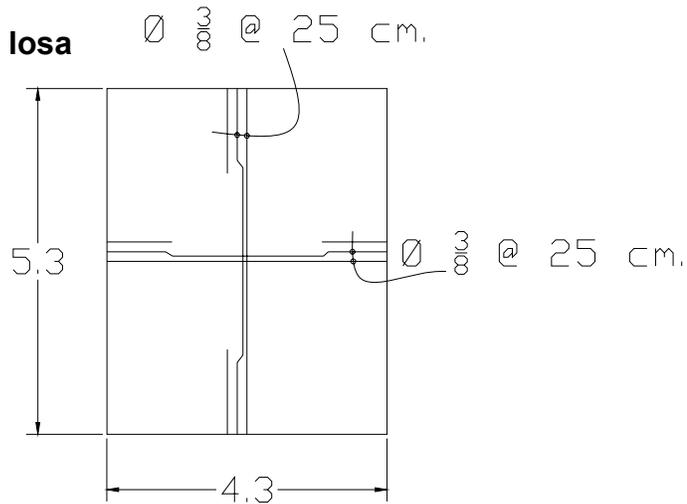
Debido a que el área mínima de acero es menor que la que necesitan los lados A y B ocuparemos el área encontrada para cada uno de los lados.

Área	Espaciamiento	
2.6 cm ²	100 cm.	} Para momento en A
0.71 cm ²	S	
		S = 27.3 cm

Área	Espaciamiento	
1.62 cm ²	100 cm.	} Para momento en B
0.71 cm ²	S	
		S = 43.8 cm

Se utilizará un espaciamento de **S = 25 cm.**

Figura 1. Armado de la losa



➤ **Diseño de la viga a flexión.**

Diseño a flexión

$F'c$ = Resistencia que tiene el concreto.

Fy = Es la resistencia que tiene el acero.

Cmu = Es la carga muerta.

Cvu = Es la carga viva.

CU = Es la suma de la carga muerta mas la carga viva.

t = Espesor de la viga.

δc = Peso especifico del concreto

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

$$Cmu = 462 \text{ kg/m}^2$$

$$Fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cvu = 136 \text{ kg/m}^2$$

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

$$CU = 598 \text{ kg/m}^2$$

$$\delta c = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$Rec = 4 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$WL1 = (598 \text{ kg/m}^2 * 4.3\text{m}) / 5.3 \text{ m} = 485.2 \text{ kg/m}$$

$$Wviga = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 * 0.20 = 72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga total} = 72 \text{ kg/m} + 485.2 \text{ kg/m} = 557.2 \text{ kg/m}$$

$$M = (557.2 \text{ kg/m} * 5.3^2) / 8 = 1956.5 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d) - \frac{M_u * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

As = 3.78 cm² (Área de acero que necesita la viga para poder resistir las cargas que existen sobre ella)

Chequeo con el área máxima y mínima de acero

$$\rho_b = 0.85 * b * (F'c) / (F_y) * 6090 / (6090 + F_y)$$

$$\rho_b = 0.028$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b * (\text{zona sísmica}) = 0.5 * 0.028 = 0.014$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0.014 * 16 * 15$$

As_{max} = 3.86 cm² (Área máxima de acero)

$$\rho_{min} = 14.1 / F_y = 14.1 / 2810 = 0.0033$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d = \quad \quad \quad \mathbf{As_{min} = 0.8 \text{ cm}^2}$$
 (área mínima de acero)

$$\mathbf{3.86 \text{ cm}^2 \leq 3.78 \text{ cm}^2 \leq 0.8 \text{ cm}^2}$$

Chequeo contra cortante

$$V = (557.2 * 5.3) / 2$$

$$V = 1476.58 \text{ Kg.}$$

Cortante en la esquina

$$V = (557.2 * 5.3) = 2953 \text{ Kg.}$$

Armado de la viga

6 No. 3 y estribos @ 20 cm.

➤ **Diseño de las paredes del tanque**

Datos:

$$\text{Peso específico del suelo } (\delta_s) = 1,400 \text{ Kg./m}^3.$$

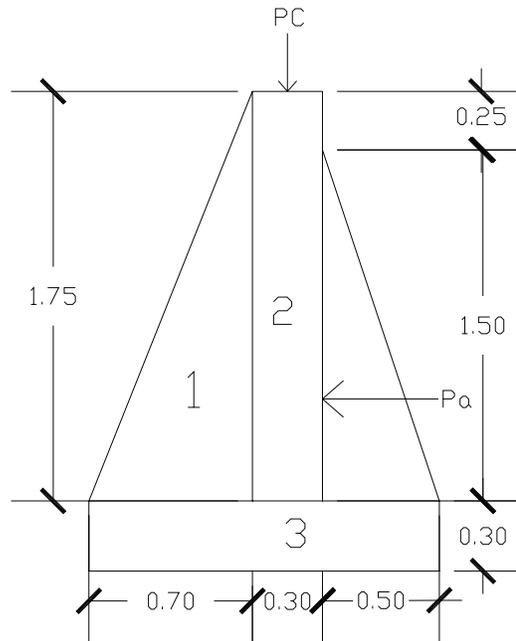
$$\text{Peso específico del concreto } (\delta_c) = 2,400 \text{ Kg./m}^3.$$

$$\text{Peso específico del concreto ciclópeo } (\delta_{cc}) = 2,500 \text{ Kg./m}^3.$$

$$\text{Ángulo de fricción } (\varphi) = 25^\circ$$

$$\text{Valor soporte del suelo } (V_s) = 20 \text{ Ton/m}^2$$

Figura 2. Diagrama de fuerzas sobre las paredes del tanque



Carga uniforme distribuida (W)

$$W_{\text{losa}} + \text{viga de carga} = 557.2 \text{ Kg./m}$$

$$W = 557.2 \text{ Kg/m}$$

Consideramos W como carga puntual (Pc)

$$Pc = 557.2 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 557.2 \text{ kg}$$

El momento que ejerce la carga puntual es:

$$Mc = 557.2 \text{ kg} * (0.7 + (0.3/2)) = 473.62 \text{ kg-m}$$

$$\mathbf{Mc = 473.62 \text{ Kg - m.}}$$

Fuerza activa Fa (Fuerza del agua)

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

$$Fa = 1000 \text{ kg/m}^3 * 1.5^2/2 = 1125 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo respecto de 0

$$Mact = Fa * H/3 = 1125 * ((1.5/3) + 0.3) = 900 \text{ kg-m}$$

$$\mathbf{Mact = 900 \text{ Kg - m.}}$$

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

Sección	$\delta_{cc} * A = W(\text{kg/m})$	Brazo (m)	MR (Kg – m/m)
1	$2,500(0.7 * 1.75/2) = 1531$	$2/3(0.7) = 0.47$	719.57
2	$2,500(0.3 * 1.75) = 1312.5$	$(0.7 + 0.3/2) = 0.85$	1115.63
3	$2,500(0.3 * 1.5) = 1125$	$(1/2 + 0.25) = 0.75$	843.75
$\Sigma = 3968.5$			$\Sigma = 2678.95$

Carga total (WT) = W + WR

$$WT = 557.2 + 3968.5 = 4525.7 \text{ kg/m}$$

Verificación de la estabilidad contra el volteo ($F_{sv} > 1.5$)

$$F_s = \frac{MR + MC}{Mact} = \frac{2,678.95 + 473.62}{900} = 3.5$$

$$F_s = 3.5 > 1.5 \text{ ok.}$$

Verificamos la estabilidad contra deslizamiento ($F_{sd} > 1.5$)

$F_d = WT * \text{Coeficiente de fricción}$

$$F_d = 4525.7 * 0.9 \text{ Tg}(25^\circ) = 1,899.33 \text{ kg}$$

$$F_{sd} = F_d / F_a = 1,899.33 \text{ kg} / 1125 \text{ kg} = 1.69$$

$$F_{sd} = 1.69 > 1.5 \text{ ok.}$$

Verificación de la presión bajo la base del muro, $P_{max} < V_s$ y $P_{min} > 0$

Donde la excentricidad (e_x) = Base/(2 – a)

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

$$a = \frac{2678.95 + 473.64 - 900}{4525.7} = 0.497$$

$$ex = \frac{1.5}{2 - 0.497} = 0.253m \quad ex = \text{Es el punto donde se esta aplicando la fuerza.}$$

Módulo de sección (Sx)

$$Sx = \frac{1}{6} * base^2 * long$$

$$Sx = \frac{1}{6} * 1.5^2 * 1 = 0.38m^3$$

La presión es:

$$P_{max} = \frac{WT}{A} \pm \frac{WT * ex}{Sx}$$

$$P_{max} = \frac{5256.57}{1.5 * 1} \pm \frac{5256.57 * 0.42}{0.38} = 6030.03Kg / m^2$$

$$P_{max} = 6,030.3 \text{ kg/m}^2 < 15,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{min} = 3.97 \text{ kg/m}^2 > 0$$

2.4.11 Desinfección del agua

Para este sistema se propone usar tabletas de hipoclorito de calcio $Ca(ClO_2)$ con no menos del 65% de ingredientes activos y con las siguientes dimensiones para cada tableta: diámetro de 3 1/8", alto 1 1/4" y un peso de 300 gramos.

El funcionamiento del hipoclorador tendrá que ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica, y deberá permitir el flujo de agua a través

de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución. El rango de flujo a través del clorador deberá estar entre 5 y 20 galones por minuto.

Sus dimensiones aproximadas deberán ser de 0.30 metros de diámetro y 0.90 metros de alto, y deberá instalarse en una caja a la entrada del tanque de distribución, graduando el flujo para que permita que la cantidad de cloro residual en el punto más alejado de la red de distribución, esté entre 0.7 y 1.5 partes por millón.

La caja para el hipoclorador tiene como finalidad protegerlo y deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Sus dimensiones interiores deben ser de 1.00 x 1.00 metros en planta y 1.00 metro de altura.

Según la norma COGUANOR 29001, como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se le debe aplicar al agua es de 2 p.p.m. (partes por millón), es decir, 2 gramos por metro cúbico de agua.

Para calcular el flujo de cloro (FC) en gramos/hora se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde:

Q = caudal de agua conducida, (3.39 L/s) = 203.4 L/min

DC = demanda de cloro, 0.2 mg/L

Por lo tanto, sustituyendo estos datos en la fórmula de FC se tiene lo siguiente:

$$FC = 203.4 \text{ L/min} \times 2 \text{ PPM} \times 0.06 = 24.41 \text{ gr/hr}$$

$$\mathbf{FC = 24.41 \text{ gr/hr.}}$$

Luego se hace la conversión para pasarlo a litros/min, obteniéndose los siguientes resultados: FC = 10.5 litros/min. Luego, se procede a calcular el tiempo que se necesita para llenar un recipiente de un litro utilizando la siguiente fórmula:

$$t = 60/SC$$

Donde:

t = tiempo de llenado de un recipiente de un litro en segundos.

SC = flujo de solución de cloro (7.33 Lt/min).

$t = 60/10.5 = 5.71$ seg, que es el tiempo en que un recipiente de un litro debe de llenarse completamente. El flujo de cloro del hipoclorador es de 24.41 gr/hr, entonces la cantidad de tabletas que se consumirán en un mes son:

$$24.41 \text{ g/hr} \times 24\text{hr}/1\text{día} \times 30 \text{ días}/1 \text{ mes} = 10,468 \text{ gr/mes} \times 1 \text{ tableta}/300 \text{ gr} = 59$$

Total = 59 tabletas/mes

2.4.12 Red de distribución

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

1. 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; en caso contrario se utilizará este último.

2. La distribución de gastos debe hacerse mediante cálculo, de acuerdo con el consumo real de la localidad, durante el período de diseño.
3. Se deberá tratar de servir, directamente, al mayor porcentaje de la población con conexiones domiciliarias, aunque se podrían instalar llenas cántaros, si la capacidad de la fuente no lo permitiera.
4. Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios, las 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.

Es necesario terminar los ramales abiertos en puntos de consumo, para evitar estancamientos indeseables; de lo contrario, se deberá proveer de una válvula de compuerta para la limpieza de esta tubería. Este método se utiliza cuando el circuito no se puede cerrar, debido a condiciones topográficas o por la economía del proyecto. Para diseñar la red de distribución, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

2.4.12.1 Caudal de diseño

El diseño se hará utilizando el caudal máximo horario (Q_{mh}). Habiendo considerado el número de viviendas a abastecer en cada ramal, se calcula el caudal máximo horario y el caudal simultáneo, utilizando el mayor de los dos; y mediante el criterio de continuidad se determina el caudal de distribución en cada punto.

Dicho de otra forma, para el diseño debe tomarse en cuenta el mayor de los caudales siguientes:

$$\text{Caudal máximo horario} = F_{\text{hora máxima}} * (Q_{\text{medio}})$$

2.4.12.2 Presión estática en la tubería

Se produce cuando todo el líquido de la tubería y del recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente. La máxima presión estática que soportan las tuberías es de 160 PSI = 90 mca, teóricamente pueden soportar más, pero por efectos de seguridad, si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 PSI o HG.

En la línea de distribución, la máxima presión estática permitida es de 80 mca, ya que a mayores presiones fallan los empaques de válvulas y grifería, a menos que sea necesario utilizar presiones mayores por necesidad de salvar puntos altos.

2.4.12.3 Presión dinámica en la tubería

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, que se disminuye por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería; lo que era altura de carga estática, ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión, conocida como pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía, respecto a la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería. La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota de terreno de ese punto. La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 m.c.a., que es la necesaria, para que el agua pueda subir con cierta presión a las llaves de chorro. Se pueden tener presiones hasta 7 m.c.a. siempre que sea debidamente justificado. La presión máxima sugerida es de 40

m.c.a., pudiendo exceder este límite siempre y cuando se tengan razones justificadas para hacerlo.

2.4.12.4 Línea piezométrica

Es la forma de representar gráficamente los cambios de presión en la tubería. Esto indica, para cada punto de la tubería, 3 elementos: “la distancia que existe entre la línea piezométrica y la presión estática en cada punto, que representa la pérdida de carga o la pérdida de altura de presión que ha sufrido el líquido, a partir del recipiente de alimentación, es decir, el tanque de distribución hasta el punto de estudio”. La distancia entre la línea piezométrica y la tubería, que representa el resto de presión estática, es decir, la presión que se mediría si se pone en el momento del flujo un manómetro en ese punto. Esta presión está disponible para ser gastada en el recorrido del agua dentro de la tubería. “La pendiente de la línea piezométrica, que representa la cantidad de altura de presión que se está consumiendo por cada unidad de longitud en metros, que recorre el agua”. Cuanto mayor sea la velocidad, mayor será el consumo de presión por metro de tubería.

2.4.12.5 Verificación de velocidades

En todo diseño hidráulico, es necesario revisar la velocidad del líquido, para ver si ésta se encuentra entre los límites recomendados. Para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua con material en suspensión, sedimentable o erosivo, se consideran los límites de velocidad desde 0.60 m/s hasta 3 m/s máxima. Si se trata de agua sin material sedimentable o erosivo, no hay límite inferior y se dará lo que resulte del cálculo hidráulico. El límite superior se fijará solamente en precaución a la sobre presión, que se debe al golpe de ariete.

La fórmula que se va a utilizar es la siguiente:

$$V = 1.974*Q/D^2$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

Q = Caudal (m³/s)

D = Diámetro del tubo (m)

2.4.12.6 Descripción de la conexión domiciliar

Esta es la última unidad de todo sistema de agua potable y tiene como finalidad, suministrar finalmente el vital líquido en condición aceptable a la población, ya sea a través de un servicio domiciliar o bien un servicio tipo comunitario (llena cántaros o chorros públicos). Hoy en día, se construyen con tubería y accesorios de PVC, y dependiendo de las condiciones del funcionamiento del sistema, pueden incluir o no aparatos de medición del caudal servido (contadores de agua). Básicamente, consiste en una derivación de la tubería de la red a través de un tubo de diámetro pequeño, generalmente de ½ o ¾” de poca longitud, que termina en una llave de paso o en un medidor de caudal para la instalación interna del servicio en el domicilio y termina en un grifo en los servicios públicos.

Las conexiones domiciliarias estarán compuestas por los siguientes accesorios:

- Contador.
- Tee reductora PVC
- Niple (tubo) PVC longitud variable.
- Adaptador macho de PVC
- Llave de paso de bronce

- Tubo PVC longitud variable
- Codo PVC 90° con rosca
- Niple HG 1.50
- Codo HG 90°
- Niple HG 0.15
- Reducidor campana HG
- Tubería PVC Ø 2" o 3"
- Adaptador hembra PVC
- Válvula de chorro

2.5 Cálculo hidráulico

Población futura

$$P_f = P_o * (1 + (r/100))^n$$

$$P_f = 315 * (1 + 2.5/100)^{20}$$

P_f = 543 hab.

Caudal medio diario

$$Q_m = P_f * ((\text{Dot.})/86400)$$

$$Q_m = 543 * (150 / 86400)$$

Q_m = 0.943 l / seg.

Caudal máximo diario

$$Q_{md} = F_{md} * Q_m$$

$$Q_{md} = 1.2 * 0.943 \text{ l/seg.}$$

Q_{md} = 1.13 l/seg.

Caudal máximo horario

$$Q_{mh} = F_{mh} * Q_m$$

$$Q_{mh} = 2.8 * 0.943 \text{ l/s}$$

Q_{mh} = 2.64 l/seg.

Caudal de bombeo

$$Q_b = Q_{md} * (24/N)$$

$$N = 8 \text{ (horas de bombeo/día)}$$

$$Q_b = 1.13 \text{ l/s} * (24/8)$$

$$Q_b = 3.39 \text{ l/seg.}$$

Tramo de impulsión o bombeo (de E - A a E - F)

- Caudal de bombeo = 3.39 l/s
- Longitud del tramo= 210 m
- Cota de salida: 100.64 m
- Cota de llegada: 119.86 m
- Diferencia de alturas (h)= 19.21 m

a) Primero se obtendrán los diámetros económicos con la siguiente fórmula:

$$D = \sqrt{\frac{1.974 * Qb}{vel}}$$

$$D = 3.32'' \text{ para la velocidad mínima. (0.6 m/s)}$$

$$D = 1.83'' \text{ para la velocidad máxima. (3 m/s)}$$

Se utilizarán estos diámetros

2'', 2 1/2'', 3''

b) Se encontrará el precio por cada diámetro.

$$\text{Cantidad de tubos} = 210 \text{ m} / 6 \text{ m}$$

$$\text{Cantidad de tubos} = 37 \text{ tubos.}$$

Precio = 37 * 128.44 = Q 4,752.28 para el diámetro de 2"

Precio = 37 * 204.94 = Q 7,582.78 para el diámetro de 2 1/2"

Precio = 37 * 281.13 = Q 10,401.81 para el diámetro de 3".

c) Interés anual de la tubería.

$$C = \frac{i(i+n)^2}{(i+n)^2 - 1}$$

i = 15 % anual

n = 10 años.

$$C = \frac{0.15(0.15+10)^2}{(0.15+10)^2 - 1} = 0.1999$$

i = 0.199 * 4752.28 = Q 945.7 para tubería de 2"

i = 0.199 * 7582.78 = Q 1,508.97 para tubería de 2 1/2"

i = 0.199 * 10401.81 = Q 2,069.96 para tubería de 3"

d) Encontrando las pérdidas.

$$hf = \frac{(1743.811)(L)(Q_b)^{1.85}}{C^{1.85} \phi^{4.87}}$$

Donde:

hf = pérdidas por fricción en m.

L = Longitud del tramo en m.

Q_b = Caudal de bombeo en m^3/seg .

C = Coeficiente de rugosidad del material.

\emptyset = Diámetro interno de la tubería en pulg.

$h_f = 7.21$ m para la tubería de 2"

$h_f = 2.84$ m para la tubería de 2 1/2".

$h_f = 1.09$ m para la tubería de 3".

e) Cálculo del consumo de energía

Primero se encontrará la potencia para cada tubería en HP; luego se pasa a Kw y por último se multiplicará por las horas de bombeo al mes, para que el consumo nos quede en Kw – hr/mes.

$$POT = \frac{h_f * Q_b}{76 * e}$$

Donde:

POT = Potencia de la bomba.

h_f = Pérdida por fricción.

Q_b = Caudal de bombeo.

e = Eficiencia de la bomba.

$$POT_{2''} = \frac{7.21 * 3.34}{76 * 0.6} = 0.528HP * \frac{0.764Kw}{1HP} = 0.394Kw * 240hr / mes = 94.55Kw - hr / mes.$$

$$POT_{2\frac{1}{2}"} = \frac{2.84 * 3.34}{76 * 0.6} = 0.21HP * \frac{0.764Kw}{1HP} = 0.155Kw * 240hr / mes = 37.27Kw - hr / mes.$$

$$POT_{3"} = \frac{1.09 * 3.34}{76 * 0.6} = 0.08HP * \frac{0.764Kw}{1HP} = 0.059Kw * 240hr / mes = 14.3Kw - hr / mes.$$

f) Proyección en 10 años.

Costo = 4752.28 + 10(945.7) + 10(12)(94.55) = Q 25,555.28 diámetro de 2".

Costo = 4752.28 + 10(1508.9) + 10(12)(37.27) = Q 27,144.9 diámetro de 2 1/2".

Costo = 4752.28 + 10(2069.9) + 10(12)(14.35) = Q 32,823.4 diámetro de 3".

Por los resultados obtenidos se utilizará el diámetro de 2" para el diseño de la línea de conducción.

g) Golpe de ariete

El golpe de ariete se experimenta a lo largo del tramo de bombeo, éste depende directamente del módulo de elasticidad de los materiales a utilizar.

$$GA = \frac{145 * vel}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} * \phi}{E_{material} * e_{mat}}}}$$

GA = Golpe de Ariete

Eagua = Módulo de Elasticidad del agua

Emateria = Módulo de Elasticidad del material.

e = Espesor del material

$$GA = \frac{145 * 1.37}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 55.7}{28100 * 2.31}}} \approx 32.89m$$

h) Potencia de la bomba

$$POT = \frac{CDT * Q_b}{76 * e}$$

POT = Potencia de la bomba.

CDT = Carga dinámica total.

Q_b = Caudal de bombeo

e = Eficiencia de la bomba.

Cálculo de la Carga Dinámica Total (CDT)

$$CDT = h_d + hf_d + hf_v + hf_m$$

Donde

h_d = diferencia de altura entre el nivel de agua en la descarga y el ojo del impulsor en metros.

hf_d = pérdida de carga por fricción en la tubería de descarga en m.c.a.

hf_v = pérdida de carga por velocidad en la descarga en m.c.a.

hf_m = pérdidas menores de carga producidas por accesorios en m.c.a.

Altura (h_d) = 72.25 metros.

Pérdida (hf_d)

Esta pérdida se encontró anteriormente utilizando el diámetro de 2" y equivale a 7.21 metros.

Pérdida (hf_v)

$$hf_v = \frac{v^2}{2g} \quad v = \frac{1.974 * Q_b}{\phi^2}$$

$$v = \frac{1.974 * 3.34}{2.193^2} = 1.37$$

$$hf_v = \frac{1.37^2}{2 * 9.81} = hf_v = 0.0956$$

Pérdida (hf_m)

$$hf_m = 8.2 \times hf_v$$

$$hf_m = 8.2 \times 0.0956$$

$$hf_m = 0.78 \text{ m.c.a.}$$

$$CDT = 72.25 + 7.21 + 0.0956 + 0.78$$

$$\mathbf{CDT = 80.3 \text{ m}}$$

$$POT = \frac{80.3 * 3.34}{76 * 0.6} = 5.88HP$$

Se ocupara una bomba con una potencia de 7.5 HP.

$$\mathbf{POT = 7.5 \text{ HP.}}$$

i) Red de distribución

Tramo de la red (de E - F a E - I)

Se asumirá una pérdida que consiste en la diferencia de alturas para encontrar un diámetro, el cual servirá como base para encontrar el diámetro real.

$$\text{Cota de E - F} = 119.85$$

$$\text{Cota de E - I} = 100.64$$

$$hf = 119.85 - 100.64 \qquad hf = 19.21 \text{ m.}$$

$$\phi = \left(\frac{(1743.811)(l)(Q)^{1.85}}{C^{1.85} hf} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

$$\phi = \left(\frac{(1743.811)(126)(2.64)^{1.85}}{150^{1.85} 19.21} \right)^{\frac{1}{4.87}} = \phi = 1.47''$$

Obteniendo los resultados anteriores se tomará un diámetro de 2 ½" para el tramo inicial de la red de distribución.

$$hf = \frac{(1743.811)(126)(2.64)^{1.85}}{150^{1.85} 2.66^{4.87}} \quad hf = 1.08m$$

Con esos resultados se encontrará la presión dinámica en la E – I.

$$C_p = C_t - hf$$

$$\text{Presión} = C_p - C_t$$

Donde:

C_p = Cota piezométrica.

C_t = Cota de terreno.

hf = Pérdida por fricción.

Presión = Presión en ese punto.

$$C_p = 119.85 \text{ m} - 1.08 \text{ m}$$

$$C_p = 118.77 \text{ en E – I}$$

$$\text{Presión} = 118.77 - 100.64$$

$$\text{Presión} = \mathbf{18.13 \text{ m.c.a}}$$

El diseño de los demás tramos de la red de distribución se presenta en el anexo.

2.6 Programa de operación y mantenimiento

a) Mantenimiento preventivo:

Es la acción de proteger los componentes de un sistema de agua potable, con la finalidad de:

- evitar daños.
- disminuir los efectos dañinos.
- asegurar la continuidad del servicio de agua potable.

b) Mantenimiento correctivo:

Se refiere a la reparación de daños de los componentes de un sistema de agua potable, los que puede suceder por:

- accidentes naturales (crecidas de ríos, derrumbes, etc.)
- deterioro.
- desgaste, (daño de accesorios).

c) Mantenimiento de válvulas:

La buena operación de un sistema de agua potable, requiere el mantenimiento de los diferentes mecanismos y accesorios que forman parte del acueducto. Cada tres meses se hará lo siguiente:

- Revisar si hay fugas o faltan piezas.
- Verificar el funcionamiento, abriéndolas y cerrándolas lentamente, para ver si hay fugas o si no cierran completamente.
- En ambos casos se debe reparar o cambiar la válvula defectuosa.

c.1) Válvula de chorro:

Esta válvula debe funcionar sin goteo, para evitar desperdicio de agua.
Para reparar una válvula de chorro debe hacerse lo siguiente:

- Cerrar el flujo con llave de paso.
- Desenroscar la corona superior con auxilio de un cangrejo.
- Revisar el empaque al final del vástago y si esta gastado o roto proceder a cambiarlo.
- Instalar el nuevo empaque.
- Colocar y ajustar la corona con el vástago.
- Verificar el funcionamiento abriendo la llave de paso.

c.2) Caja de válvulas:

Cada tres meses:

- Revisar las paredes de la caja, revisar las tapaderas, revisar aldabones para candados, Revisar candados y revisar si hay agua empozada.
- Reparar las fugas.
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos
- Limpiar el piso y drenar el agua empozada.

d) Tanque de distribución:

Cada tres meses:

Revisar estructuras y válvulas, como ya se explicó:

Lavar el interior del tanque, de la forma siguiente:

- Cerrar la válvula del hipoclorador.
- Abrir válvula de desagüe.
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico.
- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de pasar el cepillo.
- Cerrar válvula de desagüe.
- Abrir válvula del hipoclorador.
- Abrir válvula se salida.

e) Mantenimiento del hipoclorador:

Cada semana:

- Revisar la dosificación del hipoclorito en el tanque de distribución.
- Verificar que no existan fugas.
- Verificar el nivel de la solución en el depósito.

Cada tres días:

- Preparar la dosificación correspondiente.
- Limpiar el residuo existente en el fondo del hipoclorador.
- Verificar la concentración de cloro libre residual, la cual no deberá ser inferior a 0.3 miligramos por litro en la parte más lejana del proyecto.

Cada mes:

- Verificar la existencia de cloro para todo el mes próximo de operación.
- Verificar la concertación de cloro durante los primeros días para calibrar la cantidad de agua que debe ingresar al dispositivo, de tal manera que tenga la concertación de cloro libre residual no menor de 0.3 miligramos por litro en el punto más lejano de la red de distribución, se necesita tener una pesa para poder obtener la cantidad exacta de cloro que hay que agregarle al agua para obtener la cloración adecuada.

f) Mantenimiento de la línea de bombeo y distribución:

Cada mes:

Revisar recorrido completamente la línea, para:

- Verificar si hay fugas.
- Comprobar el estado de la tubería.
- Proceder a reparar las fugas en la tubería.

Para reparar daños en tubos de PVC, se necesita lo siguiente:

1. Sierra.
2. Niple PVC.
3. Solvente o pegamento.

Se procede de la siguiente forma:

- Descubrir el tubo uno o dos metros en ambos lados de la fuga.
- Cortar un pedazo de treinta centímetros aproximadamente.
- Hacerle campana con calor en ambos extremos.

Empalme de tubería:

Habiendo preparado el niple con la campana, se procede de la siguiente forma:

- Eliminar rebabas de los cortes.
- Limpiar los extremos con un trapo.
- Aplicar solvente alrededor de los extremos de la tubería.
- Aplicar solvente dentro de la campana.
- Mantener la presión y dejar secar.

2.7 Propuesta de tarifa

En la propuesta de tarifa se contemplan los gastos de mantenimiento, operación, pago del fontanero, pago del guardián y gasto de cloro.

a) Cálculo de la energía

El motor a utilizar es sumergible de 7.5 HP.

Lo que equivale a 5,595 Watts.

De donde se obtiene:

Tiempo de servicio al inicio: 8 horas

Población a servir al inicio: 315 habitantes

Total de conexiones al inicio del proyecto: 52

Consumo diario de energía= 5595 Watts*(8 horas)= 44760 Watts.

Costo del consumo diario= 44.76 KWatts*(0.79)= Q 35.36

Costo del consumo mensual= 30*(Q 35.36)= **Q 1,060.00/mes.**

b) Cantidad de cloro

Tomando el caudal de bombeo y el hipoclorito de calcio al 65 % se tiene:

$24.41 \text{ g/hr} \times 24\text{hr}/1\text{día} \times 30 \text{ días}/1 \text{ mes} = 10,468 \text{ gr/mes} \times 1 \text{ tableta}/300 \text{ gr}$

$59 \text{ tabletas} = 17700 \text{ gramos} = 39 \text{ libras}$

El hipoclorito de calcio se adquiere en tambos plásticos de 150 tabletas

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

Costo mensual de la cloración = 39 libras*(Q 9/libra) = **Q 351.00/mes.**

c) Costo de operación y mantenimiento.

Consumo de energía mensual =	Q 1,060.00
1 fontanero =	Q 500.00
1 guardián =	Q 500.00
1 operador =	Q 600.00
Consumo mensual de cloro =	Q 351.00
Mantenimiento del sistema =	Q 300.00
MONTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO =	Q 3,311.00

d) Tarifa por vivienda mensual.

$$TARIFA = \frac{Q3311.00}{52viviendas} \quad \text{TARIFA = Q 62.5/mes.}$$

2.8 Evaluación de impacto ambiental

Para la elaboración de un diagnóstico ambiental, primero debe familiarizarse con el tema del medio ambiente, el cual es un sistema de elementos bióticos, abióticos, socioeconómicos, culturales y estéticos que interactúan entre sí, en permanente modificación por la acción humana o natural y que afectan o influyen sobre las condiciones de vida de los organismos, incluyendo al ser humano.

Los problemas de degradación ambiental, que incluyen la alteración de los sistemas ambientales, la amenaza a la vida salvaje, la destrucción de los recursos naturales, son frecuentemente resumidos bajo el término de crisis ambiental, debido a que los cambios que el ambiente está sufriendo son lo suficientemente justificados para llegar al nivel de una crisis o amenaza natural.

Todo plan de manejo ambiental como mínimo debe contener: a) medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. b) consideraciones ambientales en el proyecto de Ingeniería de la alternativa seleccionada, c) manual de operación y mantenimiento y d) plan de seguimiento o monitoreo ambiental.

El plan de manejo ambiental contiene medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. Éstas se desarrollarán en la etapa de planificación, ejecución y operación del proyecto. A continuación se presentan para la etapa de operación.

a) Tabla V. Impacto ambiental, etapa de operación

ETAPA DE OPERACIÓN		
ACTIVIDADES	IMPACTOS NEGATIVOS	MEDIDAS DE MITIGACION
Avance de la frontera agrícola, explotación maderera, presión de la comunidad en el área de la fuente por demanda de leña o bien expansión de las áreas de pastoreo.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Disminución del área boscosa de la cuenca. ➤ Disminución de capacidad de la fuente por efecto de la deforestación. ➤ Contaminación del suelo y cuerpos de agua por plaguicidas, herbicidas y residuos de abonos; como consecuencia del avance de la frontera agrícola o ganadera en el área de la cuenca. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Reforestar el área de la cuenca y vigilar las actividades efectuadas en la cuenca, principalmente aguas arriba de la captación. ➤ Circular el área de la captación, para evitar el ingreso de animales y que sirva de disuasor para las personas. ➤ Motivar y capacitar a la población en el manejo de la conservación de las fuentes de agua. ➤ Incentivar la organización de las comunidades para que vigilen que el manejo integral de la cuenca y la conservación del recurso hídrico sea adecuado.
Comprobación de caudales; presiones; funcionamiento de tubería, obras y accesorios.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Asegurar que los caudales y presiones de diseño son los que recibe la población.
Calidad del agua	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios. ➤ Amenaza a la salud por déficit en calidad del producto. ➤ Incrementos en los gastos de salud. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Potabilizar el agua de manera de que sea apta para el consumo humano. ➤ Establecimiento de un programa de vigencia de la calidad del agua.
Continuidad del servicio	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Amenaza a la salud por déficit en cantidad de intercepciones del servicio. ➤ Malestar de los usuarios. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Garantizar que habrá suficiente cantidad de agua y que el servicio será continuo. ➤ Establecer un programa de prestación de servicio a fin de garantizar la continuidad. Cuando es inevitable la interrupción del servicio o bien se presta por determinadas horas o días, es imprescindible el establecimiento de un programa de gestión social que se encargue de mantener a la población bien informada y hacerle entender que por el momento no existe otra solución.
Reparación y mantenimiento de tuberías, accesorios, obras y equipos.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios por la interrupción del servicio. ➤ Incremento en los gastos 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Captación continua a los operarios del sistema. ➤ Pago de tarifa.

b) Descripción de actividades para la construcción del proyecto.

Actividades preliminares:

- Trazo, preparación de paso y zanjeo
- Chapeo y limpieza general
- Construcción de bodega para materiales temporales

Obra civil:

- Limpieza
- Excavación de zanjas para tuberías
- Armado y fundición de estructuras de concreto
- Construcción de estructuras de concreto ciclópeo
- Instalación de tuberías de conducción
- Relleno de zanjas
- Construcción de obra de arte
- Instalación de tubería
- Instalación de conexiones domiciliarias
- Reforestación.
- Uso del sistema.
- Operación y mantenimiento.

b.1) Identificación y valoración de los impactos

Se hará una identificación de los impactos y su origen, sin mostrar un valor cuantitativo de ese impacto; sin embargo por la importancia del proyecto a la comunidad hará que se beneficien no sólo en lo económico si no en la salubridad. Se mencionarán algunos elementos ambientales fundamentales, que en un proyecto de agua deben de considerarse:

1) Características físicas: Entre estas características se pueden mencionar: tierra, agua y atmósfera.

2) Condiciones biológicas: Flora y fauna.

3) Factores culturales: Uso del suelo, ética e interés humano.

4) Relaciones ecológicas: Salinización de recursos hídricos, insectos y enfermedades.

5) Factores socioeconómicos: Comercio, empleo, tránsito y vehículos.

Para evaluar el proyecto en su conjunto es necesario basarse en resultados donde se haga un balance entre el beneficio contra el impacto que se tendrá durante la construcción y operación del proyecto.

Algunos de los elementos afectados durante la construcción que tienen impactos negativos pero mitigables son:

1. Características físicas: Tierra y agua.
2. Condiciones biológicas: Flora.
3. Factores culturales: Uso del suelo y actividades.
4. Relaciones ecológicas: Salinización de recurso hídrico, insectos.

Los factores y elementos que no se mencionan tienen impactos positivos o su impacto negativo es casi inexistente. Evaluando el proyecto en conjunto,

se harán algunas mitigaciones necesarias, las que permitirán que el proyecto tenga un impacto equilibrado y por consecuencia, aceptable.

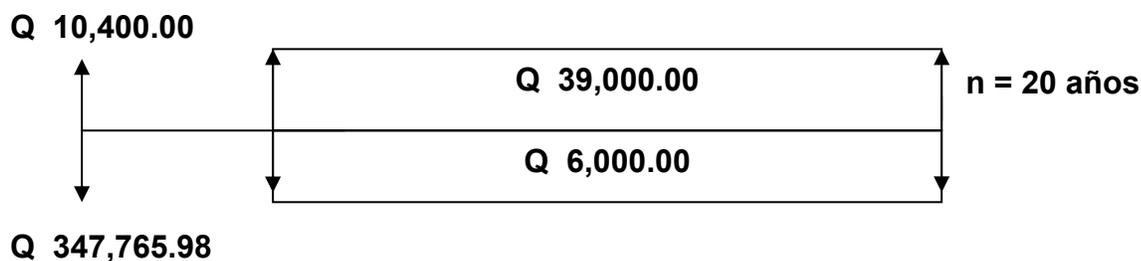
2.9 Evaluación socio-económica

2.9.1 Valor Presente Neto (VPN)

La municipalidad de La Libertad pretende invertir Q 347,765.98 en la ejecución del proyecto de la introducción de agua para el caserío de Zaculeu. Se contratará un fontanero para el mantenimiento del sistema por Q 500.00. Se estima tener los siguientes ingresos: por la instalación de la acometida se hará un pago único de Q 200.00 por vivienda, también se pedirá un aporte mensual por vivienda de Q 62.50. Suponiendo una tasa del 13% al final de los 20 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del valor presente neto.

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo Inicial		Q 347,765.98
Ingreso inicial	(Q 200/viv)(52 viv)	Q 10,400.00
Costos anuales	(Q 500/mes)(12 meses)	Q 6,000.00
Ingreso anual	(Q 62.5/viv)(52 viv)(12 meses)	Q 39,000.00
Vida útil, en años.		20 años

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 13%.



Se utilizará el signo negativo para los egresos y el signo positivo para los ingresos; se tiene entonces:

$$VPN = - 347,765.98 + 10,400 - 6000(1 + 0.13)^{20} + 39000(1 + 0.13)^{20}$$

$$\mathbf{VPN = 42,895.92}$$

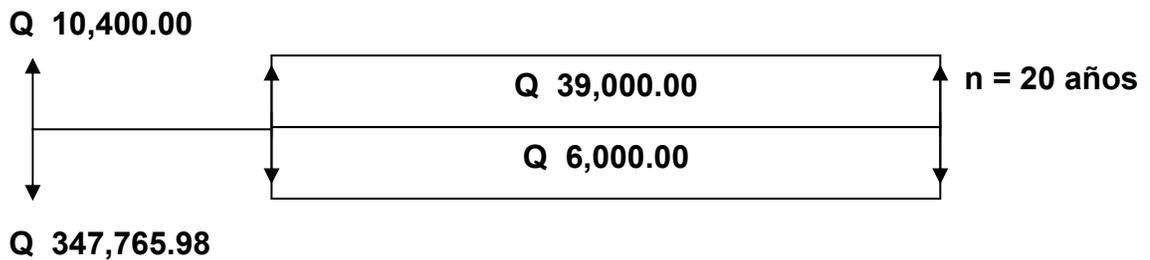
Como el Valor Presente Neto calculado es mayor que cero, lo más recomendable sería aceptar el proyecto, pero se debe tener en cuenta que éste es solo el análisis matemático y que también existen otros factores que pueden influir en la decisión como el riesgo inherente al proyecto, el entorno social, político o a la misma naturaleza que circunda el proyecto; es por ello que la decisión debe tomarse con mucho tacto.

2.9.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

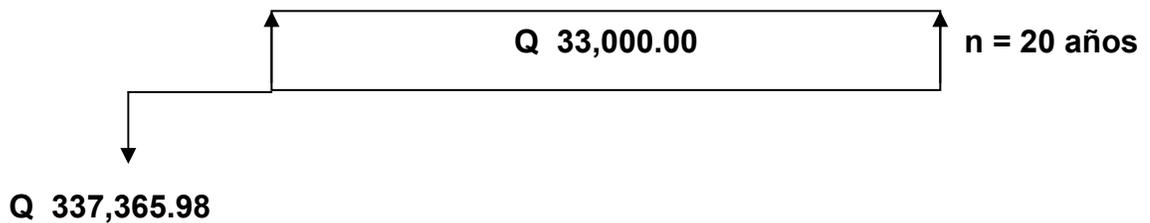
La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía ejecutar la introducción de agua para el caserío de Zaculeu, con un costo inicial aproximado de Q 347,765.98. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q 6,000.00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 39,000.00 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar; éste será de Q 10,400.00 por el total de 52 viviendas existentes, con lo cual se

pretende cubrir los gastos en el periodo de 20 años, el cual corresponde a sistema.

1. Se realiza la gráfica del problema



2. Puesto que los Q 39,000.00 y los Q 6,000.00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 347,765.98 y los Q 10,400.00, la gráfica se podría simplificar a:



3. Teniendo claro lo anterior, se plantea y soluciona la ecuación de valor, por medio de la metodología de la tasa interna de retorno (TIR).

a) Se utiliza una tasa de interés de 13 %

$$VPN = - 337365.98 + 33000(1 + 0.13)^{20}$$

$$VPN = 42,895.92$$

b) Se utiliza una tasa de interés de 10 %

$$\text{VPN} = - 337365.98 + 33000(1 + 0.1)^{20}$$

$$\text{VPN} = - 115358.48$$

4. Se aplica la interpolación matemática para hallar la tasa de interés que se busca.

$$13\% \rightarrow 42,895.92$$

$$i \rightarrow 0$$

$$10\% \rightarrow -115,358.48$$

5. Se utiliza la proporción entre diferencias que se correspondan:

$$\frac{13 - i}{13 - 10} = \frac{42,895.92}{42,895.92 - (-115358.48)}$$

Después de una serie de interpolaciones matemáticas sucesivas se tiene que, la tasa de interés $i = 12.18682981 \%$, representaría la tasa efectiva mensual de retorno.

$$\mathbf{i = 12.18682981 \%}$$

2.10 Presupuesto

Para el presupuesto se tomaron en cuenta los cálculos realizados y la cuantificación con base en los planos.

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE SANITARIO Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.				
INTEGRACION DE COSTOS GENERALES				
RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
INTRODUCCIÓN DE AGUA				
PRELIMINARES				
BODEGA	m2	60.00	Q182.26	Q10,935.39
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	1,340.00	Q1.79	Q2,395.61
TRAZO	ML	1,340.00	Q4.39	Q5,881.29
SISTEMA DE SUCCION				
SUCCION	ml	51.00	Q1,336.80	Q68,176.63
CASETA DE BOMBEO				
CASETA	unidad	1.00	Q14,608.97	Q14,608.97
LINEA DE CONDUCCIÓN				
CONDUCCION	ml	210.00	Q80.84	Q16,977.26
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN				
TANQUE	unidad	1.00	Q95,094.48	Q95,094.48
RED DE DISTRIBUCIÓN				
DISTRIBUCION	ml	1,128.00	Q70.21	Q79,202.41
CAJA PARA VÁLVULAS				
CAJA	unidad	10.00	Q1,189.91	Q11,899.08
CONEXIONES DOMICILIARES				
DOMICILIARES	unidad	52.00	Q674.40	Q35,068.71
SISTEMA DE CLORACIÓN				
HIPLOCLORADOR	unidad	1.00	Q7,526.15	Q7,526.15
COSTO TOTAL				Q347,765.98

EL COSTO DEL PROYECTO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA DEL CASERÍO DE ZACULEU, DE LA LIBERTAD, PETÉN, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE TRESCIENTOS CUARENTA Y SIETE MIL SETECIENTOS SESENTA Y CINCO CON NOVENTA Y OCHO CENTAVOS

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
BODEGA	m2	60.00	Q182.26	Q10,935.39		
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
	Paral de 3" x 2" x 9'	docena	4.00	Q300.00	Q1,200.00	
	Renglón de 4" x 3" x 10'	docena	3.00	Q300.00	Q900.00	
	Tabla de 1"x12"x12'	docena	1.00	Q300.00	Q300.00	
	Clavo de 4"	lb	30.00	Q6.00	Q180.00	
	Clavo de lamina 4"	lb	30.00	Q6.00	Q180.00	
	Clavo de 3"	lb	20.00	Q6.00	Q120.00	
	Cemento	saco	10.00	Q49.00	Q490.00	
	Arena	m3	1.00	Q160.00	Q160.00	
	Lámina galvanizada de 10'	unidad	52.00	Q65.00	Q3,380.00	
	Piedrín	m3	1.00	Q170.00	Q170.00	
	Total de materiales con IVA				Q7,080.00	
	Total de materiales sin IVA				Q6,230.40	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Construcción de bodega	60.00	m2	Q10.00	Q600.00		
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q600.00		
			AYUDANTE 0.30	Q180.00		
			PRESTACION 0.37	Q222.00		
TOTAL MANO DE OBRA				Q1,002.00		
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q7,232.40	
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				0.35	Q2,531.34	
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q9,763.74	
IVA				0.12	Q1,171.65	
TOTAL					Q10,935.39	

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
TRABAJOS PRELIMINARES					
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	1340	Q 1.79	Q	2,395.61
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Herramienta		global	1	Q 75.00	Q 75.00
Clavo de 3"		lb	5	Q 4.00	Q 20.00
				Total de materiales con IVA	Q 95.00
				Total de materiales sin IVA	Q 83.60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Topografo		ml	1340.00	Q 1.00	Q 1,340.00
Cadenero		ml	1340.00	Q 0.12	Q 160.80
				SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA	Q 1,500.80
				TOTAL MANO DE OBRA	Q 1,500.80
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q 1,584.40
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 554.54
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q 2,138.94
IVA				12%	Q 256.67
TOTAL					Q 2,395.61

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
TRAZO	ML	1340	Q 4.39	Q	5,881.29	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Cal		saco	18	Q 21.00	Q	378.00
		Total de materiales con IVA			Q	378.00
		Total de materiales sin IVA			Q	332.64
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Colocación de estacas	unidad	30	Q 4.00	Q	120.00	
Trazo	ml	1340	Q 1.50	Q	2,010.00	
		SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA			Q	2,130.00
			AYUDANTE 30%	Q	639.00	
			PRESTACION 37%	Q	788.10	
		TOTAL MANO DE OBRA			Q	3,557.10
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	3,889.74
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	1,361.41
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	5,251.15
IVA				12%	Q	630.14
TOTAL					Q	5,881.29

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
CASETA DE BOMBEO						
CASETA	unidad	1	Q 14,608.97	Q	14,608.97	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Cemento		sacos	33	Q 49.00	Q	1,617.00
Arena de rio		m3	1.95	Q 160.00	Q	312.00
Piedrín		m3	2.3	Q 170.00	Q	391.00
Ladrillo Tayuyo de 0.065*0.11*0.23		unidad	50	Q 1.00	Q	50.00
Madera		pt.	220	Q 4.00	Q	880.00
Alambre de amarre		lb	18.5	Q 6.00	Q	111.00
Clavo		lb	6	Q 6.00	Q	36.00
Block 0.15x0.2x0.4		unidad	175	Q 4.20	Q	735.00
cal hidratada		saco	0.5	Q 95.00	Q	47.50
Hierro de 1/4		qq	0.6	Q 280.00	Q	168.00
Hierro de 3/8		qq	4	Q 280.00	Q	1,120.00
Hierro de 1/2		qq	0.3	Q 280.00	Q	84.00
Hembra de 1½" x 1/4" x 6"		unidad	3	Q 4.00	Q	12.00
Perno de Anclaje		unidad	6	Q 3.25	Q	19.50
Puerta de metal		unidad	1	Q 600.00	Q	600.00
Niple de PVC de 2" x 3m.		unidad	1	Q 52.25	Q	52.25
				Total de materiales con IVA	Q	6,235.25
				Total de materiales sin IVA	Q	5,487.02
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Construcción de caseta	unidad	1	Q 2,500.00	Q	2,500.00	
				SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA	Q	2,500.00
				AYUDANTE 30%	Q	750.00
				PRESTACION 37%	Q	925.00
				TOTAL MANO DE OBRA	Q	4,175.00
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	9,662.02
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	3,381.71
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	13,043.73
IVA				12%	Q	1,565.25
TOTAL					Q	14,608.97

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
SISTEMA DE SUCCIÓN					
SUCCIÓN	ml	51	Q 1,336.80	Q	68,176.63
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Bomba sumergible STA-RITE 5HP 20 ET		unidad	1	Q 4,672.00	Q 4,672.00
Motor Sumergible Franklin 7.5HP 230V 3F		unidad	1	Q 5,780.00	Q 5,780.00
Valvula de cheque de 2" Br		unidad	2	Q 508.00	Q 1,016.00
Tubo Galvanizado tipo mediano 2"		tubo	12	Q 628.44	Q 7,541.28
Cable sumergible # 10/3		pie	280	Q 13.00	Q 3,640.00
Cable sumergible # 14/2		pie	280	Q 4.30	Q 1,204.00
Linea de aire de 1/4"		pie	280	Q 1.05	Q 294.00
Flipon 3x30 CH 480V		unidad	1	Q 1,215.00	Q 1,215.00
Pararrayos 600 V		unidad	1	Q 608.00	Q 608.00
Arrancador CH		unidad	1	Q 666.00	Q 666.00
Elemento Termico		unidad	1	Q 444.00	Q 444.00
Monitor de voltaje		unidad	1	Q 1,680.00	Q 1,680.00
Botonera CH		unidad	1	Q 228.00	Q 228.00
Sello Sanitario 6"x2"		unidad	1	Q 219.80	Q 219.80
Collarin soporte 2"		unidad	1	Q 122.34	Q 122.34
Tee Galvanizada de 2"		unidad	1	Q 43.22	Q 43.22
Niple Galv. 2"x4"		unidad	1	Q 33.19	Q 33.19
Tapon Macho Galv. 2"		unidad	1	Q 11.52	Q 11.52
Niple Galv. 1-1/4"x4"		unidad	1	Q 22.26	Q 22.26
Red campana Hg 2"		unidad	1	Q 18.94	Q 18.94
Instalacion tubería 2"		tubo	20	Q 82.00	Q 1,640.00
Movilizacion de Maquinaria		Km	1010	Q 11.40	Q 11,514.00
Accesorios para empaque vulcanizado		unidad	4	Q 75.00	Q 300.00
Accesorios menores		unidad	2	Q 500.00	Q 1,000.00
Electrodo Acero Inoxidable		unidad	2	Q 111.00	Q 222.00
Guardanivel		unidad	1	Q 1,113.00	Q 1,113.00
Gabinete de metal		unidad	1	Q 647.50	Q 647.50
Platino Auxiliar		unidad	2	Q 75.00	Q 150.00
Luz piloto		unidad	1	Q 196.00	Q 196.00
Flip-on Automatico		unidad	1	Q 308.00	Q 308.00
Kit de prueba para linea de aire		unidad	1	Q 150.00	Q 150.00
Instalacion de equipo		ml	51	Q 89.00	Q 4,539.00
Total de materiales con IVA				Q	51,239.05
Total de materiales sin IVA				Q	45,090.36
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	45,090.36
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos +fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 15,781.63
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	60,871.99
IVA				12%	Q 7,304.64
TOTAL				Q	68,176.63

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
LINEA DE CONDUCCIÓN					
CONDUCCIÓN	ml	210	Q 80.84	Q	16,977.26
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
	Tubo de PVC de 2" de 160 psi	tubo	36	Q 128.00	Q 4,608.00
	Valvula de compuerta de 2"	unidad	1	Q 240.00	Q 240.00
	TEE de PVC de 2"	unidad	1	Q 16.37	Q 16.37
	Reductor Bushing de 2" a 1/2"	unidad	1	Q 10.63	Q 10.63
	Galon de pegamento	unidad	1	Q 450.00	Q 450.00
	Codo de PVC de 90° de 2"	unidad	1	Q 14.37	Q 14.37
	Total de materiales con IVA				Q 5,339.37
	Total de materiales sin IVA				Q 4,698.65
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Excavación para tubería	m3	38	Q 20.00	Q	760.00
Colocación de tubería	ml	210	Q 15.00	Q	3,150.00
	SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 3,910.00
			AYUDANTE 30%	Q	1,173.00
			PRESTACION 37%	Q	1,446.70
	TOTAL MANO DE OBRA				Q 6,529.70
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	11,228.35
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 3,929.92
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	15,158.27
IVA				12%	Q 1,818.99
TOTAL				Q	16,977.26

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN					
TANQUE	unidad	1	Q 95,094.48	Q	95,094.48
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Cemento		bolsa	288	Q 49.00	Q 14,112.00
Arena		m3	24.2	Q 160.00	Q 3,872.00
Piedrín		m3	2.55	Q 170.00	Q 433.50
Piedra bola		m3	33.5	Q 200.00	Q 6,700.00
Madera		pt	610	Q 4.00	Q 2,440.00
Alambre de amarre		lb	38	Q 6.00	Q 228.00
Clavo		lb	26	Q 6.00	Q 156.00
Candado		unidad	4	Q 25.00	Q 100.00
Hierro de 1/4		qq	0.6	Q 290.00	Q 174.00
Hierro de 3/8		qq	5.6	Q 280.00	Q 1,568.00
Hierro de 1/2		qq	0.6	Q 280.00	Q 168.00
Hierro de 5/8		qq	1	Q 250.00	Q 250.00
Adaptador macho PVC de Φ 2"		unidad	2	Q 9.84	Q 19.68
Codo de HG de 90° de Φ 3/4"		unidad	2	Q 4.75	Q 9.50
Codo de PVC de 90° de Φ 3" para drenaje		unidad	2	Q 14.37	Q 28.74
PVC de drenaje 3" de 100 psi		tubo	4	Q 133.00	Q 532.00
PVC de drenaje 3" de 160 psi		tubo	3	Q 190.00	Q 570.00
Pichacha PVC Φ 4"		unidad	1	Q 60.00	Q 60.00
TEE de PVC Φ 2" para drenaje		unidad	1	Q 13.32	Q 13.32
Tubería PVC Φ 2" para drenaje		tubo	1	Q 76.91	Q 76.91
Válvula de compuerta Φ 2 1/2" Br.		unidad	2	Q 455.00	Q 910.00
Válvula de compuerta Φ 3" Br.		unidad	1	Q 479.00	Q 479.00
Válvula de pila Φ 2" para drenaje		unidad	1	Q 45.00	Q 45.00
				Total de materiales con IVA	Q 32,945.65
				Total de materiales sin IVA	Q 28,992.17
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Excavación	m3	15	Q 20.00	Q	300.00
Construcción de tanque de distribución	unidad	1	Q 20,000.00	Q	20,000.00
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 20,300.00
			AYUDANTE	30%	Q 6,090.00
			PRESTACIÓN	37%	Q 7,511.00
TOTAL MANO DE OBRA					Q 33,901.00
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	62,893.17
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 22,012.61
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	84,905.78
IVA				12%	Q 10,188.69
TOTAL				Q	95,094.48

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
RED DE DISTRIBUCIÓN					
DISTRIBUCIÓN	ml	1128	Q 70.21	Q	79,202.41
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
	Válvula de PVC de compuerta de Ø 3/4"	unidad	2	Q 48.00	Q 96.00
	Válvula de PVC de compuerta de Ø 1"	unidad	1	Q 68.00	Q 68.00
	Válvula de PVC de compuerta de Ø 1 1/4"	unidad	1	Q 101.00	Q 101.00
	Válvula de PVC de compuerta de Ø 1 1/2"	unidad	1	Q 130.00	Q 130.00
	Válvula de PVC de compuerta de Ø 2 1/2"	unidad	2	Q 394.00	Q 788.00
	TEE de PVC de Ø 1"	unidad	1	Q 6.31	Q 6.31
	TEE de PVC de Ø 1 1/2"	unidad	1	Q 12.18	Q 12.18
	TEE de PVC de Ø 2 1/2"	unidad	1	Q 64.98	Q 64.98
	Cruz de PVC de Ø 3/4"	unidad	1	Q 7.00	Q 7.00
	Tapón hembra de PVC de Ø 3/4"	unidad	2	Q 2.23	Q 4.46
	Codo de PVC de 90° de Ø 3/4"	unidad	1	Q 2.52	Q 2.52
	Codo de PVC de 90° de Ø 1"	unidad	1	Q 6.00	Q 6.00
	Codo de PVC de 90° de Ø 1 1/4"	unidad	1	Q 12.30	Q 12.30
	Reductor Bushing de PVC de Ø 1 1/2" x 1/2"	unidad	7	Q 6.31	Q 44.17
	Reductor Bushing de PVC de Ø 1 1/4" x 1/2"	unidad	5	Q 6.16	Q 30.80
	Reductor Bushing de PVC de Ø 1" x 1/2"	unidad	24	Q 3.65	Q 87.60
	Reductor Bushing de PVC de Ø 3/4" x 1/2"	unidad	16	Q 2.23	Q 35.68
	Reductor Bushing de PVC de Ø 2 1/2" x 1 1/2"	unidad	1	Q 31.87	Q 31.87
	Reductor Bushing de PVC de Ø 2 1/2" x 1 1/4"	unidad	1	Q 31.87	Q 31.87
	Reductor Bushing de PVC de Ø 1 1/2" x 1"	unidad	2	Q 6.31	Q 12.62
	Reductor Bushing de PVC de Ø 1 1/4" x 1"	unidad	1	Q 5.20	Q 5.20
	Reductor Bushing de PVC de Ø 1" x 3/4"	unidad	2	Q 3.65	Q 7.30
	Tubo de PVC de Ø 3/4" de 250 psi	tubo	54	Q 34.71	Q 1,874.34
	Tubo de PVC de Ø 1" de 160 psi	tubo	75	Q 42.65	Q 3,198.75
	Tubo de PVC de Ø 1 1/4" de 160 psi	tubo	19	Q 63.50	Q 1,206.50
	Tubo de PVC de Ø 1 1/2" de 160 psi	tubo	18	Q 75.59	Q 1,360.62
	Tubo de PVC de Ø 2 1/2" de 160 psi	tubo	22	Q 172.62	Q 3,797.64
	Total de materiales con IVA				Q 13,023.71
	Total de materiales sin IVA				Q 11,460.86
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Colocación de Tubería y accesorios	unidad	1128	Q 18.00	Q	20,304.00
Excavación para tubería	m3	210	Q 20.00	Q	4,200.00
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q 24,504.00
			AYUDANTE 30%	Q	7,351.20
			PRESTACIÓN 37%	Q	9,066.48
TOTAL MANO DE OBRA					Q 40,921.68
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	52,382.54
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 18,333.89
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	70,716.44
IVA				12%	Q 8,485.97
TOTAL				Q	79,202.41

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
CAJA PARA VÁLVULAS					
CAJA	unidad	10	Q 1,189.91	Q	11,899.08
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
	Cemento	saco	8	Q 49.00	Q 392.00
	Arena	m3	0.50	Q 160.00	Q 80.00
	Piedrín	m3	0.50	Q 170.00	Q 85.00
	Hierro de 3/8	qq	0.90	Q 280.00	Q 252.00
	Alambre de amarre	Lb	8	Q 6.00	Q 48.00
	Madera	pt	50	Q 4.00	Q 200.00
	Clavo	Lb	7.5	Q 6.00	Q 45.00
	Candado	unidad	10	Q 25.00	Q 250.00
	Total de materiales con IVA				Q 1,352.00
	Total de materiales sin IVA				Q 1,189.76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Construcción de caja	unidad	10	Q 400.00	Q	4,000.00
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q	4,000.00
		AYUDANTE	30%	Q	1,200.00
		PRESTACIÓN	37%	Q	1,480.00
TOTAL MANO DE OBRA				Q	6,680.00
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	7,869.76
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 2,754.42
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	10,624.18
IVA				12%	Q 1,274.90
TOTAL				Q	11,899.08

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
SISTEMA DE CLORACIÓN						
HIPLOCLORADOR		unidad	1	Q 7,526.15	Q	7,526.15
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Cemento		bolsa	10	Q 49.00	Q	490.00
Arena		m3	0.55	Q 160.00	Q	88.00
Piedrín		m3	0.75	Q 170.00	Q	127.50
Madera		pt	100	Q 4.00	Q	400.00
Alambre de amarre		lb	3	Q 6.00	Q	18.00
Clavo		lb	2	Q 6.00	Q	12.00
Hierro de 3/8		qq	1	Q 280.00	Q	280.00
Hierro de 1/2		qq	0.25	Q 280.00	Q	70.00
Adaptador hembra PVC de Φ 1/2"		unidad	1	Q 2.40	Q	2.40
Adaptador macho PVC de Φ 1/2"		unidad	6	Q 1.28	Q	7.68
Codo de PVC de 90° de Φ 1/2"		unidad	1	Q 4.59	Q	4.59
Codo de PVC de 45° de Φ 1/2"		unidad	4	Q 165.00	Q	660.00
Codo de PVC de 90° de Φ 1/2" roscado		unidad	1	Q 2.84	Q	2.84
Dosificador		unidad	1	Q 250.00	Q	250.00
TEE reductor de HG de Φ 3" x 1/2"		unidad	1	Q 177.10	Q	177.10
Tubería PVC Φ 1/2" de 315 psi		tubo	2	Q 27.34	Q	54.68
Válvula de compuerta Φ 1/2" Br.		unidad	2	Q 40.00	Q	80.00
Válvula de compuerta Φ 1/2" plastica.		unidad	1	Q 20.00	Q	20.00
Válvula de flote Φ 1/2" Br.		unidad	1	Q 65.00	Q	65.00
Total de materiales con IVA					Q	2,809.79
Total de materiales sin IVA					Q	2,472.62
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Construcción del Hipoclorador	unidad	1	Q 1,500.00	Q	1,500.00	
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q	1,500.00	
AYUDANTE				30%	Q	450.00
PRESTACIÓN				37%	Q	555.00
TOTAL MANO DE OBRA				Q	2,505.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	4,977.62
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	1,742.17
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	6,719.78
IVA				12%	Q	806.37
TOTAL					Q	7,526.15

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
CONEXIONES DOMICILIARES					
DOMICILIARES	unidad	52	Q 674.40	Q	35,068.71
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Caja de dos conexiones		unidad	52	Q 48.25	Q 2,509.00
Caja de una conexión		unidad	104	Q 38.83	Q 4,038.32
Clavo		Lb	2	Q 6.00	Q 12.00
Adaptador macho PVC de Ø 1/2"		unidad	104	Q 1.28	Q 133.12
Cemento solvente		gal.	0.5	Q 420.00	Q 210.00
Codo de 90° de Ø 1/2" de PVC roscado		unidad	52	Q 2.27	Q 118.04
Codo de 90 de HG de Ø 1/2"		unidad	104	Q 4.75	Q 494.00
Copla de HG de Ø 1/2"		unidad	52	Q 4.80	Q 249.60
Llave de paso Ø 1/2"		unidad	52	Q 25.00	Q 1,300.00
Llave de chorro Ø 1/2" Br.		unidad	52	Q 20.00	Q 1,040.00
Niple de HG de Ø 1/2" x 1.5 m.		unidad	30	Q 23.00	Q 690.00
TEE reductora de PVC Ø 3/4" x 1/2"		unidad	16	Q 13.00	Q 208.00
TEE reductora de PVC Ø 1" x 1/2"		unidad	24	Q 15.00	Q 360.00
TEE reductora de PVC Ø 1 1/4" x 1/2"		unidad	5	Q 16.00	Q 80.00
TEE reductora de PVC Ø 1 1/2" x 1/2"		unidad	7	Q 16.00	Q 112.00
Total de materiales con IVA				Q	11,554.08
Total de materiales sin IVA				Q	10,167.59
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Instalación Domiciliar	unidad	52	Q 150.00	Q	7,800.00
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q	7,800.00
			AYUDANTE	30%	Q 2,340.00
			PRESTACIÓN	37%	Q 2,886.00
TOTAL MANO DE OBRA				Q	13,026.00
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	23,193.59
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 8,117.76
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	31,311.35
IVA				12%	Q 3,757.36
TOTAL				Q	35,068.71

**PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE SANITARIO
Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.**

CRONOGRAMA FÍSICO Y FINANCIERO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA

RENLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5					
			S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4		
TRABAJOS PRELIMINARES																								
BODEGA	m2	60																						
			Q	10,935.39																				
REPLANTEO TOPOGRAFICO	ML	800																						
			Q	2,395.61																				
TRAZO	ML	800																						
					Q	5,881.29																		
SISTEMA DE SUCCION																								
SUCCIÓN	ml	51																						
								Q	68,176.63															
CASETA DE BOMBEO																								
CASETA	unidad	1																						
										Q	14,608.97													
LINEA DE CONDUCCIÓN																								
CONDUCCIÓN	ml	210																						
										Q	16,977.26													
TANQUE DE DISTRIBUCIÓN																								
TANQUE	unidad	1																						
												Q	95,094.48											
RED DE DISTRIBUCIÓN																								
DISTRIBUCIÓN	ml	1128																						
														Q	79,202.41									
CAJA PARA VÁLVULAS																								
CAJA	unidad	10																						
																		Q	11,899.08					
CONEXIONES DOMICILIARES																								
DOMICILIARES	unidad	52																						
																				Q	35,068.71			
SISTEMA DE CLORACIÓN																								
HIPLOCLORADOR	unidad	1																						
																					Q	7,526.15		
TOTAL DEL PROYECTO																				Q	347,765.98			

3. DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO DEL CASERÍO DE ZACULEU, DE LA LIBERTAD, PETÉN

3.1 Descripción del proyecto

El diseño del sistema de alcantarillado sanitario para el caserío de Zaculeu es de gran importancia ya que se dotará por primera vez a los habitantes del caserío los servicios de alcantarillado y saneamiento, proporcionándoles una mejor calidad de vida.

La eliminación de las descargas de aguas negras no tratadas y de fosas sépticas deficientes en el caserío de Zaculeu, redundará en un medio ambiente más sano para todos los habitantes del mismo.

La elección del tipo de sistema dependerá de los estudios que se realicen y de los factores tanto económicos como funcionales. Los sistemas de alcantarillado pueden ser.

- Sanitarios.
- Pluviales.
- Separativos.
- Combinados.

En el caserío de Zaculeu se diseñará un alcantarillado sanitario, por tratarse de área rural y de poca precipitación pluvial durante el año. Este solo conducirá aguas residuales.

3.2 Levantamiento topográfico

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

Las notas realizadas en la libreta de campo deben ser lo más claras posibles, especificando los problemas que se puedan suscitar en el trayecto de la tubería. Es necesario realizar inspecciones preliminares para formarse un criterio sobre los elementos que serán determinantes en el diseño hidráulico del sistema.

Los levantamientos topográficos para acueductos rurales contienen las dos acciones principales de la topografía las cuales son:

- Altimetría
- Planimetría

La planimetría y altimetría pueden ser de 1er., 2do. y 3er. Esto dependiendo de las características del proyecto y las normas que el diseñador utilice. En la realización de este proyecto se ejecutó una topografía de segundo orden; para el levantamiento topográfico se utilizó un teodolito, trípode, estadal, cinta métrica, plomadas.

3.2.1 Planimetría

El levantamiento planimétrico se ejecutó como una poligonal abierta, utilizando para ello el método de conservación de Azimut con vuelta de campana.

Las distancias horizontales (D_h) se calcularon, según la siguiente fórmula:

$$D_h = \Delta H * 2h * \text{seno}^2 \beta$$

Donde:

ΔH = diferencia de hilos (superior – medio).

$2h$ = 2 veces la constante de lectura horizontal del aparato.

β = ángulo vertical.

3.2.2 Altimetría

Las diferencias de nivel entre puntos de las líneas, se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$CPO = CEA + AI - HM + DH * (\tan (90 - \beta))$$

Donde:

CPO = cota del punto observado

CEA = cota de la estación anterior

AI = altura del instrumento

HM = lectura del hilo medio

β = ángulo vertical.

3.3 Criterios y bases de diseño

El análisis y la investigación del flujo hidráulico, han establecido que las condiciones del flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas de PVC por

gravedad, pueden ser diseñadas conservadoramente utilizando la ecuación de Manning.

La relativamente pequeña concentración de sólidos usualmente encontrada en las aguas negras, no es suficiente para hacer que su comportamiento sea diferente al del agua. Por esta razón se acepta que las aguas negras tengan las mismas características que el agua, siempre que se mantengan velocidades mínimas de auto limpieza. Al igual que el agua, las aguas negras buscarán el nivel bajo cuando son introducidas en una tubería con pendiente. El intento de las aguas negras de buscar su nivel, induce un movimiento como flujo por gravedad.

3.3.1 Dotación

Es la cantidad de agua asignada a cada usuario, se expresa en litros por habitante por día (LT/HAB/DIA).

Para determinar la dotación se consideran factores que influyen en la misma, también las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal, Dirección General de Obras Públicas y normas de urbanismo.

El poblado cuenta con los servicios públicos de electricidad y agua potable. Lo que influyó en la selección de la dotación fue el clima y el nivel de vida.

Dotación asumida = 150 Lt/Hab/Día

3.3.2 Período de diseño

El período de diseño de un sistema de alcantarillado, es el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio con eficiencia aceptable; este período variará de acuerdo a:

- la cobertura considerada en el período de diseño estudiado.
- crecimiento de la población.
- capacidad de administración, operación y mantenimiento.

Según el criterio del diseñador y basándose en datos de instituciones como el Instituto de Fomento Municipal (I.N.F.O.M.); según el capítulo 2 de las Normas Generales para el Diseño de Alcantarillado los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha en que se desarrolle el diseño; para el proyecto se tomaron 30 años por ser el tiempo de vida útil del proyecto y por los costos del mismo.

3.3.3 Población futura

El estudio de la población se efectúa con el objeto de estimar la población que tributará caudales al sistema, al final del período de diseño, será estimada utilizando alguno de los métodos conocidos. Para el caso del caserío de Zaculeu se optó por el método geométrico. Se calculó la población futura tomando como parámetros: la población actual, tasa de crecimiento y periodo de diseño.

El método geométrico requiere nada más que una información acerca de la población actual del lugar, ya que la tasa de crecimiento es un dato que se

puede establecer con censos recientes y tomando en cuenta el área en que se puede expandir el caserío, así como el período de diseño, el cual ya se tiene establecido. La expresión a utilizar para el cálculo de la población futura es:

$$P_f = P_A (1 + R)^n$$

Donde:

P_f = población futura

P_A = población actual

n = período de diseño

R = tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento con la que se trabajó en el caserío de Zaculeu es de 2.5 % anual, dato obtenido del censo poblacional efectuado en el caserío.

$$P_A = (\text{No. viviendas}) (\text{hab / vivienda})$$

$$P_A = (52 \text{ viviendas}) (6 \text{ hab / vivienda}) = 312 \text{ hab.}$$

$$P_f = 312(1 + 0.025)^{30} = 655 \text{ hab.}$$

La población proyectada para el año 2037 es de 655 habitantes

3.3.4 Factor de retorno

Es el factor que indica la relación que existe entre la cantidad de agua que se consume al día y la dotación destinada para cada persona.

Este factor puede variar de 0.70 a 0.80 dependiendo del clima de la región y el acceso al agua; para el proyecto se optó por un factor de 0.80 por

ser el más crítico ya que la precipitación pluvial en la región es baja y no existen yacimientos de agua.

3.3.5 Cálculo de caudales

3.3.5.1 Caudal domiciliar

Es el volumen de aguas servidas que se evacua de cada una de las viviendas. Este caudal debe calcularse con base en el número de habitantes a un futuro, de 30 años y la dotación y el factor de retorno, expresado en litros por segundo.

$$Q_d = \frac{Dt * F.R. * Hab}{86400 \text{ seg/día}}$$

Siendo:

Qd: Caudal de diseño lts/ seg.

F.R.: Factor de retorno

Dt: Dotación lts. / Hab. / Día

Hab: Número de habitantes futuros.

3.3.5.2 Caudal de conexiones ilícitas

Este caudal es producido por las viviendas que conectan las tuberías de sistema del agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para efecto de diseño se hace necesario hacer el cálculo del caudal de conexiones ilícitas. utilizando la siguiente formula:

$$Q_{c. \text{ilicitas}} = \frac{CiA}{360} = \frac{Ci(A \times \%)}{360}$$

Donde:

Qc. Ilícitas = caudal de conexiones ilícitas (m³ / seg.)

C = Coeficiente de escorrentía (%)

i = Intensidad de lluvia (mm / hora)

A = Área que es factible conectar ilícitamente (hectáreas)

3.3.5.2.1 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía está en función directa del tipo de superficie por donde corre el agua pluvial, como son techos y pavimentos 0.70 – 0.90, patios y arboledas 0.15 – 0.30.

Área total de techos = (60 m² x 52 casas) / 10,000 m² / ha.

Área total de techos = 0.312 hectáreas.

Área total de patios = (40 m² x 52 casas) / 10,000 m² / ha.

Área total de patios = 0.208 hectáreas.

$$C = \frac{\sum (c \times a)}{\sum a} = \frac{(0.312 \times 0.80) + (0.208 \times 0.15)}{(0.312 + 0.208)} = 0.54$$

3.3.5.2.2 Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia que se expresa en mm/hr., se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$i = \frac{13455.2}{T + 104.14} \quad i = \frac{13455.2}{12' + 104.14} = 115.85 \text{ mm / hora}$$

T = tiempo de concentración en minutos, que tiene un valor de 12' por ser tiempo de concentración inicial recorrido en montañas, terreno plano, cunetas, zanjas y depresiones.

3.3.5.3 Caudal de infiltración

Es considerado como la cantidad de agua que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, éste depende de la permeabilidad y longitud de la tubería, la transmisibilidad del suelo, y de la profundidad a la que se coloca la tubería.

Pero como depende de muchos factores externos, se calcula en función de la longitud de la tubería y del tiempo; generalmente se expresa en litros por kilómetro por día, su valor puede variar entre 12,000 y 18,000 litros por kilómetro por día.

Para este caso, por ser tubería de PVC, no existe caudal de infiltración, dadas las propiedades del material.

3.3.5.4 Caudal de diseño

Es el que se utiliza para diseñar el sistema del drenaje sanitario. Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{diseño} = \text{núm.dehab} \times Fqm \times FH$$

Donde:

núm. de hab. = Número de habitantes en cada uno de los tramos

Fqm = Factor de caudal medio

FH = Factor de Harmond

3.3.5.4.1 Factor de caudal medio.

Es el factor relacionado con la aportación media de agua por persona, una vez computado el valor de los caudales anteriormente descritos, y al no contar con caudales comerciales e industriales, se procede a integrar el caudal medio del área a drenar, que a su vez, al ser distribuido entre el número de habitantes, se obtiene un factor, el cual varía entre el rango de 0.002 a 0.005; si el cálculo del factor está entre esos dos límites, se utiliza el calculado; en cambio, si es inferior o excede, se utiliza el límite más cercano según sea el caso.

$$Q_{medio} = Q_{domiciliar} + Q_{infiltración} + Q_{c.ilicitas}$$

$$fqm = \frac{Q_{medio}}{núm.hab.}$$

3.3.5.4.2 Factor de Harmond

Es un factor experimental que indica la relación que existe entre el caudal domiciliar máximo y el caudal medio. Este factor se calculó por medio de la siguiente expresión:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

FH: Factor de Harmond

P: Población acumulada en miles de habitantes de cada tramo.

3.3.6 Velocidades máximas y mínimas de diseño

La velocidad mínima, está condicionada por las materias orgánicas e inorgánicas que se sedimentan debido al efecto de estancamiento. Si la velocidad no es lo suficiente para arrastrarlas, se irán acumulando hasta taponar las tuberías.

Por otro lado las velocidades altas causan erosión en las tuberías, pues, los materiales abrasivos como la arena desgastan las partes interiores de las mismas a menos que se mantengan las velocidades.

La velocidad mínima admisible en tuberías de PVC es de 0.4 mts/seg. Esto hace que los sólidos no se sedimenten y, por consecuencia, no se obstruya la tubería. Respecto a la velocidad máxima admisible en las tuberías de PVC por lo general se acepta la de 4 mts / seg.

$$V = \left(\frac{1}{N}\right)0.03429(D^{2/3})\left(\frac{S}{100}\right)^{1/2}$$

3.3.7 Pendientes máximas y mínimas

La pendiente que se procura seguir es la paralela a la del terreno, usando esta pendiente y el diámetro, se puede obtener la capacidad del tubo en lts/seg y la velocidad a sección llena.

La pendiente mínima en los colectores es la que provoca las velocidades iguales o mayores a 0.4 m/seg y la pendiente máxima, velocidades menores o iguales a 4 m/seg en tuberías de PVC.

$$S = \frac{Cota..inicial..del..terreno - Cota..final..del..terreno \times 100}{longitud..del..tramo}$$

Para todo diseño de alcantarillado es recomendable seguir la pendiente del terreno, tomando en cuenta siempre si la pendiente va a favor o en contra del sentido del fluido.

3.3.8 Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan en una sección parcialmente llena y para poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área y caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena; de los resultados obtenidos se construyó el gráfico y tablas, utilizando para esto la fórmula de Manning.

Se deberán determinar los valores de la velocidad y caudal de sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas; se procederá a obtener la relación de caudales (q/Q), caudal de diseño entre caudal a sección llena. El resultado obtenido se busca en la gráfica, en el eje de las abscisas, desde allí se levanta una vertical hasta la curva de relaciones de caudales; el valor de la relación (d/D) se obtiene en la intersección de la curva con la vertical, leyendo sobre el eje de las ordenadas; la profundidad de flujo (tirante) se obtiene al multiplicar el valor por el diámetro de la tubería.

Para el valor de la relación (v/V), velocidad parcial entre velocidad a sección llena, ubicar el punto de intersección entre la vertical y la curva de relación de caudales que se estableció anteriormente, se traza una horizontal hasta llegar a interceptar la gráfica de velocidades. En este nuevo punto se traza una vertical

hacia el eje de las abscisas y se toma la lectura de la relación de velocidades, la cual se multiplica por la velocidad a sección llena para así obtener la velocidad de la sección parcial; de igual manera, se calculan las otras características de la sección.

Para utilizar las tablas, primero se determina, la relación (q/Q), el valor se busca en las tablas y si no está el valor exacto, se busca uno que sea aproximado; en la columna de la izquierda se ubica la relación (v/V), y de la misma forma se debe multiplicar el valor obtenido por la velocidad en una sección llena y así obtener la velocidad de la sección parcial.

Se debé considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

a) Que $Q_{\text{diseño}} \leq Q_{\text{sec. llena}}$

b) La velocidad debe estar comprendida entre:

$0.40 \text{ m / seg.} \leq v$ para que existan fuerzas de tracción y arrastre de los sólidos, para PVC .

$V \leq 4.00 \text{ m / seg.}$ para evitar el deterioro de la tubería debido a la fricción producida por la velocidad y la superficie de la tubería de PVC.

$0.60 \text{ m / seg.} \leq v$ para que existan fuerzas de tracción y arrastre de los sólidos, para tubería de concreto.

$V \leq 3.00 \text{ m / seg.}$ para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción producida por la velocidad y la superficie de la tubería de concreto.

c) El tirante debe estar entre:

$$0.10 \leq d/D \leq 0.80$$

Con los anteriores parámetros se evita que la tubería trabaje con presión.

3.3.9 Cotas invert

Son las cotas o elevaciones que indican a qué profundidad de la superficie se encuentra la tubería de llegada y la de salida en un pozo de visita.

Estas cotas se calculan con base en la pendiente de la tubería y la distancia del tramo respectivo.

3.3.9.1 Detalles de cotas invert

- La cota invert de salida de un pozo se coloca 3 centímetros más baja que la cota invert de entrada, cuando las tuberías son del mismo diámetro.
- La cota invert de salida está a un nivel más bajo que la entrada, la cual será la diferencia de diámetros de las tuberías, cuando éstas son de diferente diámetro.
- Cuando a un pozo de visita llegan varias tuberías de distintos diámetros y sale una de igual diámetro al mayor de las que llega, la cota invert de salida debe estar 3 centímetros debajo de la de entrada; si la tubería que sale es de diámetro mayor, la cota invert de salida será la diferencia de diámetro con la tubería de mayor diámetro que llega al pozo de visita.

3.3.10 Diámetro de tubería

Por requerimientos de flujo y por posibilidades de limpieza, el diámetro mínimo debe ser de 6 pulgadas para tuberías PVC en el colector central. Un cambio de diámetro en el diseño está influido por la pendiente, el caudal o la velocidad, para lo cual se toman en cuenta los requerimientos hidráulicos.

3.3.10.1 Profundidad de las tuberías

La profundidad mínima para instalar la tubería debe ser tal que el espesor del relleno evite daños al colector ocasionados por las cargas vivas y por el impacto; se deben situar a suficiente profundidad para permitir el drenaje por gravedad de todas las residencias a las que presten servicios. La profundidad mínima recomendada es de 1.20 metros.

A continuación, se presentan los valores de profundidad de tubería y ancho de la zanja, los que dependen del diámetro de tubería y de la profundidad.

Tabla VI. Profundidades mínimas según el diámetro de tubería

PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LA COTA INVERT PARA EVITAR RUPTURAS cm.												
DIÁMETRO	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
TRÁFICO NORMAL	122	128	138	141	150	158	166	184	199	214	225	255
TRÁFICO PESADO	142	148	158	151	170	178	186	204	219	234	245	275

Como criterio se utilizaron los anchos de zanja, desde 0.60 metros de ancho, para una profundidad de tubería mínima de 1.2 metros.

3.3.11 Pozos de visita

Los pozos de visita siempre son necesarios en el lugar donde concurren dos o más tuberías así como también en los lugares donde hay cambio de dirección o de pendiente en la línea central de diseño. Son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores
- Al comienzo de todo colector
- En cambios de dirección
- En líneas de conducción rectas, a distancias no mayores de 100 o 120 metros
- En cambios de pendiente

En este proyecto los pozos de visita serán de sección circular y con un diámetro de 1.2 metros; las paredes serán de ladrillo tayuyo y su colocación será en punta y en el fondo se hará una losa de concreto armado. La parte superior tendrá forma de cono truncado y llevará una tapadera de forma circular de concreto armado. Se podrá penetrar en él cuando sea necesario efectuar una limpieza. Se colocarán escalones o gradas en forma de zig-zag.

3.3.12 Conexiones domiciliarias

Éstas tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificaciones y llevarlas al alcantarillado central, ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado es costumbre establecer y dejar previsto

una conexión en Y o T en cada lote o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de agua subterránea y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T.

Una conexión domiciliar está compuesta por las siguientes partes:

➤ **Caja de registro o candela domiciliar.**

La candela se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o tubos de concreto colocados verticalmente, el lado menor de la caja será de 45 cm.; si fuese circular, el diámetro no podrá ser menor de 12 pulg.; debe tener una tapadera para poder realizar inspecciones, la altura mínima será de 1 metro.

➤ **Tubería secundaria.**

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tendrá un diámetro mínimo de 4 pulg., en tubería de PVC; debe tener una pendiente mínima de 2 %.

La conexión con el colector central se hará en el medio diámetro superior, a un ángulo entre 30 y 60 grados, en el caserío se tomará un ángulo de 45 grados aguas abajo, uniendo el tubo de PVC de 4" con el tubo general con el accesorio silleta tipo Y.

La utilización de sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado se hará solo en situaciones en las cuales el diseñador lo

considere conveniente, derivado de las características del sistema que se diseñe y de las condiciones físicas donde se construya.

Algunos de estos sistemas son: tubería de ventilación, tanques de lavado, sifones invertidos, disipadores de energía, pozos de luz, derivadores de caudal y otros.

3.4 Diseño hidráulico del drenaje sanitario

Ejemplo del procedimiento del cálculo para el tramo que va del pozo de visita PV – 1 al pozo de visita PV – 2.

3.4.1 Cálculo del factor de caudal medio.

$$Q_{medio} = Q_{domiciliar} + Q_{infiltración} + Q_{c.ilicitas}$$

$$fqm = \frac{Q_{medio}}{núm.hab.}$$

$$Qd = \frac{Dt * F.R. * Hab}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$Qd = \frac{150_o * 0.8 * 667}{86400} = 0.73 \text{ litros / seg.}$$

$$Q_{c.ilicitas} = \frac{CiA}{360} = \frac{Ci(A \times \%)}{360}$$

$$Q_{c.ilicitas} = \frac{0.54 * 0.53 * 115.85}{360} = 0.5 \text{ litros / seg.}$$

$$Q_{medio} = 0.93 + 0.9 + 0 = 1.83 \text{ litros / seg.}$$

$$fqm = \frac{1.83}{667} = 0.002$$

3.4.2 Parámetros de diseño

➤ Período de diseño	30 años
➤ Densidad de la población	6 habitantes / vivienda
➤ Tasa de crecimiento	2.5 % anual
➤ Población beneficiada actual	312 habitantes
➤ Viviendas actuales	52
➤ Población futura	667 habitantes
➤ Viviendas futuras	112
➤ Sistema adoptado	Drenaje sanitario
➤ Forma de evacuación	Gravedad
➤ Dotación de agua potable	150 lts / hab. / día
➤ Factor de caudal medio	0.002 lts / hab / día
➤ Factor de retorno	0.80
➤ Tubería a utilizar	PVC, norma ASTM F-949
➤ Velocidad mínima	0.4 mts/seg.
➤ Velocidad máxima	4.00 mts/seg.
➤ Lugar de descarga	Futura planta de tratamiento.

3.4.3 Datos específicos para el tramo PV1 a PV2

- Longitud = 55 metros (entre pozos)

- Diámetro de la tubería = 6 pulgadas (se asume el mínimo)
- Cotas del terreno: al inicio = 100.64
al final = 100.32
- Pendiente del terreno = $\frac{(100.64 - 100.32) \times 100}{55}$
Pendiente del terreno = 0.58 %
- Profundidad del pozo de visita inicial = HPV1 = 1.20 (se asume la mínima)
- Cota Invert inicial = cota del terreno al inicio – PV1
Cota Invert inicial PV1 = 100.64 – 1.20 = 99.44
- Cota Invert final PV2 = $C.inicial - \frac{pendiente \times dist.}{100}$
Cota Invert final PV2 = $99.44 - \frac{1.25 \times 55}{100} = 98.75$
- Pendiente de la tubería = 1.25 % (asumida según la velocidad mínima)
- Integración al caudal de diseño = núm. de habitantes x fqm x FH

P = población actual

$$P = \frac{24}{1000} = 0.024$$

$$FH = \frac{(18 + \sqrt{0.024})}{(4 + \sqrt{0.024})} = 4.37$$

P = población futura

$$P = \frac{50}{1000} = 0.05$$

$$FH = \frac{(18 + \sqrt{0.05})}{(4 + \sqrt{0.05})} = 4.31$$

Caudal de diseño actual = $24 \times 0.002 \times 4.37 = 0.21$ lts. / seg.

Caudal de diseño futuro = $50 \times 0.002 \times 4.31 = 0.431$ lts. / seg.

3.4.4 Diseño hidráulico

➤ Velocidad a sección llena

$$V = \left(\frac{1}{N}\right) 0.03429 (D^{2/3}) \left(\frac{S}{100}\right)^{1/2}$$

Donde:

N = coeficiente de rugosidad

D = diámetro de la tubería

S = pendiente

$$V = \left(\frac{1}{0.01}\right) 0.03429 (6^{2/3}) \left(\frac{1.25}{100}\right)^{1/2} = 1.27 \text{ mts/seg.}$$

➤ Caudal a sección llena

$$Q = A \times V$$

Donde:

A = Área a sección llena

V = Velocidad a sección llena

$$Q = 1.27 \times \frac{\pi}{4} (0.1524)^2 \times 1,000 = 23.17 \text{ lts./seg.}$$

3.4.5 Relaciones hidráulicas

Deben cumplir con $Q_{\text{dis}} < Q_{\text{sec llena}}$ y el tirante $0.1 \leq d / D \leq 0.75$, para que las tuberías no trabajen a sección llena.

➤ Cálculos para la población actual

$$\frac{q}{Q} = \frac{0.21}{23.17} = 0.00906$$

Teniendo el valor de la relación de caudales, se busca en la tabla de elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular, los valores de v/V , d/D y a/A .

$$\frac{v}{V} = 0.312 \quad \text{Por lo tanto la Velocidad es de } (0.312 \times 1.27) = 0.4 \text{ m/s.}$$

V = 0.4 m/s. sí chequea.

$$\frac{d}{D} = 0.0675 \quad \text{Por lo general en los tramos iniciales no chequea la relación } d/D.$$

➤ Cálculos para la población futura.

$$\frac{q}{Q} = \frac{0.431}{23.17} = 0.0186$$

$$\frac{v}{V} = 0.388 \quad \text{Por lo tanto la Velocidad es de } (0.388 * 1.27) = 0.49 \text{ m/s.}$$

V = 0.49 m/s. sí chequea.

$$\frac{d}{D} = 0.095 \quad \text{Por lo general en los tramos iniciales no chequea la relación } d/D.$$

El diseño de los demás tramos se presentan en el Anexo.

3.5 Ubicación de la descarga

Para seleccionar el punto de descarga de aguas residuales se consultó con el caserío de Zaculeu debido a que no se cuenta con un río a donde disponer estas aguas.

El caserío de Zaculeu elaboró una acta donde proporcionó una área específica de aproximadamente 5,250 metros cuadrados para la planta de tratamiento, esta acta se presenta en el anexo. La municipalidad de La Libertad, Petén, se hace responsable de contratar a un Ingeniero Sanitario para el diseño de dicha planta. En este proyecto se dejará el perfil del terreno del último pozo de visita que está en el caserío, hasta el área propuesta para la planta y también las curvas de nivel del área propuesta.

3.5.1 Importancia del tratamiento de las aguas servidas.

Para cubrir el componente de saneamiento básico, es indispensable cumplir con las normas sanitarias vigentes, de acuerdo con el artículo 94 del Código de la Salud, el cual comprende la adecuada disposición de excretas, la

recolección y evacuación de aguas residuales grises; como también, la adecuada disposición de desechos sólidos o basura.

Disposición de excretas

La disposición inadecuada de excretas provoca la diseminación de enfermedades gastrointestinales, siendo la población infantil la más afectada. Los requisitos mínimos para la adecuada disposición de excretas son:

- El suelo debe estar en contacto directo con el hombre, es un recurso valioso, productivo y útil, no debe contaminarse.
- El agua, tanto subterránea como superficial, no debe contaminarse.
- Las excretas deberán disponerse en forma aislada de manera que no sean accesibles, por su alto poder contaminante.
- Debe brindarse una garantía que permita asegurar que las excretas no serán manipuladas accidental o intencionalmente.

Objetivos y clasificación de los métodos de tratamiento

El tratamiento de las aguas negras es el proceso por el cual los sólidos, que el líquido contiene, son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos queden convertidos en sólidos minerales. Dentro de los objetivos, que se consideran, al darle tratamiento a las aguas negras, se tienen:

- La prevención de enfermedades.

- La prevención de malos olores.
- El mantenimiento de aguas limpias para aseo personal y otros propósitos recreativos.
- Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- Conservación del agua para uso industrial y agrícola

Existen tres factores básicos determinantes para la implementación de una planta de tratamiento:

- Las características y la cantidad de los sólidos acarreados por las aguas negras.
- Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
- La capacidad o aptitud que tenga el terreno (para la eliminación superficial o por irrigación).

Tipos y etapas de tratamiento

Cada etapa en el tratamiento tiene una función específica que contribuye en forma secuencial, al mejoramiento de la calidad del efluente respecto a su condición inicial, todo proceso de tratamiento contiene varias etapas, las cuales dependen una de la otra en el ciclo de tratamiento:

- Tratamiento preliminar o pretratamiento.

- Tratamiento primario
- Tratamiento secundario
- Tratamiento terciario

3.5.2. Proceso de tratamiento de las aguas servidas

Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar se diseña para:

- Separar o disminuir el tamaño de los sólidos grandes que flotan.
- Separar los sólidos inorgánicos pesados y las cantidades excesivas de aceites y grasas.

Tratamiento primario

Los dispositivos que se usan en el tratamiento primario están diseñados para retirar de las aguas residuales los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables que se encuentran suspendidos, mediante el proceso físico de sedimentación.

El propósito fundamental de los dispositivos para el tratamiento primario, consiste en disminuir lo suficiente, la velocidad de las aguas, para que puedan sedimentarse los sólidos, tanto orgánicos como inorgánicos.

Los principales dispositivos para el tratamiento primario pueden ser tanques o fosas sépticas y tanque Imhoff.

Tanques o fosas sépticas

Están diseñadas para mantener las aguas residuales a velocidades bajas, reducir el contenido de sólidos sedimentables, y bajo condiciones anaerobias, en períodos de retención de 12 a 72 horas, degradar la materia orgánica depositada en el fondo. La descomposición de la materia orgánica produce gases que arrastran a los sólidos y los obligan a subir a la superficie, produciendo la formación de natas acumuladas en la superficie.

Tanques Imhoff

Son cámaras en las cuales pasan las aguas negras, por tener un comportamiento de digestión para un período de sedimentación. Los sedimentadores primarios se fundamentan en separar partículas por diferencia de densidad con ayuda de la fuerza de gravedad. La densidad de las partículas debe ser mayor a las del líquido, las cuales se van hasta la superficie o zona de almacenamiento. Se los aplica para el tratamiento primario de aguas residuales.

Para cumplir con esto se tiene diferentes clases de decantadores como: Horizontales, Verticales con manto de fango y decantadores con carga sólida artificial.

Tratamiento secundario

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas negras todavía contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión o en solución que los que puedan ser asimilados por las aguas receptoras. Se evita así superar la capacidad autodepuradora del curso receptor (río o arroyo) minimizando la agresión al medio ambiente. Para ello

existen, entre otros, dos métodos básicos de tratamiento secundario que pueden aplicarse y que son: lechos percoladores con tanques de sedimentación secundaria y lodos activados.

Tanto los lechos percoladores como los lodos activados dependen de los organismos aerobios, por lo tanto se lo llama descomposición aerobia porque la realizan en presencia de oxígeno libre, a diferencia del tratamiento primario o anaeróbico.

Lecho percolador o lechos de oxidación biológica

Es la unidad de tratamiento secundario más común. Está constituido por grava gruesa de 1.50 mts, aproximadamente de profundidad. Su misión es retener los sólidos disueltos finamente divididos del líquido cloacal y oxidarlos biológicamente (intervienen bacterias, protozoarios, algas, hongos, gusanos y larvas de insectos), para formar un material más estable y sedimentable.

Tanques de sedimentación secundaria

Generalmente las prácticas y controles de los sedimentadores primarios se aplican igualmente a los secundarios, colocados después de los lechos percoladores. Es esencial que se extraiga frecuentemente el barro sedimentado por medio de bombas, para evitar que ascienda a la superficie.

Lodos activados

El proceso de lodos activados tiene como objetivo la remoción de materia orgánica, de las aguas residuales. La combinación de microorganismos y agua residual se conoce como lodos activados.

Tratamiento terciario

Esta etapa se considera como un nivel avanzado de tratamiento, en el cual se pretende mejorar sustancialmente la calidad del efluente cualitativamente, mediante la desinfección como elemento principal, y el control de nutrientes presentes en las aguas de origen doméstico, como la principal fuente de aportación, a través de procesos fisicoquímicos. Entre las operaciones que se utilizan en el tratamiento terciario de aguas contaminadas están: la microfiltración, la coagulación y precipitación, la absorción por carbón activado, el intercambio iónico, la ósmosis inversa, la electro diálisis, la remoción de nutrientes, la cloración y la ozonización.

3.5.3 Selección del tipo de tratamiento

En la selección del tipo de tratamiento para las aguas residuales existen varios factores importantes que se deben tomar en cuenta para la determinación del mismo.

Dichos factores van asociados a:

- Eficiencia
- Economía
- Operación y mantenimiento

- Factibilidad

3.6 Programa de operación y mantenimiento

Es la aplicación de técnicas para mantener el alcantarillado en buenas condiciones y así garantizar el funcionamiento normal del sistema para el periodo de diseño planificado.

La responsabilidad de mantenimiento y operación del sistema será del comité de vecinos del caserío de Zaculeu. El tiempo recomendado para inspeccionar el funcionamiento del sistema debe ser en espacios no mayores a los tres meses.

3.6.1 Objetivo de la unidad operativa

- Organizar actividades relacionadas con la conservación del medio.
- Llevar a cabo el mantenimiento del alcantarillado sanitario, basándose en las guías propuestas.

3.6.2 Naturaleza del documento

Esta guía presenta mecanismos de revisión y mantenimiento del sistema de alcantarillado, y aborda lineamientos operativos para dar el mantenimiento adecuado a las diferentes unidades del sistema de alcantarillado.

3.6.3 Cuándo realizar una inspección al alcantarillado sanitario

La inspección se llevará a cabo cuando sea solicitada por los vecinos del lugar, por el comité comunal, o por la municipalidad.

Se recomienda realizar las inspecciones al sistema, en períodos no mayores de tres meses.

El mantenimiento del sistema lo deberá hacer personal capacitado, auxiliándose con los planos generales del alcantarillado sanitario.

Recomendaciones

Los lineamientos descritos a continuación tratan de los casos más comunes que pueden llegar a surgir en un alcantarillado sanitario. Si se presenta otra anomalía, deberá ser estudiada por el personal capacitado para solucionarla adecuadamente.

Línea Central

Posibles problemas

- Tubería parcialmente tapada
- Tubería totalmente tapada

Solución y reparación

Para descubrir los taponamientos se pueden hacer dos pruebas para identificarlos:

- **Prueba de reflejo.** Consiste en colocar una linterna en el pozo de visita y revisar el reflejo de la misma en el siguiente pozo de visita; si no es percibido claramente, existe un taponamiento parcial, y si no se percibe en lo absoluto significa que existe un taponamiento total.

Se vierte agua mediante presión en el pozo de visita, se hace de nuevo la prueba de reflejo y se verifica si el taponamiento se despejó y deja ver claramente el reflejo.

- **Prueba de corrimiento de flujo.** Se vierte una cantidad determinada de agua en un pozo de visita y se verifica el corrimiento de agua en el siguiente pozo y que la corriente sea normal.

Si es un corrimiento muy lento, existe un taponamiento parcial y si no sale nada de agua en el pozo es porque existe un taponamiento total.

Al no lograr despejar el taponamiento por medio de la presión de agua, se introduce una guía para localizarlo y se procede a excavar y descubrir la tubería para sacar la basura o tierra que provoca el taponamiento.

3.6.4 Pozos de visita

Posibles problemas

- Acumulación de residuos y lodos
- Deterioro del pozo
- Tapadera del pozo en mal estado

Solución y reparación:

- Al inspeccionar los pozos de visita se puede constatar que no existan lodos ni desechos acumulados que puedan obstruir el paso de las aguas negras. Se procede a quitar los lodos y residuos para dar paso libre a las aguas.
- Verificar que el pozo de visita se encuentre en buen estado, revisar el brocal; los escalones deben estar en buen estado para que el inspector pueda bajar sin problemas al pozo; si están en mal estado, repararlos o cambiarlos por nuevos.
- Las tapaderas de los pozos de visita deben estar en su lugar y sin grietas por el paso de vehículos, cambiarlas por nuevas para garantizar la protección al sistema.

3.6.5 Conexiones domiciliarias

Problemas posibles:

- Tapadera de la candela en mal estado.
- Tubería parcialmente tapada.
- Tubería totalmente tapada.
- Conexiones de agua pluvial en la tubería.

Solución y reparación:

- Reparar la tapadera de la candela o cambiarla por una nueva, de no hacerlo, se corre el peligro de que se introduzca tierra y basura a la tubería y esto provocaría taponamiento.
- Una tubería parcialmente tapada puede ser provocada por la introducción de basura o tierra, esto se verifica en la candela, para ello se introduce agua y se observa si corre libremente. Se vierte una cantidad suficiente de agua de forma brusca para que el taponamiento se despeje y corra el agua sin mayor problema.
- Si la tubería está totalmente tapada, o si el agua está estancada en ella, se vierte una cantidad de agua en forma brusca para que ésta sea despejada. Si el taponamiento persiste, introducir una guía metálica para tratar de despejar y luego verter agua bruscamente para que el taponamiento sea despejado.
- Si el problema persiste, se introduce nuevamente la guía, se verifica la distancia en donde se encuentra el taponamiento, se marca en la calle la

distancia, luego se excava en este sitio; se descubre el tubo para poder destaparlo y repararlo a fin de que las aguas corran libremente.

- Las conexiones de agua de lluvia provocan que se saturen las tuberías, ya que éstas no fueron diseñadas para transportar dicha agua; se procede a cancelar dicha conexión de agua pluvial de la domiciliar.

3.7 Evaluación de 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.

Identificación de factores que puedan causar impacto ambiental y a qué parte está 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, quebradas, ríos, que pueden contaminarse con el movimiento de tierra, al momento del zanjeo.

El suelo: sí impactará negativamente el mismo si no se verifica la etapa del zanjeo porque habrá movimientos de tierra. Solamente se dará en la etapa de construcción y sus efectos son fácilmente prevenibles.

El aire: si no se verifican las fugas de aguas negras rápidamente, habrá peligro en el ambiente por los malos olores.

Salud: hay un impacto relativamente pequeño en la salud durante la etapa de construcción, ya que debido al movimiento de tierras se producirá polvo en las sucesivas etapas del proyecto.

Impactos negativos

Los impactos negativos del proyecto se dan sólo en las etapas de construcción y operación del proyecto. Los elementos más impactados negativamente son:

- el suelo
- el agua
- las partículas en suspensión.

Medidas de mitigación:

- Para evitar las polvaredas, será necesario programar adecuadamente el horario de las labores de zanjeo, las que deberán efectuarse en el tiempo más corto posible, compactándose adecuadamente las mismas, para evitar el arrastre de partículas por el viento.

- Deberá capacitarse a las personas encargadas del mantenimiento del sistema, referente al manejo de las aguas servidas y reparaciones menores.
- Orientar 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 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 el proyecto.

- Integrar un comité de emergencia contra inundaciones o asolvamiento en la comunidad beneficiada. Velar por que los lugares en donde se ubican las obras civiles se encuentran lo más despejado posible.
- Elaborar un programa de capacitación para prevención de accidentes.
- Capacitar a quienes se encargarán de darle mantenimiento al sistema, especialmente sobre aspectos de limpieza de pozos de visita.
- Velar porque los comunitarios no depositen su basura en las aguas negras para evitar obstaculizaciones al sistema.
- Para la disposición de desechos generados por las familias se debe contar con depósitos, distribuidos en lugares estratégicos.

Programa de monitoreo ambiental

- Supervisar periódicamente si están siendo ejecutadas las medidas de supervisión y mantenimiento del sistema.
- Monitorear si el personal utiliza el equipo necesario para la prevención de accidentes y de salud.
- Monitorear si está organizada la comunidad de acuerdo con lo propuesto en las medidas o plan de contingencia.

Plan de seguridad humana.

- El personal que trabajará en la ejecución del proyecto debe contar con el equipo adecuado, tal como mascarillas, guantes, overoles, botas, casco, etc., que minimicen los riesgos de accidentes de salud.
- Debe de desarrollarse un plan de capacitación al personal que laborará en la ejecución del proyecto sobre aspectos de salud y manejo del sistema, y del equipo a utilizar.
- Mantener en un lugar de fácil acceso un botiquín con medicamentos de primeros auxilios.

Plan de seguridad ambiental

- En el análisis de los impactos se observa que el proyecto tiene aspectos negativos al ambiente, solamente en la etapa de construcción, pero éstos son fácilmente manejables mediante la implementación de las medidas

de mitigación que se explicaron en el apartado de alternativas; de ahí en adelante no se visualizan impactos que dañen el ambiente.

Impactos positivos

Cabe resaltar que uno de los impactos positivos que tendrá el proyecto en el ambiente es evitar la contaminación de los acuíferos, pues el objetivo del proyecto es que las aguas servidas no corran a flor de tierra y por lo tanto no contaminen el nivel freático. También cabe mencionar que se evitará la proliferación de bacterias en el ambiente, causantes de enfermedades a los pobladores ayudando con ello a la salud por medio de la obra civil.

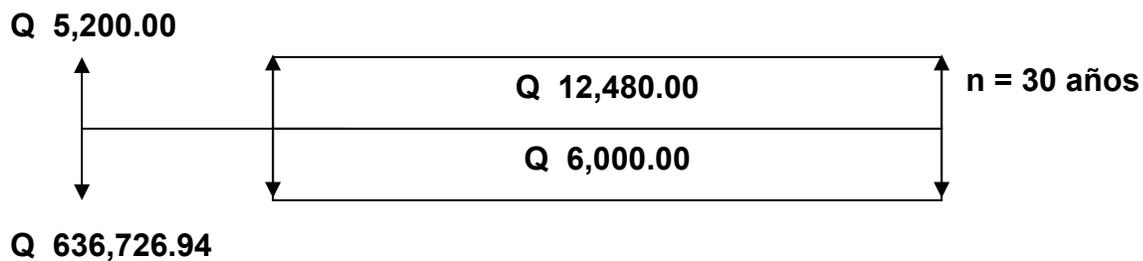
3.8 Evaluación socio-económica

3.8.1 Valor Presente Neto (VPN)

La municipalidad de La Libertad pretende invertir Q 636,726.94 en la ejecución del proyecto del drenaje sanitario para el caserío de Zaculeu. Se pretende tener un costo mensual por mantenimiento del sistema de Q 500.00. Se estima tener los siguientes ingresos: la instalación de la acometida corresponde a un pago único de Q 100.00 por vivienda; también se pedirá un ingreso mensual por vivienda de Q 20. Suponiendo una tasa del 17% al final de los 30 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del Valor Presente Neto.

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo Inicial		Q 636,726.94
Ingreso inicial	(Q 100/viv)(52 viv)	Q 5,200.00
Costos anuales	(Q 500/mes)(12 meses)	Q 6,000.00
Ingresos anual	(Q 20/viv)(52 viv)(12 meses)	Q 12,480.00
Vida útil, en años.		30 años

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 17%.



Se utilizará el signo negativo para los egresos y el signo positivo para los ingresos, entonces se tiene que:

$$VPN = - 636,729.94 + 5,200 - 6000(1 + 0.17)^{30} + 12,480(1 + 0.17)^{30}$$

$$\mathbf{VPN = 88,168.99}$$

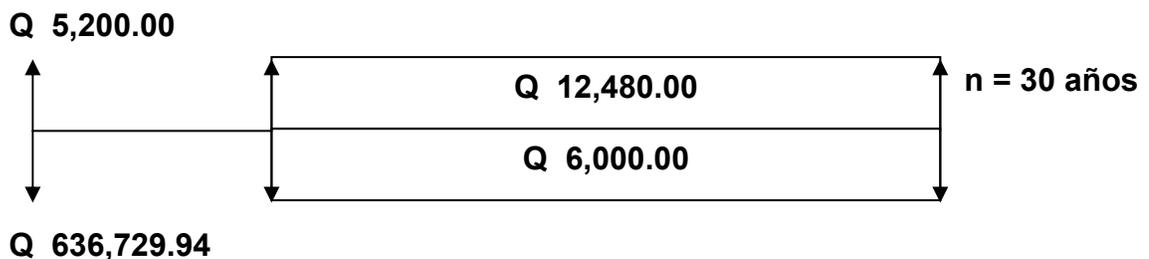
Como el Valor Presente Neto calculado es mayor que cero, lo más recomendable sería aceptar el proyecto, pero se debe tener en cuenta que éste es solo el análisis matemático y que también existen otros factores que pueden influir en la decisión como el riesgo inherente al proyecto, el entorno social,

político o la misma naturaleza que circunda el proyecto; es por ello que la decisión debe tomarse con mucho tacto.

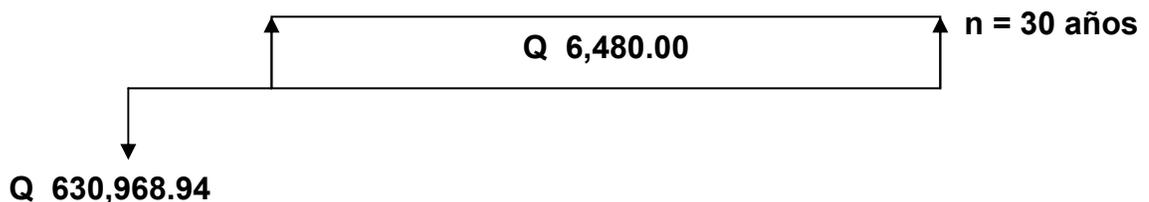
3.8.2 Tasa Interna de Retorno (TIR)

La empresa ejecutora propondrá a la alcaldía construir el sistema de drenaje para el caserío de Zaculeu, con un costo inicial aproximado de Q 636,729.94. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q 6,000.00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 12,480.00 por la cuota de amortización; también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, este será de Q 5,200.00 por el total de 52 viviendas existentes, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el periodo de 30 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

1. Se realiza la gráfica del problema



2. Puesto que los Q 12,480.00 y los Q 6,000.00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 636,168.94 y los Q 5,200.00 la gráfica podría simplificar a:



3. Teniendo claro lo anterior, se plantea y soluciona la ecuación de valor por medio de la metodología de la tasa interna de retorno (TIR).

a) Se utiliza una tasa de interés de 15 %

$$VPN = - 630,968.94 + 6,480(1 + 0.15)^{30}$$

$$VPN = -202,477.66$$

b) Se utiliza una tasa de interés de 17 %

$$VPN = - 630,968.94 + 6,480(1 + 0.17)^{30}$$

$$VPN = 88,168.99$$

4. Se utiliza la interpolación matemática para hallar la tasa de interés que se busca.

$$17\% \rightarrow 88,168.99$$

$$i \rightarrow 0$$

$$15\% \rightarrow -202,477.66$$

5. Se utiliza la proporción entre diferencias que se correspondan:

$$\frac{17 - i}{17 - 15} = \frac{88,168.99}{88,168.99 - (-202,477.66)}$$

Después de una serie de interpolaciones matemáticas sucesivas se tiene que, la tasa de interés $i = 16.393291$ %, representaría la tasa efectiva mensual de retorno.

$$i = 16.393291 \%$$

3.9 Presupuesto

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE SANITARIO Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.				
INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES				
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
DRENAJE SANITARIO				
PRELIMINARES				
BODEGA	m2	60	Q 182.26	Q 10,935.39
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	1476	Q 1.78	Q 2,625.92
TRAZO	ML	1476	Q 4.60	Q 6,784.92
EXCAVACIÓN				
CORTE DE TERRENO	m3	2073	Q 19.21	Q 39,812.53
COLECTOR				
DRENAJE	ml	1,476	Q 212.99	Q 314,373.92
POZOS DE VISITA				
DE 1.2M A 2.25M	unidad	8	Q 5,319.22	Q 42,553.73
DE 2.25M A 3.00M	unidad	3	Q 7,092.29	Q 21,276.86
DE 3.00M A 3.75M	unidad	1	Q 8,865.36	Q 8,865.36
DE 3.75M A 4.50M	unidad	5	Q 10,638.43	Q 53,192.16
DE 5.25M A 6.00M	unidad	1	Q 14,184.58	Q 14,184.58
DE 6.75M A 7.50M	unidad	1	Q 17,712.99	Q 17,712.99
DE 8.25M A 9.00M	unidad	3	Q 21,276.86	Q 63,830.59
CONEXIONES DOMICILIARES				
DOMICILIARES	unidad	53	Q 765.62	Q 40,578.00
COSTO TOTAL				Q 636,726.94

EL COSTO DEL PROYECTO DEL DRENAJE SANITARIO DEL CASERIO DE ZACULEU,
DE LA LIBERTAD, PETÉN, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE
SEISCIENTOS TREINTA Y SEIS MIL SETECIENTOS VEINTISEIS CON NOVENTA Y CUATRO CENTAVOS.

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
BODEGA	m2	60	Q 182.26	Q	10,935.39	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Paral de 3" x 2" x 9'		docena	4	Q 300.00	Q	1,200.00
Renglón de 4" x 3" x 10'		docena	3	Q 300.00	Q	900.00
Tabla de 1"x12"x12'		docena	1	Q 300.00	Q	300.00
Clavo de 4"		lb	30	Q 6.00	Q	180.00
Clavo de lamina 4"		lb	30	Q 6.00	Q	180.00
Clavo de 3"		lb	20	Q 6.00	Q	120.00
Cemento		saco	10	Q 49.00	Q	490.00
Arena		m3	1	Q 160.00	Q	160.00
Lámina galvanizada de 10'		unidad	52	Q 65.00	Q	3,380.00
Piedrín		m3	1	Q 170.00	Q	170.00
					Q	7,080.00
					Q	6,230.40
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Construcción de bodega	60	m2	Q 10.00	Q	600.00	
	SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA			Q	600.00	
		AYUDANTE	30%	Q	180.00	
		PRESTACIÓN	37%	Q	222.00	
	TOTAL MANO DE OBRA			Q	1,002.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	7,232.40
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	2,531.34
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	9,763.74
IVA				12%	Q	1,171.65
TOTAL					Q	10,935.39

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
REPLANTEO TOPOGRÁFICO						
	ML	1476	Q 1.78	Q	2,625.92	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Herramienta		global	1	Q 75.00	Q	75.00
Clavo de 3"		lb	5	Q 4.00	Q	20.00
Total de materiales con IVA					Q	95.00
Total de materiales sin IVA					Q	83.60
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Topografo		m	1476.00	Q 1.00	Q	1,476.00
Cadenero		m	1476.00	Q 0.12	Q	177.12
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q	1,653.12
TOTAL MANO DE OBRA					Q	1,653.12
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	1,736.72
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	607.85
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	2,344.57
IVA				12%	Q	281.35
TOTAL					Q	2,625.92

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
TRAZO	ML	1476	Q 4.60	Q	6,784.92	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Cal		saco	16	Q 21.00	Q	336.00
		Total de materiales con IVA			Q	336.00
		Total de materiales sin IVA			Q	295.68
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Colocación de estacas	UNIDAD	74	Q 4.00	Q	296.00	
Trazo	m	1476	Q 1.50	Q	2,214.00	
		SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA			Q	2,510.00
			AYUDANTE 30%	Q	753.00	
			PRESTACIÓN 37%	Q	928.70	
		TOTAL MANO DE OBRA			Q	4,191.70
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	4,487.38
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	1,570.58
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	6,057.96
IVA				12%	Q	726.96
TOTAL					Q	6,784.92

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
EXCAVACIÓN						
CORTE DE TERRENO	m3	2073	Q 19.21	Q	39,812.53	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Puntas		unidad	5	Q 125.00	Q	625.00
Palas		unidad	5	Q 32.00	Q	160.00
Piochas		unidad	5	Q 38.00	Q	190.00
Uñas		unidad	5	Q 65.00	Q	325.00
Almadanas		unidad	5	Q 32.00	Q	160.00
Azadones		unidad	5	Q 26.00	Q	130.00
Carretillas		unidad	5	Q 135.00	Q	675.00
Total de materiales con IVA					Q	2,265.00
Total de materiales sin IVA					Q	1,993.20
EQUPO Y MAQUINARIA						
DESCRIPCIÓN	RENDIMIENTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Excavadora	8 horas diarias	horas	35	Q 500.00	Q	17,500.00
Total de equipo con IVA					Q	17,500.00
Total de equipo sin IVA					Q	15,400.00
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Excavación a mano	m3	60	Q 40.00	Q	2,400.00	
Nivelación	m	1476	Q 2.00	Q	2,952.00	
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q	5,352.00
			AYUDANTE	30%	Q	1,605.60
			PRESTACIÓN	37%	Q	1,980.24
TOTAL MANO DE OBRA					Q	8,937.84
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	26,331.04
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	9,215.86
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	35,546.90
IVA				12%	Q	4,265.63
TOTAL					Q	39,812.53

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
COLECTOR					
DRENAJE	ml	1476	Q 212.99	Q	314,373.92
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
	Tubo pvc de 6" Novafort	unidad	255	Q 587.19	Q 149,733.45
	Lubricante	galon	31	Q 20.00	Q 620.00
	Material Selecto	m3	90	Q 55.00	Q 4,950.00
	Total de materiales con IVA				Q 155,303.45
	Total de materiales sin IVA				Q 136,667.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Colocación de Tubería	m	1476	Q 6.00	Q	8,856.00
Relleno de material excavado	m3	1650	Q 20.00	Q	33,000.00
Relleno manual por capas	m3	90	Q 9.00	Q	810.00
	SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 42,666.00
			AYUDANTE 30%	Q	12,799.80
			PRESTACIÓN 37%	Q	15,786.42
	TOTAL MANO DE OBRA				Q 71,252.22
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q 207,919.26
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 72,771.74
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q 280,691.00
IVA				12%	Q 33,682.92
TOTAL					Q 314,373.92

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
POZOS DE VISITA					
POZOS	unidad	1	Q 5,319.22	Q 5,319.22	
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Ladrillo Tayuyo de 0.065*0.14*0.29		unidad	500	Q 1.00	Q 500.00
Cemento		sacos	10	Q 49.00	Q 490.00
Arena		m3	0.4	Q 160.00	Q 64.00
Piedrín		m3	0.4	Q 170.00	Q 68.00
Hierro de 1/2		qq	1	Q 280.00	Q 280.00
Hierro de 3/8		qq	0.5	Q 280.00	Q 140.00
Alambre de amarre		lb	6	Q 6.00	Q 36.00
Madera		pt	20	Q 4.00	Q 80.00
				Total de materiales con IVA	Q 1,658.00
				Total de materiales sin IVA	Q 1,459.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Excavación	m3	10	Q 50.00	Q 500.00	
Construcción de Pozo	unidad	1	Q 700.00	Q 700.00	
Evacuación de material sobrante	m3	12	Q 25.00	Q 300.00	
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 1,500.00	
			AYUDANTE 10%	Q 150.00	
			PRESTACIÓN 14%	Q 210.00	
TOTAL MANO DE OBRA				Q 1,860.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q 3,518.00	
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)			35%	Q 1,231.30	
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q 4,749.30	
IVA			12%	Q 569.92	
TOTAL				Q 5,319.22	
POZOS DE VISITA DE DIFERENTES ALTURAS	COSTO	No. DE POZOS	COSTO		
DE 1.2M A 2.25M	Q 5,319.22	8	Q 42,553.73		
DE 2.25M A 3.00M	Q 7,092.29	3	Q 21,276.86		
DE 3.00M A 3.75M	Q 8,865.36	1	Q 8,865.36		
DE 3.75M A 4.50M	Q 10,638.43	5	Q 53,192.16		
DE 4.5M A 5.25M	Q 12,411.50	0	Q -		
DE 5.25M A 6.00M	Q 14,184.58	1	Q 14,184.58		
DE 6.00 A 6.75 M	Q 15,957.65	0	Q -		
DE 6.75M A 7.50M	Q 17,712.99	1	Q 17,712.99		
DE 7.5M A 8.25M	Q 19,503.79	0	Q -		
DE 8.25M A 9.00M	Q 21,276.86	3	Q 63,830.59		

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
CONEXIONES DOMICILIARES					
DOMICILIARES	unidad	53	Q 765.62	Q	40,578.00
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
		unidad	53.00	Q 60.00	Q 3,180.00
		saco	27.00	Q 49.00	Q 1,323.00
		M3	4.00	Q 160.00	Q 640.00
		M3	2.50	Q 160.00	Q 400.00
		unidad	23	Q 200.00	Q 4,600.00
		unidad	53	Q 79.00	Q 4,187.00
		galon	4	Q 270.00	Q 1,080.00
					Q 15,410.00
					Q 13,560.80
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Instalación Domiciliar	unidad	53	Q 150.00	Q	7,950.00
					Q 7,950.00
			30%	Q	2,385.00
			37%	Q	2,941.50
					Q 13,276.50
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q 26,837.30
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 9,393.06
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q 36,230.36
IVA				12%	Q 4,347.64
TOTAL					Q 40,578.00

**PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE SANITARIO
Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.**

CRONOGRAMA FÍSICO Y FINANCIERO DEL DRENAJE SANITARIO

REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5								
			S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4					
TRABAJOS PRELIMINARES																											
BODEGA	m2	60																									
			Q	10,935.39																							
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ML	1476																									
			Q	2,625.92																							
TRAZO	ML	1476																									
					Q	6,784.92																					
EXCAVACIÓN																											
CORTE DE TERRENO	m3	2073																									
											Q	39,812.53															
COLECTOR																											
DRENAJE	ml	1,476																									
															Q	314,373.92											
POZOS DE VISITA																											
POZOS	unidad	9																									
																			Q	42,553.73							
CONEXIONES DOMICILIARES																											
DOMICILIARES	unidad	53																									
																							Q	40,578.00			
COSTO TOTAL DEL PROYECTO																											
																							Q	636,726.94			

4. DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO DE ZACULEU DE LA LIBERTAD, PETÉN

4.1 Descripción del proyecto

En el presente capítulo se desarrollará el Proyecto de Pavimentación Rígida para el caserío de Zaculeu. En lo referente a los aspectos relacionados con pavimentos, se describirán las propiedades del suelo y el método de diseño de espesor de losa, para pavimento rígido y una explicación de pavimento flexible.

4.2 Documentación bibliográfica

4.2.1 Definición de pavimentos

Es una estructura cuya función fundamental es distribuir adecuadamente las cargas concentradas de las ruedas de los vehículos, de manera que el suelo subyacente pueda soportarlas sin falla o deformación excesiva. La condición esencial que debe reunir un pavimento debe ser una superficie lisa, no resbaladiza, que resista la intemperie y finalmente debe proteger al suelo de la pérdida de sus propiedades, por efecto del sol, las lluvias y el frío.

4.2.2 Tipos de pavimentos

Atendiendo a la forma de cómo se distribuyen las cargas sobre la subrasante, se definen dos tipos de pavimento: los pavimentos rígidos, que están formados por losas de concreto, los que debido a su consistencia y alto módulo de elasticidad, utilizan la acción de viga para distribuir la carga en un área de

suelo relativamente grande. En estos la mayor parte de capacidad estructural, es proporcionada por la losa de concreto. Luego los pavimentos flexibles, que están constituidos por asfaltos; en ellos la carpeta de rodadura produce una mínima distribución de cargas, las cuales se distribuyen por el contacto de partícula a partícula, en todo el espesor del pavimento.

Además de esta clasificación, existe el pavimento de adoquín, que por la forma de cómo se distribuyen las cargas en las capas inferiores a la superficie de rodadura, se le considera un pavimento semiflexible.

4.2.3 Elementos estructurales de pavimentos

Sub-rasante

Es la capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad, en que no le afecte la carga de diseño que corresponde a la estructura prevista.

Los materiales que forman la sub-rasante deberán cumplir con ciertos requisitos para producir un pavimento de buena calidad; dichos requisitos dependen de las propiedades de los materiales, que se determinan por ensayos debidamente normalizados, por la American Society for Testing Materials A.S.T.M. y por la American Association of State Highways Officials A.A.S.H.O.

Los siguientes requisitos deben cumplirse en una profundidad de al menos cincuenta centímetros para calles y carreteras.

Tabla VII. Propiedades y requisitos ideales para suelo ensayado

PROPIEDAD	REQUISITO
Tamaño máximo de partícula	7.5 cm.
Límite líquido	Mayor del 50%
C.B.R.	5% Mínimo
Expansión	5% Máximo
Compactación	95% Mínimo

Los suelos que no cumplan con estas condiciones, deberán ser sustituidos por un material adecuado o bien ser estabilizados.

Sub-base

Es la primera capa del pavimento y está constituida por una capa de material selecto o estabilizado, de un espesor compactado, según las condiciones y características de los suelos existentes en la sub-rasante, pero en ningún caso debe ser menor de 10 centímetros ni mayor de 70 centímetros. Las principales funciones de la sub-base son:

- a) Transmitir y distribuir las cargas provenientes de la base.
- b) Servir de material de transición entre la terracería y la base, así también como elemento aislador; previniendo la contaminación de la base, cuando la terracería contenga materiales muy plásticos.
- c) Romper la capilaridad de la terracería y drenar el agua proveniente de la base, hacia las cunetas. Es importante que la sub-base y la base en su sección transversal, sean interceptadas por las cunetas, para que éstas drenen fácilmente el agua que aquellas eliminan.

Requisitos de la sub-base

La capa de sub-base, debe estar constituida por suelos de tipo granular en su estado natural o mezclados; que formen y produzcan un material que llene los siguientes requisitos:

- a) Valor soporte: el material debe tener un C.B.R., AASHTO T-193, mínimo de 30, efectuado sobre una muestra saturada a 95% de compactación, AASHTO T-180, o bien un valor AASHTO T-90 mayor de 50.
- b) Piedras grandes y exceso de finos: el tamaño máximo de las piedras que contengan material de sub-base, no debe exceder de 7 centímetros, el material de sub-base no debe tener más del 50% en peso de partículas, que pasen el tamiz No 200 (0.075 mm.).
- c) Plasticidad y cohesión: debe tener las características siguientes: la porción que pasa el tamiz No. 40 (0.425 Mm.), no debe tener un índice de plasticidad AASHTO T-90, mayor de 6. En el límite líquido, AASHTO T-89, mayor de 25, determinados ambos, sobre muestra preparada en húmedo, AASHTO T-146. Cuando las disposiciones especiales lo indiquen expresamente, el índice de plasticidad puede ser más alto, pero en ningún caso mayor de 8.

Sub-base estabilizada

Es la capa de sub-base preparada y construida, aplicando la técnica de la estabilización de suelos, para mejorar sus características de fricción interna y cohesión, por medio del uso de materiales o productos estabilizadores.

Los suelos a estabilizar pueden ser los existentes en la sub-rasante previamente preparada y reacondicionada, suelos seleccionados de bancos de material, ya sea en su estado natural, mezclando varios de ellos, o en combinación con los suelos de la sub-rasante. Los suelos a estabilizar no deben de contener piedras mayores de 5 centímetros, materias vegetales, basura, terrones de arcilla o sustancias que incorporadas en la sub-base estabilizada, puedan perjudicar la estructura del pavimento.

Dentro de los materiales estabilizadores se tiene: la cal hidratada, lechada de cal, granza de cal, cal viva, cemento Pórtland y materiales bituminosos, aunque pueden establecerse disposiciones especiales, otros productos estabilizadores como: el uso del cloruro de calcio y sodio.

Base

Es la capa de material selecto que se coloca encima de la sub-base o sub-rasante, donde el espesor debe estar entre 35 centímetros máximo y 10 centímetros mínimo, dentro de sus principales funciones y características están las siguientes:

- a) Transmitir y distribuir las cargas provenientes de la superficie de rodadura.
- b) Servir de material de transición entre la sub-base y la carpeta de rodadura.
- c) Drenar el agua que se filtre a través de las carpetas y hombros, hacia las cunetas.
- d) Ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producidas por el tránsito.

La base se encuentra conformada por materiales granulares como: piedra triturada, arenas, grava o suelos estabilizados.

Los materiales empleados para la construcción de bases de pavimentos de carreteras deben llenar los siguientes requisitos:

- a) Tener un C.B.R de 90% a una compactación mínima del 95%.
- b) El agregado retenido en la malla No.4 no debe tener un desgaste mayor del 50%.
- c) Tener un límite líquido menor de 25 y un índice de plasticidad menor de 6.

La compactación de la base deberá ser minuciosamente atendida, pues se puede correr el riesgo de fallas en la carretera por una compactación inadecuada de la base y sobre todo cuando se emplean materiales difíciles de compactar.

La obtención del material de base, se lleva a cabo generalmente de la grava de río o de antiguos depósitos de gravas de río, que pueden triturarse para llenar las especificaciones. Cuando el material mencionado no puede encontrarse dentro de los límites económicos, entonces se recurre a usar roca sólida, para lo cual es necesario abrir una cantera, triturar el material y generalmente añadir un material de relleno apropiado para satisfacer los requisitos de graduación.

Superficie de rodadura

Es la capa sobre la cual se aplican directamente las cargas del tránsito; se coloca encima de la base y está formada por una mezcla bituminosa, si el

pavimento es flexible; por una losa de concreto de cemento Pórtland, si es pavimento rígido o por adoquines, si es un pavimento semiflexible.

Esta capa protege a las capas inferiores de los efectos del sol, las lluvias y las heladas, además resiste con un desgaste mínimo, los esfuerzos producidos por el tránsito.

4.2.4 Pavimentos flexibles

Los materiales bituminosos empleados en la construcción de pavimentos, son el asfalto y el alquitrán. En estos pavimentos las cargas del tránsito se distribuyen a través de las diferentes capas en tal forma, que los esfuerzos en el suelo de la sub-rasante sean los mínimos aceptables. A continuación se definen los distintos materiales bituminosos que se emplean en la construcción y mantenimiento de pavimentos flexibles.

Asfaltos

Los asfaltos se obtienen de la destilación del petróleo crudo, la destilación puede hacerse por vapor y por aire. La destilación por vapor da excelentes asfaltos para pavimentos, mientras que la destilación por aire da asfaltos oxidados.

Los principales asfaltos empleados en la construcción o mantenimiento de carreteras son los siguientes:

Asfaltos líquidos de fraguado lento (S.C.) o Road Oils

Estos son aceites residuales asfálticos con poco o ningún elemento volátil; pueden ser fabricados de la mezcla de un cemento asfáltico con un aceite residual, variando sus propiedades desde un material de características ligantes pobres, hasta un material viscoso de excelentes características. Para su uso en trabajos de carretera, estos asfaltos deben de cumplir con las especificaciones dadas por el Instituto de Asfalto de los Estados Unidos de Norte América.

Asfaltos líquidos de fraguado medio (M.C.)

Éstos se obtienen de la mezcla de un cemento asfáltico con un producto altamente volátil; en este caso, kerosina. Estos tipos de asfaltos se trabajan fácilmente a bajas temperaturas, evaporándose el volátil al ser expuestos al aire o al calor. Para su fabricación se emplean cementos asfálticos de mayor penetración que en los de fraguado lento y para utilizarlos en las carreteras deben de llenar las especificaciones dadas por el Instituto de Asfalto.

4.2.5 Pavimentos rígidos

Los factores que afectan al espesor de un pavimento rígido, son principalmente el nivel de carga que ha de soportar, (tipo de vehículos y número), el módulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas del concreto.

Los pavimentos rígidos están constituidos generalmente por las dos capas siguientes:

4.2.5.1 Base para un pavimento rígido

Ésta consta de una o más capas compactadas de material granular o estabilizado, colocada entre la sub-rasante y la losa rígida. La base da lugar a un apoyo uniforme, estable y permanente para la losa de concreto.

En el diseño y mantenimiento de un pavimento rígido, una inquietud importante es la prevención de la acumulación del agua sobre la base, o adentro de ésta. La AASHTO recomienda que, si es necesario para fines de drenaje, la capa base se extienda de 1 a 3 pies más allá del ancho de la vía o hacia el talud interior de la cuneta.

4.2.5.2 Tipos de pavimentos de concreto

Un pavimento de concreto puede ser simple, reforzado o presforzado.

- Los pavimentos de concreto reforzado pueden estar formados por secciones unidas o reforzarse en forma continua, los pavimentos reforzados en forma continua eliminan la necesidad de juntas transversales, pero sí requieren juntas de construcción o juntas en las interrupciones físicas de la carretera, como son los puentes.
- Los pavimentos de concreto simple no tienen refuerzo, excepto por las varillas de acero de amarre usadas para mantener firmemente las juntas longitudinales. Los pavimentos presforzados, se tensan primero y después se funden.

4.2.5.2.1 Juntas en el pavimento de concreto

Se forman las juntas en el pavimento de concreto para reducir los efectos de la expansión y la contracción, para facilitar el colado del concreto y para dejar espacio para la liga de las losas colindantes. Las juntas pueden ser perpendiculares a la línea central del pavimento (trasversales) y, dependiendo a la función a que se les destine, longitudinales.

4.2.5.2.2 Juntas transversales de expansión

La función principal de una junta de expansión en un pavimento de concreto es permitir el movimiento de la losa debido a cambios en la temperatura. Por ejemplo, cuando se eleva la temperatura, aumenta la longitud de la losa, creando en consecuencia esfuerzos de compresión en el concreto. Si no se colocaran juntas de expansión, la losa, dependiendo de su longitud, podría abombarse o reventarse.

En el pavimento de concreto, en general se colocan juntas de expansión cada 40 a 60 pies, a lo largo de la longitud del pavimento. Las juntas, que pueden variar en espesor de $\frac{3}{4}$ " a 1 pulgada, deben de incorporar dispositivos apropiados de transferencia de carga. En las juntas, se debe colocar relleno, como caucho, betumen o corcho que permita la expansión de la losa y excluya la suciedad.

4.2.5.2.3 Juntas transversales de contracción

Se ponen juntas de contracción para limitar los efectos de las fuerzas de tensión en una losa de concreto, causados por una caída en la temperatura. El objetivo es debilitar la losa, de modo que si las fuerzas de tensión son

suficientemente grandes como para agrietarla, tales grietas se formarán en las juntas. En general, la profundidad de las juntas de contracción corresponde a solo un cuarto del espesor de la losa. No obstante, cuando se diseñan y espacian apropiadamente, también pueden minimizar el agrietamiento de la losa fuera de las juntas.

Las juntas de contracción se pueden formar al aserrar en el concreto endurecido, colocando insertos de plástico en los lugares de las juntas antes de colocar el concreto, o bien, trabajando el concreto después de haber sido colado pero antes de que éste haya endurecido por completo.

4.2.5.2.4 Juntas longitudinales

Éstas se forman paralelas a la línea central de la carretera para facilitar la construcción de los carriles y prevenir la propagación de grietas longitudinales irregulares. Las juntas se pueden acuñar, juntar a tope, formar mecánicamente o ranurar con sierra.

4.2.5.2.5 Juntas de construcción

Cuando se interrumpe el colado del concreto para una losa, resulta conveniente una junta de construcción en la junta fría, entre las dos secciones de esa losa. Como preparación para la interrupción, se forma una cara vertical con un travesaño de madera en el extremo de la losa que se está colando.

4.2.6 Maquinaria utilizada en movimiento de tierras y compactación de suelos

Maquinaria para movimiento de tierras

Moto niveladora

La moto niveladora como su nombre lo indica se utiliza para la nivelación del terreno antes de la compactación del suelo. En la actualidad este formato es el Standard del mercado y John Deere con la serie C sigue siendo el modelo Standard por el cual se rigen las marcas como Caterpillar, Case y otras. Esta maquinaria ofrece tres configuraciones básicas. Dependiendo el tipo de trabajo que realice, se puede escoger entre caballaje fijo, caballaje variable o con su tracción frontal.

Con la articulación, radio de giro y eficiencia de combustible se cumple el objetivo de hacer un movimiento de tierras más eficiente.

Dumpers

Los dumpers permiten de una forma eficiente y económica mover material adentro de su sitio de trabajo. Este equipo está destinado a movilizar miles de metros cúbicos de material en el transcurso de la obra, ahorrando dinero por su economía de operación. Su radio de giro cerrado permite que estas máquinas trabajen en lugares confinados con perfecta confianza.

Maquinaria y equipo en compactación de suelos

La selección correcta de equipos para la compactación de suelos

Cuáles son los factores que influyen sobre la compra y las aplicaciones de equipos de compactación? Esta pregunta no siempre suele ser contestada con facilidad; al decidir sobre un equipo de compactación, se deberá definir,

ante todo, desde el inicio, si el equipo va a ser utilizado predominantemente para suelos granulares (no cohesivos) o suelos cohesivos.

Suelos no cohesivos

Los suelos no cohesivos (granulares) se dejan compactar de mejor forma y lo más económicamente posible por medio de la vibración. La vibración (compactación dinámica) reduce la fricción entre las partículas individuales del suelo, permitiendo simultáneamente una redistribución de estas mismas partículas. Gracias a la vibración se logran reducir los volúmenes de poros (espacios vacíos) y las inclusiones de agua y aire son desplazadas hacia la superficie, obteniéndose paralelamente una mayor densidad seca del material de suelo. Dado que la vibración aumenta el efecto de la compactación en la profundidad es posible especificar capas de mayor profundidad, contribuyéndose con ello a una compactación más efectiva y económica. En general, y gracias a su intensivo efecto de compactación, planchas vibratoras se utilizan para lograr óptimos resultados en la compactación de suelos no cohesivos.

Adicionalmente, se deberán considerar los excelentes resultados en la compactación, la alta producción, el alto grado de confiabilidad y los costos resultantes relativamente bajos, de esta clase de equipos. Para la compactación de grandes superficies con suelos granulares (no cohesivos) se utilizan en general rodillos vibratorios.

Suelos cohesivos

Para llevar a cabo en forma correcta y efectiva la compactación de un suelo cohesivo es necesario que el material sea amasado y, a la par, presionado o golpeado en forma vigorosa.

En los suelos cohesivos, la acción de la fuerza de impacto de un vibroapisonador reduce a un mínimo la adhesión (cementación) entre las partículas individuales (cohesión real). Adicionalmente, es reducida la fricción entre partículas. Las inclusiones de aire y/o agua son desplazadas en dirección de la superficie. De esta manera se obtiene una compacidad mayor. Una elevada altura de salto del pisón de un vibroapisonador es deseable, ya que de esta forma es posible obtener un alto trabajo de impacto por golpe, como también para garantizar un mejor avance del equipo. La alta secuencia de golpes dentro del orden de 500 a 800 golpes por minuto hace que las partículas giren, oscilen y vibren y se mantengan en constante movimiento, lo cual es una gran ventaja durante la compactación de suelos tanto cohesivos como también no cohesivos (granulares).

Compactadora

Los rodos representan una económica y eficiente solución para los trabajos de compactación. Para satisfacer las aplicaciones exigentes donde se requiere superior gradeabilidad, los rodos están diseñados para dar superior tracción en los momentos más difíciles.

4.2.7 Maquinaria utilizada en pavimentación

Concreteiras

En la actualidad se han inventado y desarrollado las autoconcreteiras autocargables. Con el fin de producir concreto de alta calidad a bajo costo, ya que con el transporte inmediato en la obra se evitará la pérdida de las propiedades ideales del concreto a la hora de la fundición no se pierdan.

Figura 3. Autoconcretera Carmix



Fuente: Compañía Guatemalteca de Maquinaria, COGUMA

También se cuenta con concretteras de trabajo liviano, con capacidad de 1-1.5 sacos. Estas concretteras son ideales para la obra pequeña. Sus cualidades les permite ser jaladas por carro sin dañar sus llantas y su chasis en delta le otorga mayor estabilidad y rigidez alargando su vida útil.

Figura 4. Concretera liviana



Fuente: Compañía Guatemalteca de Maquinaria, COGUMA

Pavimentadoras

Existe una amplia gama de pavimentadoras sobre ruedas y sobre orugas. Cual sea su trabajo, desde un lote pequeño hasta una carretera de muchos kilómetros se encontrará la máquina que mejor se adapte a las necesidades que la obra requiera; y es importante tomarla en cuenta en obras de infraestructura vial, pues lo que se pretende es tener la mejor calidad que permita hacer un trabajo superior a un costo menor.

Figura 5. Pavimentadora sobre ruedas



Fuente: Compañía Guatemalteca de Maquinaria, COGUMA

Figura 6. Pavimentadora de oruga



Fuente: Compañía Guatemalteca de Maquinaria, COGUMA

Cortadora de concreto

La cortadora de concreto es utilizada después de la fundición del pavimento, donde el objetivo es hacer las juntas de dilatación transversal y longitudinal, y evitar que el concreto se agriete antes de los 28 días, ya que ese es el espacio de tiempo donde alcanza su resistencia máxima.

Figura 7. Cortadora de concreto



Fuente: Compañía Guatemalteca de Maquinaria, COGUMA

4.3 Ensayos de laboratorio de suelos

4.3.1 Ensayo de granulometría

Normado por la A.A.S.H.T.O. T-27. El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso, sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado.

El análisis granulométrico, se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Conocidas las composiciones granulométricas del material, se representan gráficamente.

4.3.2 Límites de atterberg

4.3.2.1 Límite líquido

Normado por la A.A.S.H.T.O T-89. Es el contenido de humedad expresado en porcentaje, respecto del peso seco de la muestra con el cual el

suelo cambia del estado líquido, al estado plástico. El método que actualmente se utiliza para determinar el límite líquido, es el que ideó Casagrande. El límite líquido debe determinarse, con muestras del suelo que hayan cruzado la malla No. 40, si el espécimen es arcilloso, es preciso que nunca haya sido secado a humedades menores que su límite plástico.

4.3.2.2 Límite plástico

Normado por la A.A.S.H.T.O T-90. Es el contenido de humedad, expresado en porcentaje de su peso secado al horno, que tiene el material cuando permite su arrollamiento en tiras de 1/8 de pulgada sin romperse.

El límite plástico se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$L.P. = [(P_h - P_s) / P_s] \times 100$$

Donde:

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %

P_h = Peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos

P_s = Peso de los trocitos de filamentos secos en gramos

P_w = Peso del agua contenida en los filamentos pesados en
gramos

4.3.2.3 Índice plástico

Representa la variación de humedad que puede tener un suelo, que se conserva en estado plástico. Tanto el límite líquido, como el límite plástico, dependen de la calidad y del tipo de arcilla; sin embargo, el índice de plasticidad, depende generalmente, de la cantidad de arcilla del suelo.

Según Atterberg:

Índice plástico = 0, entonces, suelo no plástico;

Índice plástico = 7, entonces, suelo tiene baja plasticidad

$7 \leq$ Índice plástico ≤ 17 , suelo medianamente plástico

4.3.3 Ensayo de compactación o proctor modificado

La prueba de Proctor Modificado según la norma A.A.S.T.H.O. T-180. La densidad que se puede obtener en un suelo por medio de un método de compactación dado, depende de su contenido de humedad. Al contenido que da el más alto peso unitario en seco (densidad) se le llama “Contenido óptimo de Humedad” para aquel método de compactación. En general, esta humedad es menor que la del límite plástico y decrece al aumentar la compactación.

Antes de la realización de este ensayo, el material debe ser triturado, secado y pasado por el tamiz No. 4. Se entiende por triturado únicamente el espolvorear terrones, no así las gravas si las hubiere.

La prueba de proctor reproduce en el laboratorio el tipo de compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada. En este ensayo se utilizó un pisón de 10 libras y una altura de caída de 18 pulgadas, compactando en 5 capas, usando para ello 25 golpes.

4.3.4 Ensayo de valor soporte (C.B.R.)

Normado por la A.A.S.H.T.O. T-193. Este ensayo sirve para determinar el valor soporte del suelo compactado a la densidad máxima y humedad óptima,

simulando las peores condiciones probables en el terreno, para lo cual las probetas obtenidas se sumergen completamente en una pila llena de agua.

El C.B.R. se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón, hasta la misma profundidad, de una muestra de suelo patrón de piedra triturada, de propiedades conocidas.

Los valores de C.B.R. que se utilizan son:

0.1 pulgadas de penetración para un esfuerzo de 3,000 libras

0.2 pulgadas de penetración para un esfuerzo de 4,500 libras

4.3.5 Ensayo de equivalente de arena

Normado por la A.A.S.H.T.O. T-176. Se hace con el fin de conocer el porcentaje relativo de finos plásticos que contienen los suelos y los agregados pétreos.

4.3.6 Clasificación de los suelos

Existen diferentes clasificaciones de acuerdo con los puntos de vista de geólogos, agrónomos, ingenieros civiles, etc. Sin embargo, hoy es casi aceptado por la mayoría, que el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (S.U.C.S.) es el que mejor satisface los diferentes campos de aplicación de la Mecánica de Suelos. Este sistema fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto para aeropuertos, en 1942.

Los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla No. 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos a los que pasan, y así un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en la malla No. 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicha malla.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

4.3.7 Análisis de resultados

Los resultados obtenidos, de los ensayos realizados a la muestra representativa, así como las gráficas, pueden observarse en los anexos. De estos resultados dependen los espesores de las diferentes capas que conforman el pavimento.

Se cuenta entonces, en éste caso, con un material con las siguientes características:

Clasificación P.R.A. = A – 5

Descripción del suelo = Arcilla color café oscuro

Límite líquido = 47.76 %

Índice plástico = 5.23 %

Peso unitario seco máximo = 89.62 lbs / pie³

Humedad óptima = 29.2 %

C.B.R. = al 98.26 % de compactación de 2.9%

4.4 Diseño de pavimento rígido

4.4.1 Trabajos previos al dimensionamiento de un pavimento

Inicialmente se hizo el levantamiento topográfico en el tramo que se tiene planificado pavimentar; se utilizó el método de poligonal abierta y radiaciones. La poligonal fue nivelada con estaciones de múltiplos de 20 metros.

Seguidamente, se dibujaron los niveles de línea central, una vez trazado el perfil longitudinal, se procedió al diseño de la rasante final, tomando en consideración las especificaciones y criterios de diseño.

4.4.2 Topografía

La planimetría y altimetría son fundamentales en todo proyecto de ingeniería civil, tales como: proyectos viales, abastecimientos de agua potable, drenajes, construcción, etc. El fin de esto, es obtener libretas de campo, que posteriormente reflejarán las condiciones topográficas del lugar, donde se ejecutará el proyecto.

4.4.2.1 Planimetría

Conjunto de trabajos, para la obtención de todos los datos, necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación, el norte magnético o astronómico. El método planimétrico utilizado en el tramo a pavimentar, fue la conservación de azimut para la línea central y radiaciones para el ploteo de puntos que sirvieran de referencia para el trazo del ancho de calle.

4.4.2.2 Altimetría

Son los trabajos necesarios para representar sobre el plano horizontal la tercera dimensión sobre el terreno, definiendo las diferencias de nivel existentes, entre puntos de un terreno o construcción; para ello es necesario medir distancias verticales ya sea directa o indirectamente. A todo este procedimiento se le llama nivelación.

4.4.3 Teoría de diseño de pavimentos rígidos

Para el diseño del pavimento, ya sea flexible o rígido, conviene tomar en cuenta la mejor opción. Para esto es necesario conocer las ventajas que cada uno ofrece dependiendo del tránsito, condición del suelo, mantenimiento y costo.

Entre los pavimentos comunes en el lugar está el pavimento de adoquín, rígido y flexible. Para escoger una de las tres opciones se consideró la alternativa más propicia al lugar. Los aspectos a considerar son:

- el tránsito en el lugar
- lo que representa el lugar a pavimentar
- si hay viviendas en el lugar a pavimentar

4.4.4 Diseño de pavimento rígido, método simplificado pca

Para el diseño del pavimento rígido se utilizó el método simplificado de la PCA, en donde se han elaborado tablas basadas en distribuciones de carga – eje para diferentes categorías de calles y carreteras. Estas tablas están formuladas para un período de diseño de 20 años y contemplan un factor de seguridad de carga. Este factor es de 1, 1.1, 1.2 y 1.3, para las categorías 1,2,3 y 4, respectivamente.

Para determinar el espesor de la losa es necesario conocer los esfuerzos combinados de la sub-rasante y la base, ya que mejoran la estructura del pavimento.

Valores aproximados del módulo de reacción K, cuando se usan bases granulares y bases de suelo – cemento, se muestran en las tablas siguientes.

Etapas o pasos del método simplificado:

- estimar TPDC (tránsito promedio diario de camiones) en dos direcciones, excluyendo camiones de dos ejes y cuatro llantas
- seleccionar la categoría de carga – eje, según su tabla correspondiente
- encontrar el espesor de losa en la tabla apropiada

Tras conocer el CBR de la sub-rasante se busca su correspondiente módulo de reacción K en la tabla correspondiente. Luego se determinará el espesor de base de acuerdo con el tipo de suelo y el módulo de ruptura del concreto, que es el 15% f'c. Con la información anterior y conociendo el tipo de junta a utilizar, se localiza el espesor de la losa en la tabla correspondiente.

a) Tránsito

El principal factor en la determinación del espesor de un pavimento es el tránsito que pasará sobre éste. Por eso es necesario conocer datos como:

- TPD: tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.
- TPDC: tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

El TPDC puede ser expresado como un porcentaje de TPD o como un valor aparte. El dato del TPD se obtiene de contadores especiales de tránsito o por cualquier otro método de conteo.

Las tablas del método simplificado están especificadas para un período de diseño de 20 años con su respectivo tránsito promedio de camiones en ambas direcciones. Si el período de diseño fuera diferente de 20 años se multiplica el TPDC por un factor adecuado. Por ejemplo, si fueran 25 años, entonces se multiplica por $25/30$.

El TPDC solo excluye camiones de seis llantas y unidades simples o combinaciones de tres ejes o más. Como no se incluyen paneles, pick – ups, o algún otro camión de dos ejes y cuatro llantas, el número permisible de camiones de todo tipo, tiene que ser mayor que el TPDC tabulado para calles y carreteras secundarias.

b) Cálculo de espesor del pavimento

Para el cálculo del espesor del pavimento lo primero que se determinó fue el tránsito promedio diario en ambas direcciones (TPD). Este dato se estableció tomando en cuenta lo que representa el lugar a diseñar; para el tramo a pavimentar se tomó como parámetro la entrada que actualmente se utiliza donde se consideraron mas de 200 vehículos diarios para 20 años, de los cuales se tomó un porcentaje del 2% del TPDC en ambas direcciones. Según lo mencionado anteriormente, se clasifica en la categoría número 1 de la siguiente tabla.

Tabla VIII. Clasificación de vehículos según su categoría

Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	TPDC		Sencillo	Tandem
			%	por día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 a 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio) supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 para 2 carriles, 3000 a 5000 para 4 carriles o más	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 para 2 carriles, 3000 a 15000 para 4 carriles o más	8 a 30	de 1500 a 8000	34	60

Una vez conocida la categoría a la que pertenece, se encuentra el módulo de reacción K. Este valor se establece por medio del CBR del laboratorio que en este caso, es de 2.9 %. Según la siguiente figura:

Figura 8. Determinación de la reacción K por medio del C.B.R.

MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE - K Lbs../ pulg ³ .																		
100			150					200		250	300	400		500	600	700		
VALOR DE SOPORTE Lbs./pulg ³																		
			10					20			30		40	50		60		
RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)																		
2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	25	30	40	50	60	70	80	90

En donde el módulo de reacción K es de 100 lbs / pulg³ .

Identificado el módulo de reacción K, se clasifica la sub-rasante según la siguiente tabla.

Tabla IX. Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K

Tipos de suelo	Soporte	Rango de valores de K Lbs / pulg³
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan	Bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerable de limo y arcilla	Medio	130 - 170
Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos	Alto	180 - 220
Sub-bases tratadas con cemento	Muy alto	250 - 400

Como el suelo de sub-rasante tiene un soporte bajo, se asume un espesor de base de 10 cms. Se calcula el módulo de ruptura del concreto tomando un porcentaje de la resistencia a compresión, la cual es del 20% f'c; el f'c tiene un valor de 3000 psi y el módulo de ruptura es de 600 psi.

Para poder encontrar el espesor se necesita definir el tipo de junta a utilizar: se utilizan juntas de trave por agregados con bordillo integrado. Según la siguiente tabla el espesor del pavimento está entre 5.5" y 6". Se consideró el mayor de los espesores, el cual es de 6".

Tabla X. Pavimento con juntas con agregados de trave

MR	Espesor de losa Pulg.	Sin hombros de concreto o bordillo				Espesor de losa Pulg.	Con hombros de concreto o bordillo			
		Soporte Subrasante - Subbase					Soporte Subrasante - Subbase			
		Bajo	Medio	Alto	Muy Alto	Bajo	Medio	Alto	Muy Alto	
650 PSI	5.5				5	5	3	9	42	
	6		4	12	59	5.5	9	42	120	450
	6.5	9	43	120	490	6	96	380	700	970
	7	80	320	840	1200	6.5	650	1000	1400	2100
	7.5	490	1200	1500		7	1100	1900		
	8	1300	1900							
600 PSI	6				11	5		1	8	
	6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98
	7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
	7.5	110	440	1100	2100	6.5	160	520	1400	2100
	8	590	1900			7	1000	1900		
	8.5	1900								
550 PSI	6.5			4	19	5.5		3	17	
	7		11	34	150	6	3	14	41	160
	7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
	8	120	470	1200		7	210	770	1900	
	8.5	560	2200			7.5	1100			
	9	2400								

Se busca en el lado derecho, por incluir bordillo, el diseño de losa. El soporte de la sub-rasante tiene un carácter bajo al buscar en el sector correspondiente a un módulo de ruptura de 600 PSI, el cual es de 6 pulgadas; por facilidad de construcción se dejará de 15 cm. de espesor y el bordillo será de 0.30 m. de alto y 0.15 m. de ancho.

Las juntas transversales serán construidas a cada 2.50 metros y la junta longitudinal a cada 3.00 metros, la pendiente de bombeo será de 2%, así como se indica en los planos.

4.4.5 Diseño mezcla de concreto

El diseño de la mezcla se basa en las siguientes especificaciones:

Tabla XI. Determinación de estructura.

TIPO DE ESTRUCTURA	ASENTAMIENTO
Cimientos, muros reforzados, vigas	10 cms.
Paredes reforzadas y columnas....	
Pavimentos y losas	8 cms.
Concreto masivo	5 cms.

Según la tabla, se especifica para pavimentos un asentamiento de 8 cms.

Se necesita un concreto con un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, con un agregado de 3/4".

Tabla XII. Asentamiento de concreto

Asentamientos	Cant.agua lt/metro cúbico				
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
3 a 5	205	200	185	180	175
8 a 10	225	215	200	195	180
15 a 18	240	230	210	205	200

Al conocer los datos anteriores de asentamiento y tamaño de agregado, se obtiene la cantidad de agua, que es de 200 lts/m^3 .

Con la resistencia de 210 kgs/cm^2 , se busca en la tabla siguiente la relación A/C

Tabla XIII. Relación agua-cemento

Resistencia	Relación
Kg/cm ²	A/C
246	0.47
210	0.50
176	0.54

Y se determina que es $A/C = 0.50$

Con estos datos se encuentran cantidades de materiales,

$$\text{Cantidad de cemento} = \text{agua} / 0.50$$

$$\text{Cemento} = 200 / 0.50$$

$$\text{Cemento} = 400 \text{ kgs} / \text{m}^3.$$

El peso del concreto es de $2400 \text{ kgs} / \text{m}^3$

Peso agregados = peso concreto – peso (agua + cemento)

$$= 2400 - (400 + 195)$$

$$\text{Peso agregados} = 1805 \text{ Kgs/m}^3$$

De la tabla de porcentajes de agregados, se obtiene el porcentaje de arena, al conocer el agregado grueso de 3/4"

Tabla XIV. Porcentaje de agregado.

Tamaño máximo	Porcentaje Arena sobre Agregado total.
3/8"	48
1/2"	46
3/4"	44
1"	42
1 1/2"	40

Porcentaje de arena del total = 44%

Entonces:

$$\text{Arena} = 1805 * 44\% = 794.2$$

$$\text{Piedrín} = 1805 * 56\% = 1010.8$$

Se tiene:

$$\text{Agua} = 195 \text{ kgs.}$$

$$\text{Cemento} = 400 \text{ kgs.}$$

$$\text{Arena} = 794.2 \text{ kgs.}$$

$$\text{Piedrín} = 1010.8 \text{ kgs.}$$

Diseño teórico:

Cemento	Arena	Piedrín
400/400	794/400	1010/400

Cemento	Arena	Piedrín
1	2	2.5

4.4.6 Conformación y curado del pavimento

El pavimento rígido está constituido por cemento, agregado fino, agregado grueso, aire y agua; también puede estar constituido por aditivos.

La mezcla en estado plástico se coloca en la base humedecida y luego se hace vibrar para no dejar espacios libres (ratoneras) dentro del concreto que puedan producir fallas no deseadas.

Se coloca un arrastre, ya sea manual o mecánico, para dejar lista la rasante anteriormente diseñada; luego de aplicar el arrastre se raya el concreto de forma normal a la línea del eje central de la calle, para luego aplicar un curador de concreto, cuya función es mantener el pavimento fresco para que no libere vapor y no pierda resistencia dentro de las primeras 24 horas críticas del pavimento.

Se debe dejar que el pavimento descanse durante 28 días, en los cuales llegará a la resistencia requerida el concreto y dar paso libre a vehículos.

4.4.6.1 Curado del concreto

1. El curado se realiza con un compuesto concentrado de color rojo o blanco, en forma líquida, que se aplica sobre la superficie del concreto recién colocado. Producto elaborado bajo la norma ASTM C-309.
2. El modo de empleo es directo a la superficie acabada por medio de un aspersor, con el objeto de cubrir toda la superficie con una película uniforme y economizar material.

3. Rendimiento: un litro de curado cubre aproximadamente de 4 a 6 metros cuadrados en una mano.

4.5 Consideraciones de operación y mantenimiento del pavimento rígido

Previo a la iniciación de los trabajos de construcción de las losas de concreto, el contratista debe someter para su aprobación, el procedimiento, maquinaria, equipos y materiales que utilizará en las operaciones necesarias. La aprobación del procedimiento de construcción a utilizar no exime al contratista de su responsabilidad de construir un pavimento de concreto de cemento Portland en forma tal, que se ajuste a éstas.

Todas las mezcladoras deben ser de un tipo aprobado y diseñado en tal forma, que aseguren una distribución uniforme de los materiales en toda la mezcla. Deben utilizarse mezcladoras cuya capacidad indicada no sea inferior a la carga de un saco y que cuenten con un accesorio que cierre automáticamente el dispositivo de carga, con el fin de evitar que se vacíen antes de que los materiales hayan sido mezclados durante el tiempo mínimo especificado.

Las losas de concreto deben ser construidas sobre las superficies previamente preparadas de conformidad con estas especificaciones. Cuando en el área de construcción de la losa de concreto antes o después de colocar las formaleta, se produzcan baches o presiones causadas por el movimiento de equipo y actividades propias de la construcción, éstas deben corregirse antes de colocar el concreto, llenándolas con material igual al de la superficie preparada y nunca de concreto, lechada o mortero; seguidamente, se debe proceder a conformar y compactar el material, con compactadora mecánica de

operación manual, efectuándose el control de compactación conforme a lo establecido en estas especificaciones técnicas.

Todo material excedente debe removerse, dejando la superficie nivelada y de acuerdo con la sección típica de la pavimentación. Inmediatamente después de pasar el equipo vibra terminador, debe ejecutarse un alisado longitudinal por medio de un flotador o niveladora maniobrada con un movimiento de uno a otro lado de la losa; procediéndose al acabado final por medio de una escoba, colocada en dirección transversal y operada con un movimiento rápido de uno a otro lado de la losa o deslizándose en sentido longitudinal del pavimento. La ejecución del acabado final debe ejecutarse antes del endurecimiento, eliminándose las aristas de las juntas. El acabado de los bordes debe ser igual al de la superficie, posteriormente al acabado se aplicará algún tipo de curador aprobado por el supervisor de la obra, o en su defecto agua; con el objetivo de evitar un fraguado brusco del concreto.

El concreto debe dosificarse y producirse para asegurar una resistencia a la compresión de 3,000 psi. a los 28 días. La resistencia del concreto debe basarse en probetas de cilindros fabricados y aprobados de acero. La resistencia a la compresión del concreto se basará en pruebas a los 14 y 28 días. Las muestras para las pruebas de resistencia de cada clase de concreto producido por la planta mezcladora, deben consistir de por lo menos dos y preferentemente tres probetas para cada edad de prueba.

Estas muestras deben tomarse no menos de una vez por cada 60 metros cúbicos o fracción de concreto. Las muestras para prueba de resistencia deben tomarse de acuerdo con el método AASHTO T 14 y los cilindros deben de consistir de por lo menos dos probetas y preferiblemente tres, obtenidas de la misma muestra, deben hacerse ensayos a los 14 y a los 28 días.

Las formaletas no pueden ser retiradas, hasta después de transcurridas por lo menos 12 horas de haber sido colocado el concreto, y la operación debe ser hecha con cuidado para evitar daños a los bordes del concreto. El material sellante debe colocarse en las juntas previamente secas y limpias; se debe emplear herramientas que penetren en la ranura de las juntas. El material de relleno debe ser cuidadosamente colocado, sin producir desbordamiento. Cualquier exceso debe moverse inmediatamente, limpiando la superficie. No se permitirá que queden rebordes o túmulos, especialmente en las juntas transversales.

Cualquier daño que se le ocasione al pavimento antes de su aceptación final, debe ser reparado por el contratista. El pavimento no debe ser abierto al tránsito sino hasta transcurridos por lo menos 14 días después de la colocación del concreto o de que lleguen las probetas de prueba, al ensayarlas a una resistencia de 3,000 psi. a compresión. Este tiempo puede ser mejorado utilizando aditivos como acelerantes de fraguado rápido. Defectos en la superficie, espesor deficiente, grietas, rajaduras o asentamientos, así como las juntas, serán reparados por el contratista sin costo para la municipalidad.

Las fallas en los pavimentos rígidos pueden deberse a dos causas principales: las deficiencias de la propia losa, que comprenden por un lado el defecto del concreto propiamente dicho, tales como utilización de materiales y agregados no adecuados, desintegración por reacción de los agregados del cemento; y por lo tanto los defectos de construcción o de insuficiencia estructural en la losa, tales como la inapropiada colocación o insuficiente dotación de elementos de carga, insuficiente resistencia entre las restricciones de fricción impuestas a los movimientos de la losa por la sub-base, así como un mal comportamiento de las juntas de contracción y expansión. Otra causa

principal de falla en los pavimentos rígidos se refiere al inadecuado comportamiento estructural del conjunto losa, sub-base y subrasante, fallas por bombeo, distorsión general, la ruptura de esquinas o bordes y por la falta del apoyo necesario u otras del mismo estilo.

4.6 Especificaciones técnicas

4.6.1 Preparación de la sub-rasante

Se considera como sub-rasante la superficie que servirá de apoyo al pavimento a construir. El material preparado de la sub-rasante, como se indicó deberá ser compactado inmediatamente con el equipo adecuado para el tipo de suelo que se trate o con el que apruebe la municipalidad hasta alcanzar una densidad seca máxima del 95.2% los resultados en el laboratorio por el método AASHTO T-18 (AASHTO Modificado). La compactación se hará gradualmente de las orillas hasta el centro, paralelamente a un eje longitudinal, de modo que traslape uniformemente cada capa de compactación en la mitad de su ancho, con la pasada anterior. Se deberá continuar así hasta obtener la compactación especificada.

El afinamiento y la compactación deberán ejecutarse alternativamente hasta lograr una superficie lisa y uniforme. Si la superficie de la sub-rasante se seca durante la compactación deberá regarse con la cantidad de agua necesaria para mantener el contenido de humedad de compactación especificado. La compactación de los materiales de la subrasante cercanos a los pozos de visita, cajas de registro, bordillos y lugares no accesibles por el equipo de compactación mencionado anteriormente, deberá efectuarse mecánicamente con compactadoras neumáticas (sapos) o con platos

vibratorios, y como alternativa manual con mazos, para asegurar de esta manera la compactación especificada.

La superficie de la sub-rasante terminada después de escarificar, homogenizar, humedecer y conformar adecuadamente los materiales, deberá quedar completamente lisa. No debe tener depresiones o salientes que excedan 2.0 centímetros con relación a lo indicado en los planos o por la municipalidad. Las zonas que estén fuera de ese límite serán corregidas.

El contenido de humedad y compactación deberá estar entre el 80% y 95% del contenido óptimo de humedad del material en cuestión, determinado en el laboratorio. El contenido óptimo de humedad corresponde a los diferentes suelos que forman la sub-rasante; será determinado por el contratista y aprobado por la municipalidad previo a las operaciones de compactación.

Las densidades secas del campo, se determinarán por el método del cono de arena AASHTO T-191 u otro aprobado por la municipalidad. La corrección de las densidades por partículas gruesas, si es necesario, se hará con el método AASHTO T-224; la densidad se obtendrá cada 40 metros lineales, siguiendo el alineamiento de un eje longitudinal en la siguiente forma. Orilla derecha, centro, orilla izquierda, centro, orilla derecha, etc. En las zonas, donde por inspección se crea deficiente la compactación, se debe también medir la densidad de campo.

Las áreas que no alcancen el 95% o el porcentaje que se indique en las especificaciones especiales, de la densidad máxima seca obtenida en el laboratorio por medio del ensayo de compactación AASHTO T-180 (AASHTO Modificado), deberá seguirse compactando hasta obtener la densidad especificada. Las densidades secas máximas de laboratorio correspondientes a

los diferentes suelos que forman la sub-rasante, serán determinadas por el contratista y comprobadas y aprobadas por la municipalidad, previamente a las operaciones de compactación.

4.6.2 Sub-base material granulométrico

Los materiales de sub-base deberán ser uniformemente distribuidos, mezclados, humedecidos, conformados y compactados de acuerdo con estas especificaciones, de modo que el espesor de la misma no sea menor del indicado. Todos los materiales que se utilicen para sub-base, deberán estar libres de materiales vegetales, tierra negra, terrones de arcilla, etc.

La máxima dimensión de cualquier partícula contenida en el material, y que no sea posible desintegrar con el equipo de conformación o de compactación, no deberá ser mayor de 1/4 del espesor especificado de la sub-base. La fracción del material en peso seco que pase el tamiz N. 200 deberá estar comprendida entre 5% y 20% (análisis granulométrico en húmedo).

El agregado grueso (pasa tamiz N.10) deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- La fracción que pasa el tamiz N. 200 debe ser menor de 2/3 de la fracción que pasa el tamiz N.40
- La fracción que pasa el tamiz N.40 tendrá un límite líquido menor a 25 (AASHTO T-90).

El material deberá tener una relación de valor soporte de California (CBR) Método AASHTO T-193 no menor de 30 a un grado de compactación del 95% Método AASHTO T-180 modificado, para una penetración de 0.1 de pulgada. El material no debe tener un hinchamiento mayor del 0.5% (Método AASHTO T-193).

Previa comprobación de que el material cumpla con los requisitos aquí indicados, se procederá al tendido del material depositado. El material será esparcido por segregación de tamaños en una capa uniforme de modo que después de compactado, se obtenga el espesor especificado.

Fue necesario incorporar agua y se adicionará el material para que alcance la humedad de compactación especificada. El agua se adicionará en forma uniforme en todo el ancho y espesor de la capa suelta a compactar. Si fuera necesario el suelo será trabajado con equipo, a fin de lograr dicha uniformidad. Una vez el material mezclado con agua haya alcanzado la humedad especificada de compactación, se procederá a conformarlo. El abastecimiento de agua se hará en forma tal que sea suficiente para las operaciones continuas de regado.

El material de sub-base, humedecido y conformado, deberá ser compactado inmediatamente después con el equipo adecuado, para el tipo de material o con el que apruebe la municipalidad, hasta alcanzar una densidad seca no menor al 95% de la densidad seca máxima obtenida en el laboratorio con el método AASHTO T-180 (AASHTO Modificado). La compactación se hará gradualmente de las orillas hacia el centro, paralelamente al eje longitudinal, de modo que cada pasada de la máquina, traslape uniformemente con la pasada anterior en la mitad de su ancho, la operación deberá continuarse de esta forma hasta obtener la compactación específica.

Cuando el espesor total compactado de la sub-base sea mayor de 30 centímetros, éste se compactará con la compactadora con dos capas de igual espesor. Cuando se utilice equipo vibratorio o de otro tipo aprobado, el espesor compactado de cada capa de sub-base podrá incrementarse a 30 centímetros previa aprobación de la municipalidad. El afinamiento y aplanado deberá ejecutarse alternativamente a modo de obtener una superficie lisa y uniformemente compactada. Si la superficie de la sub-base se seca durante la compactación, deberá agregarse a la misma la cantidad necesaria de agua, para mantener el contenido de humedad de compactación especificado.

La compactación de los materiales de la sub-base cercanos a los pozos de visita, cajas de registro, bordillo o lugares no accesibles por equipos de compactación mencionados anteriormente, podrá efectuarse con sapos o platos vibratorios, y como alternativa manualmente con mazos, en forma tal de asegurar a la compactación especificada.

Todo el material suave o inestable, que no se compacte o que de acuerdo con la municipalidad no sirva para ese uso, será removido o extraído, y colocado en su lugar material nuevo según indique la municipalidad. El contenido de humedad de compactación será ajustado a un valor tal, que esté comprendido entre el 90 y 95% del contenido de humedad óptima, determinado por ensayo de compactación de laboratorio o de campo del material en cuestión. El contenido de humedad correspondiente a los materiales de la sub-base será determinado por el contratista y aprobado por la municipalidad, previo a las operaciones de compactación. Las densidades secas de campo se determinarán preferentemente por el método del cono de la arena (AASHTO T-191) u otro aprobado por la municipalidad.

La corrección de las densidades por partículas gruesas se hará de acuerdo con el método AASHTO-124. Dichas densidades se obtendrán cada 400 metros cuadrados siguiendo el alineamiento de un eje longitudinal de: orilla derecha, centro, orilla izquierda, centro, orilla derecha, etc. En las zonas donde por inspección se crea eficiente la compactación, se deberá hacer también ensayos de densidad de campo.

4.6.3 Pavimento de concreto con cemento portland

Los materiales que se utilizan en la construcción de este pavimento deben llenar fundamentalmente los requisitos y normas siguientes:

- **Cemento Portland:** el cemento Portland debe corresponder a los tipos I y II, de acuerdo a AASHTO M 85-63.

- **Agregado fino:** consiste en arena natural o de trituración, compuesta de partículas duras y durables de acuerdo con las normas de AASHTO M6, exceptuando el ensayo de desintegración al sulfato de sodio y la pérdida de peso no debe ser mayor del 15% después de cinco ciclos conforme AASHTO T-104.

El módulo de finura no debe ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1 en la graduación del agregado.

4.6.3.1 Agregado grueso

Debe consistir en grava o tierra triturada, procesada adecuadamente para formar un agregado clasificado que cumpla con los requisitos de AASHTO

M-80; con la excepción de que no se aplicara el ensayo de congelamiento y deshielo alternos, y que el ensayo de desintegración al sulfato de sodio y pérdida de peso no sea mayor del 15% después de cinco ciclos conforme AASHTO T-104. Además, el porcentaje de desgaste no debe ser mayor de 50% después de 500 revoluciones en el ensayo de abrasión (Los Ángeles). AASHTO T-96. El porcentaje de partículas desmenuzables no debe exceder del 56% en peso, el contenido de terrones de arcilla no debe ser mayor de 0.25% en peso. El agregado grueso a utilizar va a ser de 1½” debido a que es bastante resistente al desgaste, y por esto es utilizado en pavimentos rígidos.

4.6.3.2 Agua

El agua para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que pueden ser nocivas al concreto. El agua debe analizarse de acuerdo a AASHTO T-26. En ningún caso la cantidad de impurezas en el agua debe ser tal, que cause un cambio en el tiempo de fraguado del cemento Portland en mas del 25% o una reducción de más del 10% en la resistencia a compresión en morteros de cemento Portland a 7 y 28 días, con relación a la resistencia obtenida con morteros hechos con agua potable, de acuerdo con AASHTO T-106. El agua proveniente de abastecimiento o cisternas de distribución de agua potable, puede usarse sin ensayos previos.

La planta y el equipo para producción del concreto, deben estar en el sitio de la obra en condiciones óptimas de servicio, y ser inspeccionado y aprobado antes de que inicien las operaciones de construcción. El agua puede medirse por peso o volumen. El equipo para medir el agua debe tener una exactitud de ± 0.5 % de la capacidad del tanque y ser adoptado de tal forma

que la exactitud de dicha medida no sea afectada por las variaciones de presión en la red de suministro de agua. Cuando el cemento se dosifique en sacos, no se requiere el pesado del mismo, puede medirse con base en el peso marcado de fábrica en los sacos. El agregado grueso y fino podrá medirse por volumen, contando en el sitio de la obra con moldes de un volumen definido y conocido y así también por peso, cuando se cuente en el sitio de la obra con un equipo de capacidad y exactitud suficiente para la operación.

4.7 Presupuesto

PROYECTO: DISEÑO DE LA INTRODUCCIÓN DE AGUA, DRENAJE SANITARIO Y PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO ZACULEU DEL MUNICIPIO DE LA LIBERTAD, PETÉN.				
INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES				
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
PAVIMENTO RÍGIDO				
PRELIMINARES				
BODEGA	m2	60	Q 182.26	Q 10,935.39
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	1450	Q 1.78	Q 2,581.89
TRAZO	ml	1450	Q 4.41	Q 6,396.92
BASE				
CORTE Y ACARREO	M3	2008	Q 41.73	Q 83,791.26
CONFORMACIÓN DE BASE	M2	7250	Q 14.84	Q 107,605.26
PISTA DE CONCRETO				
COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO	m3	1087.6	Q 1,142.92	Q 1,243,036.43
CURADO DE CONCRETO	m2	7250	Q 9.31	Q 67,513.99
BORDILLO				
FUNDICIÓN DE BORDILLO	ml	1450	Q 50.51	Q 73,242.02
COSTO TOTAL				Q 1,595,103.16

EL COSTO DEL PROYECTO DEL PAVIMENTO RÍGIDO DEL CASERÍO DE ZACULEÚ, DE LA LIBERTAD, PÉTEN, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE UN MILLÓN QUINIENTOS NOVENTA Y CINCO MIL CIENTO TRES CON DIECISEIS CENTAVOS.

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
BODEGA	m2	60	Q 182.26	Q	10,935.39	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
	Paral de 3" x 2" x 9'	docena	4	Q 300.00	Q	1,200.00
	Renglón de 4" x 3" x 10'	docena	3	Q 300.00	Q	900.00
	Tabla de 1"x12"x12'	docena	1	Q 300.00	Q	300.00
	Clavo de 4"	lb	30	Q 6.00	Q	180.00
	Clavo de lámina 4"	lb	30	Q 6.00	Q	180.00
	Clavo de 3"	lb	20	Q 6.00	Q	120.00
	Cemento	saco	10	Q 49.00	Q	490.00
	Arena	m3	1	Q 160.00	Q	160.00
	Lámina galvanizada de 10'	unidad	52	Q 65.00	Q	3,380.00
	Piedrín	m3	1	Q 170.00	Q	170.00
	Total de materiales con IVA				Q	7,080.00
	Total de materiales sin IVA				Q	6,230.40
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Construcción de bodega	60	m2	Q 10.00	Q	600.00	
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q	600.00	
			AYUDANTE	30%	Q	180.00
			PRESTACIÓN	37%	Q	222.00
TOTAL MANO DE OBRA				Q	1,002.00	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	7,232.40
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	2,531.34
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	9,763.74
IVA				12%	Q	1,171.65
TOTAL					Q	10,935.39

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
RENGLÓN		U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES					
REPLANTEO TOPOGRÁFICO		ml	1450	Q1.78	Q2,581.89
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Herramienta		global	1	Q75.00	Q75.00
Clavo de 3"		lb	5	Q4.00	Q20.00
Total de materiales con IVA					Q95.00
Total de materiales sin IVA					Q83.60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Topógrafo		m	1450.00	1.00	Q1,450.00
Cadenero		m	1450.00	0.12	Q174.00
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q1,624.00
TOTAL MANO DE OBRA					Q1,624.00
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q1,707.60
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q597.66
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q2,305.26
IVA				12%	Q276.63
TOTAL					Q2,581.89

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
TRABAJOS PRELIMINARES						
TRAZO	ml	1450	Q 4.41	Q	6,396.92	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Cal		saco	6	Q 21.00	Q	126.00
		Total de materiales con IVA			Q	126.00
		Total de materiales sin IVA			Q	110.88
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Colocación de estacas	unidad	73	Q 4.00	Q	292.00	
Trazo	m	1450	Q 1.50	Q	2,175.00	
		SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA			Q	2,467.00
			AYUDANTE	30%	Q	740.10
			PRESTACIÓN	37%	Q	912.79
		TOTAL MANO DE OBRA			Q	4,119.89
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	4,230.77
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	1,480.77
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	5,711.54
IVA				2	12%	Q 685.38
TOTAL					Q	6,396.92

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
BASE						
CONFORMACIÓN DE BASE	M2	7250	Q 14.84	Q	107,605.26	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Material selecto		m3	1415	Q 50.00	Q	70,750.00
Total de materiales con IVA					Q	70,750.00
EQUIPO Y MAQUINARIA						
DESCRIPCION	RENDIMIENTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Bibrocompactadora	8 horas diarias	horas	10	Q 500.00	Q	5,000.00
Camion cisterna		viajes	10	Q 350.00	Q	3,500.00
Total de equipo y materiales con IVA					Q	8,500.00
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
ayudante de maquinaria	dia	5	Q 50.00	Q	250.00	
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q	250.00	
			AYUDANTE	30%	Q	75.00
			PRESTACION	37%	Q	92.50
TOTAL MANO DE OBRA				Q	417.50	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	71,167.50	
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + suervisión + UTILIDAD)				35%	Q	24,908.63
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	96,076.13	
IVA				12%	Q	11,529.14
TOTAL				Q	107,605.26	

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS					
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
PISTA DE CONCRETO					
COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO	m3	1087.6	Q 1,142.92	Q 1,243,036.43	
MATERIAL Y HERRAMIENTA					
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
	Cemento	saco	10,276.00	Q 49.00	Q 503,524.00
	Arena	m3	571	Q 160.00	Q 91,360.00
	Piedrín	m3	571	Q 170.00	Q 97,070.00
	Costaneras Reforzadas de 6"	unidad	73	Q 190.00	Q 13,870.00
	Madera	pt	300	Q 4.00	Q 1,200.00
	Clavo de 3"	lb	40	Q 4.00	Q 160.00
	Total de materiales con IVA				Q 707,184.00
	Total de materiales sin IVA				Q 622,321.92
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
Mezclado de Concreto	m3	1087.6	Q 50.00	Q 54,380.00	
Colocado de Concreto	m3	1087.6	Q 60.00	Q 65,256.00	
SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA				Q 119,636.00	
			AYUDANTE 30%	Q 35,890.80	
			PRESTACION 37%	Q 44,265.32	
TOTAL MANO DE OBRA				Q 199,792.12	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q 822,114.04	
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q 287,739.91
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q 1,109,853.95	
IVA				12%	Q 133,182.47
TOTAL				Q 1,243,036.43	

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS						
REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
PISTA DE CONCRETO						
CURADO DE CONCRETO	m2	7250	Q 9.31	Q	67,513.99	
MATERIAL Y HERRAMIENTA						
núm.	REGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL	
	Sello Antisol	galon	185	Q 70.00	Q	12,950.00
	Sello de Junta (elastomero)	lb	1000	Q 15.00	Q	15,000.00
	Bomba Roseadora	unidad	2	Q 450.00	Q	900.00
	Colocador de Sello	unidad	4	Q 198.50	Q	794.00
	Total de materiales con IVA				Q	29,644.00
	Total de materiales sin IVA				Q	26,086.72
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
Aplicación de Antisol	m2	7250	Q 1.00	Q	7,250.00	
Colocado de sello Elastomero	ml	3867	Q 1.00	Q	3,867.00	
	SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA			Q	11,117.00	
			AYUDANTE 30%	Q	3,335.10	
			PRESTACION 37%	Q	4,113.29	
	TOTAL MANO DE OBRA			Q	18,565.39	
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)				Q	44,652.11	
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	15,628.24
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)				Q	60,280.35	
IVA				12%	Q	7,233.64
TOTAL				Q	67,513.99	

INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS							
RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL			
BORDILLO							
FUNDICIÓN DE BORDILLO	ml	1450	Q 50.51	Q	73,242.02		
MATERIAL Y HERRAMIENTA							
núm.	RENGLÓN	U. MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL		
	Cemento	saco	783	Q 49.00	Q	38,367.00	
	Arena	m3	52	Q 160.00	Q	8,320.00	
	Piedrín	m3	78	Q 170.00	Q	13,260.00	
	Madera	pt	40	Q 4.00	Q	160.00	
	Clavo de 3"	lb	10	Q 4.00	Q	40.00	
	Total de materiales con IVA					Q	60,147.00
	Total de materiales sin IVA					Q	52,929.36
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL			
Colocación de Formaleta	ml	150	Q 5.00	Q	750.00		
Mezclado de Concreto	m3	87	Q 5.00	Q	435.00		
Colocado de Concreto	m3	87	Q 10.00	Q	870.00		
	SUB-TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA					Q	2,055.00
			AYUDANTE	30%	Q	616.50	
			PRESTACION	37%	Q	760.35	
	TOTAL MANO DE OBRA					Q	3,431.85
TOTAL COSTO DIRECTO (materiales + equipo + mano de obra + otros)					Q	56,361.21	
TOTAL COSTO INDIRECTO (administrativos + fianzas + supervisión + UTILIDAD)				35%	Q	9,033.45	
SUB-TOTAL (suma de directos + indirectos)					Q	65,394.66	
IVA				12%	Q	7,847.36	
TOTAL					Q	73,242.02	

CONCLUSIONES

1. A través del ejercicio profesional supervisado, se pudo conocer los problemas que afrontan las comunidades del municipio de La Libertad, Petén; determinando como las principales necesidades para el caserío de Zaculeu, la introducción de agua, drenaje sanitario y el pavimento rígido.
2. Para la ejecución del diseño de la introducción de agua para el caserío de Zaculeu se seleccionó el sistema por bombeo debido a que este lugar no cuenta con un nacimiento. Se tomó en cuenta además, que el sistema cuenta con dos circuitos cerrados y unos ramales abiertos debido a la distribución de las viviendas dispersas.
3. El proyecto de drenaje sanitario para el caserío de Zaculeu, es importante debido a que a que la población es víctima de enfermedades de tipo gastro-intestinal, causadas por aguas negras. Se demostrará que con una correcta evacuación de las aguas residuales, la población será beneficiada, ya que esto ayudará a preservar el medio ambiente.
4. Es importante tomar en cuenta una planta de tratamiento para las aguas negras, pues con ello se reducirá la contaminación ambiental y preservará la flora y la fauna, pudiéndose reutilizar dichas aguas para usos diversos, pero bajo las condiciones estrictas del tipo de tratamiento que se planificó.
5. La pavimentación de las calles del caserío de Zaculeu, es de vital importancia, ya que en tiempos de lluvia es difícil transportarse por ella.

RECOMENDACIONES

1. La Oficina Municipal de Planificación deberá exigir a la entidad ejecutora del proyecto el cumplimiento de las especificaciones contenidas en los planos.
2. La municipalidad de La Libertad, Petén deberá poner en marcha un sistema de monitoreo y mantenimiento en cada uno de los proyectos que se ejecuten, para que éstos puedan ser funcionales a lo largo de los años, para los cuales fueron diseñados.
3. Corroborar, fehacientemente, que todos los materiales a utilizar cumplan con las especificaciones de resistencia mínima que se indican en los planos adjuntos, teniendo mayor cuidado en cuanto a la resistencia de la tubería de PVC.
4. Evitar en el mayor grado posible la tala inconsciente e inmoderada de árboles y tomar medidas y acciones de reforestación, para evitar erosiones y degeneración del suelo.
5. Tomar en cuenta las especificaciones y recomendaciones técnicas, para una buena operación y un buen mantenimiento del equipo de bombeo, en general.
6. Capacitar a la población del lugar, sobre el funcionamiento y mantenimiento del proyecto para que tenga la durabilidad planificada.

BIBLIOGRAFÍA

1. Cameros Marroquín, Leonel Orlando. Estudio para introducción de agua potable a las aldeas El Chile, La Laguna y Guaranda, Gualán, Zacapa. Tesis Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 88 pp.
2. Chacón Valdez, Henry Ernesto. Diseño de pavimento rígido de la calzada principal de acceso al municipio del Progreso y ampliación del sistema de agua potable de la aldea El Ovejero del municipio del Progreso. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala 1995.
3. CIFUENTES Barrios, Marco Tulio. Estudio de introducción de drenajes sanitarios y planta de tratamiento en el caserío El Silencio, Municipio de Coatepeque, Departamento de Quetzaltenango. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala 2004.
4. **INFOM. Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.** Segunda revisión. Guatemala. s.e. 1997. 66 pp.
5. **Pórtland Cement Association (PCA). Design of concrete pavement for city streets.** USA 1974.

APÉNDICE

1. Cálculos hidráulicos de la red de distribución.
2. Cálculos hidráulicos del drenaje sanitario.
3. Tablas de relaciones hidráulicas.
4. Análisis del agua.
5. Ensayos de laboratorio de suelos.
6. Acta del área propuesta para la planta de tratamiento.
7. Planos

**CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN
DEL PROYECTO DE INTRODUCCIÓN DE AGUA
DEL CASERIÓN DE ZACULEU.**

Est.	Po	COTA DE TERRENO			Q (lit/seg)	DIÁMETRO		PERDIDA (m)	VEL. (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN (m.c.a)	CLASE TUB.
		INICIAL	FINAL	Long. (m)		INTERIOR	COMERCIAL			INICIAL	FINAL		
F	I	119.85	100.64	126	2.64	2.655	2 1/2"	1.08	0.74	119.85	118.77	18.13	160
I	R	100.64	99.95	109	0.83	1.532	1 1/2"	2.7	0.7	118.77	117.15	17.2	160
I	J	100.64	100.7	107	1.4	1.753	1 3/4"	3.23	0.9	118.77	116.62	15.92	160
R	O	99.95	101.19	110	0.44	1.194	1"	4.42	0.61	117.15	115.43	14.24	160
J	O	100.7	101.19	109	0.36	1.194	1"	4.42	0.5	116.62	115.43	14.24	160
O	Q	101.19	100.42	112	0.68	1.194	1"	6.23	0.94	115.43	113.62	13.21	160
J	K	100.7	99.23	110	0.46	1.194	1"	7.06	0.63	116.62	112.79	13.56	160
Q	K	100.42	99.23	108	0.16	0.925	3/4"	7.06	0.36	113.63	112.79	13.56	250
K	L	99.23	99.97	99	0.26	0.925	3/4"	9.02	0.6	112.79	110.83	10.86	250
K	N	99.23	100.5	115	0.26	0.925	3/4"	9.34	0.6	112.79	110.51	10.01	250

**CÁLCULO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO
PARA EL CASERÍO DE ZACULEU DEL MUNICIPIO DE
LA LIBERTAD, PETÉN**

De pozo	Cota de Terreno			Dist. Hor. (m)	Pendiente (%)		No. de casas		Hab. A servir		Diámetro (Pulg.)	Factor de Flujo Inst.	
	A pozo	Inicial	Final		Terreno	Tubería	Parcial	Acumulada	Actual	Futuro		Actual	Futuro
INICIO													
1	2	100.64	100.32	55	0.58	1.25	4	4	24	50	6	4.369	4.314
2	3	100.32	99.25	55	1.95	1.1	1	5	30	63	6	4.355	4.29
3	4	99.25	100.87	55	-2.95	0.8	3	8	48	101	6	4.318	4.24
4	5	100.87	101.19	55	-0.58	0.6	4	12	72	151	6	4.28	4.19
5	11	101.19	100.81	55	0.69	0.6	1	13	78	164	6	4.272	4.18
11	12	100.81	100.42	55	0.71	2	1	14	84	176	6	4.264	4.17
12	13	100.42	99.89	54	0.98	1	5	19	114	239	6	4.228	4.12
13	10	99.89	99.23	54	1.22	1.25	5	24	144	302	6	4.197	4.08
INICIO													
1	8	100.64	100.93	54	-0.54	1.6	3	3	18	38	6	4.386	4.34
8	7	100.93	100.7	54	0.43	0.8	4	7	42	88	6	4.329	4.26
INICIO													
5	6	101.19	100.9	55	0.53	1.2	5	5	30	63	6	4.355	4.29
6	7	100.9	100.7	55	0.36	1.2	5	5	30	63	6	4.355	4.29
CONTINUIDAD													
7	9	100.7	100	56	1.25	1.25	3	20	120	252	6	4.221	4.11
9	10	100	99.23	56	1.37	1.4	4	24	144	302	6	4.197	4.08
INICIO													
15	14	100.5	99.79	56	1.27	1.3	5	5	30	63	6	4.355	4.29
14	10	99.79	99.23	59	0.95	1.5	0	5	30	63	6	4.355	4.29
CONTINUIDAD													
10	16	99.23	99.97	99	-0.75	1	3	53	318	667	6	4.068	3.91
16	17	99.97	101.11	120	-0.95	0.16	0	53	318	667	6	4.068	3.91
17	18	101.11	102.23	120	-0.93	0.16	0	53	318	667	6	4.068	3.91
18	19	102.23	102.16	100	0.07	0.16	0	53	318	667	6	4.068	3.91
19	20	102.16	100.16	100	2.00	2	0	53	318	667	6	4.068	3.91
20	planta	100.16	99.25	50	1.82	1.8	0	53	318	667	6	4.068	3.91

De pozo	A pozo	Caudal de Diseño		Velocidad	Caudal	q/Q		v/V		d/D	
		Actual	Futuro	Sec. llena	Sec. llena	Actual	Futuro	Actual	Futuro	Actual	Futuro
INICIO											
1	2	0.2097	0.434	1.26	23.03	0.0091	0.0189	0.3170	0.3923	0.0662	0.0944
2	3	0.2613	0.54	1.18	21.61	0.0121	0.0250	0.3445	0.4262	0.0760	0.1084
3	4	0.4146	0.854	1.01	18.43	0.0225	0.0464	0.4132	0.5106	0.1029	0.1466
4	5	0.6163	1.266	0.87	15.96	0.0386	0.0793	0.4840	0.5975	0.1340	0.1905
5	11	0.6664	1.367	0.87	15.96	0.0418	0.0857	0.4952	0.6112	0.1392	0.1978
11	12	0.7163	1.469	1.6	29.14	0.0246	0.0504	0.4240	0.5232	0.1075	0.1527
12	13	0.9639	1.97	1.13	20.6	0.0468	0.0956	0.5119	0.6311	0.1472	0.2087
13	10	1.2087	2.463	1.26	23.03	0.0525	0.1069	0.5294	0.6521	0.1557	0.2204
INICIO											
1	8	0.157911	0.328	1.43	26.06	0.0061	0.0126	0.2814	0.3484	0.0542	0.0775
8	7	0.3636711	0.75	1.01	18.43	0.0197	0.0407	0.3976	0.4915	0.0966	0.1375
INICIO											
5	6	0.2612841	0.54	1.24	22.57	0.0116	0.0239	0.3401	0.4208	0.0744	0.1061
6	7	0.2612841	0.54	1.24	22.57	0.0116	0.0239	0.3401	0.4208	0.0744	0.1061
CONTINUIDAD											
7	9	1.0130518	2.069	1.26	23.03	0.0440	0.0898	0.5028	0.6197	0.1428	0.2024
9	10	1.2086587	2.463	1.34	24.38	0.0496	0.1010	0.5207	0.6414	0.1514	0.2144
INICIO											
15	14	0.2612841	0.54	1.29	23.49	0.0111	0.0230	0.3362	0.4159	0.0730	0.1041
14	10	0.2612841	0.54	1.38	25.23	0.0104	0.0214	0.3292	0.4072	0.0705	0.1005
CONTINUIDAD											
10	16	2.5869566	5.212	1.13	20.6	0.1256	0.2530	0.6835	0.8391	0.2384	0.3357
16	17	2.5869566	5.212	0.45	8.24	0.3139	0.6324	0.8939	1.0973	0.3730	0.5252
17	18	2.5869566	5.212	0.45	8.24	0.3139	0.6324	0.8939	1.0973	0.3730	0.5252
18	19	2.5869566	5.212	0.45	8.24	0.3139	0.6324	0.8939	1.0973	0.3730	0.5252
19	20	2.5869566	5.212	1.60	29.14	0.0888	0.1789	0.6176	0.7581	0.2013	0.2834
20	planta	2.5869566	5.212	1.52	27.64	0.0936	0.1885	0.6272	0.7699	0.2065	0.2908

De pozo	A pozo	Velocidad de Diseño		Cotas Invert		Profundidad de pozo		Fondo de pozo	Ancho de Zanja (m)	Excavacion (m^3)	Cantidad de Tubos
		Actual	Futuro	Inicio	Final	Inicio	Final				
INICIO											
1	2	0.4	0.495	99.44	98.75	1.2	1.57	1.2	0.6	45.705	10
2	3	0.408	0.505	98.72	98.12	1.6	1.14	1.6	0.6	45.21	10
3	4	0.417	0.516	98.09	97.65	1.16	3.22	1.16	0.6	72.27	10
4	5	0.423	0.523	97.62	97.29	3.25	3.9	3.25	0.6	117.975	10
5	11	0.433	0.535	97.26	96.88	3.93	3.94	3.93	0.6	129.855	10
11	12	0.677	0.836	96.85	96.47	3.96	3.96	3.96	0.6	130.68	10
12	13	0.578	0.713	96.44	95.9	3.98	3.99	3.98	0.6	129.114	9
13	10	0.669	0.823	95.87	95.2	4.02	4.04	4.02	0.6	130.572	9
INICIO											
1	8	0.402	0.498	99.44	98.58	1.2	2.35	1.2	0.6	57.51	9
8	7	0.402	0.497	98.55	98.12	2.38	2.58	2.38	0.6	80.352	9
INICIO											
5	6	0.421	0.521	99.99	99.33	1.2	1.57	1.2	0.6	45.705	10
6	7	0.421	0.521	99.3	98.64	1.6	2.06	1.6	0.6	60.39	10
CONTINUIDAD											
7	9	0.635	0.782	98.09	97.39	2.61	2.61	2.61	0.6	87.696	10
9	10	0.696	0.857	97.36	96.58	2.64	2.65	2.64	0.6	88.872	10
INICIO											
15	14	0.433	0.536	99.3	98.57	1.2	1.22	1.2	0.6	40.656	10
14	10	0.455	0.563	98.54	97.66	1.25	1.58	1.25	0.6	50.091	10
CONTINUIDAD											
10	16	0.772	0.948	95.17	94.18	4.06	5.79	4.06	0.6	292.545	17
16	17	0.404	0.496	94.15	93.96	5.82	7.15	5.82	0.6	466.992	20
17	18	0.404	0.496	93.93	93.74	7.18	8.49	7.18	0.6	564.192	20
18	19	0.404	0.496	93.71	93.55	8.52	8.61	8.52	0.6	513.9	17
19	20	0.986	1.211	93.52	91.52	8.64	8.64	8.64	0.6	518.4	17
20	planta	0.950	1.167	91.49	90.59	8.67	8.66	8.67	0.6	259.95	8

TABLAS DE RELACIONES HIDRÁULICAS DE UNA ALCANTARILLA DE SECCIÓN CIRCULAR.

RELACIONES HIDRÁULICAS PARA UNA ALCANTARILLA DE SECCIÓN CIRCULAR

D/D	a/A	v/V	Q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0.0050	0.00060	0.050	0.000030	0.0975	0.05011	0.3930	0.019690
0.0075	0.00110	0.074	0.000081	0.1000	0.05204	0.4010	0.208680
0.0100	0.00167	0.088	0.000147	0.1025	0.05396	0.4080	0.022016
0.0125	0.02370	0.103	0.000244	0.1050	0.05584	0.4140	0.023118
0.0150	0.00310	0.116	0.000360	0.1075	0.05783	0.4200	0.024289
0.0175	0.00391	0.129	0.000504	0.1100	0.05986	0.4260	0.025500
0.0200	0.00477	0.141	0.000672	0.1125	0.06186	0.4320	0.026724
0.0225	0.00569	0.152	0.000865	0.1150	0.06388	0.4390	0.028043
0.0250	0.00665	0.163	0.001084	0.1175	0.06591	0.4440	0.029264
0.0275	0.00768	0.174	0.001336	0.1200	0.06797	0.4500	0.030587
0.0300	0.00874	0.184	0.001608	0.1225	0.07005	0.4560	0.031943
0.0325	0.00985	0.194	0.001911	0.1250	0.07214	0.4630	0.033401
0.0350	0.01100	0.203	0.002233	0.1275	0.07426	0.4680	0.034754
0.0375	0.01219	0.212	0.002584	0.1300	0.07640	0.4730	0.036137
0.0400	0.01342	0.221	0.002233	0.1325	0.07855	0.4790	0.037625
0.0425	0.01468	0.230	0.003376	0.1350	0.08071	0.4840	0.039064
0.0450	0.01599	0.239	0.003822	0.1375	0.08289	0.4900	0.040616
0.0475	0.01732	0.248	0.004295	0.1400	0.08509	0.4950	0.042120
0.0500	0.01870	0.256	0.004787	0.1425	0.08732	0.5010	0.043747
0.0525	0.02010	0.264	0.005306	0.1450	0.08954	0.5070	0.045697
0.0550	0.02154	0.273	0.005850	0.1475	0.09129	0.5110	0.046649
0.0575	0.02300	0.281	0.006463	0.1500	0.09406	0.5170	0.048629
0.0600	0.02449	0.289	0.007078	0.1525	0.09638	0.5220	0.050310
0.0625	0.02603	0.297	0.007731	0.1550	0.09864	0.5280	0.052082
0.0650	0.02758	0.305	0.008412	0.1575	0.10095	0.5330	0.053060
0.0675	0.02916	0.312	0.009098	0.1600	0.10328	0.5380	0.055563
0.0700	0.03078	0.320	0.165000	0.1650	0.10796	0.5480	0.059162
0.0725	0.03231	0.327	0.010565	0.1700	0.11356	0.5600	0.063594
0.0750	0.03407	0.334	0.011379	0.1750	0.11754	0.5680	0.066765
0.0775	0.03576	0.341	0.012194	0.1800	0.12241	0.5770	0.070630
0.0800	0.03747	0.348	0.013040	0.1850	0.12733	0.5870	0.074743
0.0825	0.03922	0.355	0.013923	0.1900	0.13229	0.6960	0.078845
0.0850	0.04098	0.361	0.014794	0.1950	0.13725	0.6050	0.083039
0.0875	0.04277	0.368	0.015739	0.2000	0.14238	0.6150	0.087564
0.0900	0.04459	0.375	0.016721	0.2050	0.14750	0.6240	0.091040
0.0925	0.04642	0.381	0.017918	0.2100	0.15266	0.6330	0.096634
0.0950	0.04827	0.388	0.018729	0.2150	0.15786	0.6440	0.101662

RELACIONES HIDRAULICAS PARA UNA ALCANTARILLA DE SECCION CIRCULAR							
D/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	A/A	v/V	q/Q
0.220	0.16312	0.651	0.10619	0.59	0.61396	1.066	0.65488
0.225	0.16840	0.659	0.11098	0.60	0.62646	1.072	0.64157
0.230	0.14350	0.669	0.11611	0.61	0.63892	1.078	0.68876
0.235	0.17913	0.670	0.12109	0.62	0.65131	1.083	0.70537
0.240	0.18455	0.684	0.12623	0.63	0.66363	1.089	0.72269
0.245	0.19000	0.692	0.13148	0.64	0.67593	1.094	0.73947
0.250	0.19552	0.702	0.13726	0.65	0.68770	1.098	0.75510
0.260	0.20660	0.716	0.14793	0.66	0.70053	1.104	0.77339
0.270	0.21784	0.730	0.15902	0.67	0.71221	1.108	0.78913
0.280	0.22921	0.747	0.17122	0.68	0.72413	1.112	0.80523
0.290	0.24070	0.761	0.18317	0.69	0.73596	1.116	0.82133
0.300	0.25232	0.776	0.19580	0.70	0.74769	1.120	0.83741
0.310	0.26403	0.790	0.20858	0.71	0.75957	1.124	0.85376
0.320	0.25870	0.804	0.22180	0.72	0.77079	1.126	0.86791
0.330	0.28786	0.817	0.23516	0.73	0.78216	1.130	0.88384
0.340	0.29978	0.830	0.24882	0.74	0.79340	1.132	0.89734
0.350	0.31230	0.843	0.26327	0.75	0.80450	1.134	0.91230
0.360	0.32411	0.856	0.27744	0.76	0.81544	1.136	0.92634
0.370	0.33637	0.868	0.29197	0.77	0.82623	1.137	0.93942
0.380	0.34828	0.879	0.30649	0.78	0.83686	1.139	0.95321
0.390	0.36108	0.891	0.32172	0.79	0.85101	1.140	0.97015
0.400	0.34354	0.902	0.33693	0.80	0.86760	1.140	0.98906
0.410	0.38604	0.913	0.35246	0.81	0.87859	1.140	1.00045
0.420	0.39858	0.921	0.36703	0.82	0.87759	1.140	1.00045
0.430	0.40890	0.934	0.39191	0.83	0.88644	1.139	1.00965
0.440	0.42379	0.943	0.39963	0.84	0.89672	1.139	1.02140
0.450	0.43645	0.955	0.41681	0.85	0.90594	1.138	1.03100
0.460	0.44913	0.964	0.43296	0.86	0.91491	1.136	1.04740
0.470	0.46178	0.973	0.44931	0.87	0.92361	1.134	1.04740
0.480	0.47454	0.983	0.46647	0.88	0.93202	1.131	1.05410
0.490	0.48742	0.991	0.48303	0.89	0.94014	1.128	1.06030
0.500	0.50000	1.000	0.50000	0.90	0.94796	1.124	1.06550
0.510	0.51258	1.009	0.51719	0.91	0.95541	1.120	1.07010
0.520	0.52546	1.016	0.53387	0.92	0.96252	1.116	1.07420
0.530	0.53822	1.023	0.55060	0.93	0.96922	1.109	1.07490
0.540	0.55087	1.029	0.56685	0.94	0.97554	1.101	1.07410
0.550	0.56355	1.033	0.58215	0.95	0.98130	1.094	1.07350
0.560	0.57621	1.049	0.60444	0.96	0.96658	1.086	1.07140
0.570	0.58882	1.058	0.62297	0.97	0.99126	1.075	1.06560
0.580	0.60142	1.060	0.63750	0.98	0.99522	1.062	1.05890

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL AGUA



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

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 22 424	
O.T. No.20 348					
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	David Roberto Ruano Téllez	DEPENDENCIA:	USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	La Libertad	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-07-26; 04 h 10 min.		
FUENTE:	Pozo	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2006-07-27; 09 h 00 min.		
MUNICIPIO:	La Libertad	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Petén				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) -- ° C	
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA 552,00 μ mhos/cm	
3. TURBIEDAD:	00,81 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	07,30 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,22	6. CLORUROS (Cl)	10,00	11. SOLIDOS TOTALES	304,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,00	7. FLUORUROS (F)	00,07	12. SOLIDOS VOLÁTILES	06,00
3. NITRATOS (NO ₃)	04,32	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	298,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,10	10. DUREZA TOTAL	340,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	293,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	340,00	340,00		

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 COGIANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2006-08-14

Vo.Bo.
 Ing. Cesar Augusto Garcia Guerra
 DIRECTOR CII/USAC



Zenon Muchobantos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





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

EXAMEN BACTERIOLÓGICO		O.T. No. 20 348	INF. No. A-199 031
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>David Roberto Ruano T.</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>La Libertad</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2006-07-26: 04 h 15 min</u>
FUENTE:	<u>pozo</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2006-07-27: 09 h 00 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>La Libertad</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Petén</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>clara</u>	COLOR RESIDUAL	<u>----</u>
OLOR:	<u>inodora</u>		

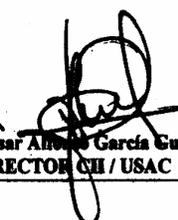
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	-----	innecesaria	innecesaria
01,00 cm ³	-----	innecesaria	innecesaria
00,10 cm ³	-----	innecesaria	innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		<2	<2

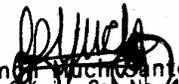
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 20TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

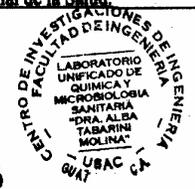
CONCLUSION Desde el punto de vista del examen bacteriológico, se encuentra enmarcada en la clasificación I. Calidad que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales para fuentes de agua de la Organización Mundial de la Salud.

Guatemala, 2006-08-14

Vo.Bo. 
 Ing. César Alberto García Guerra
 DIRECTOR CII / USAC




 Zenith Muchco Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 jefe Técnico Laboratorio



RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE SUELOS



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 446 S.S.

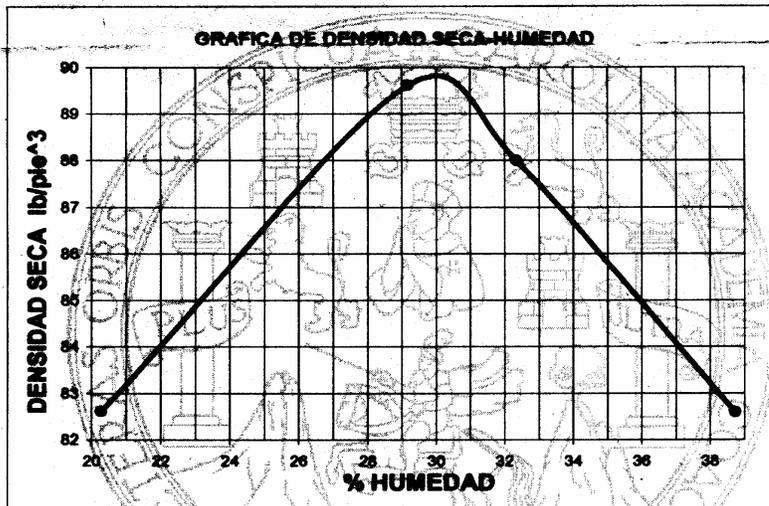
O.T. No.: 20732

Interesado: David Roberto Ruano Téllez
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: E.P.S

Ubicación: La Libertad, Petén
Fecha: 7 de noviembre de 2006



Muestra No.: 1
 Descripción del suelo: Arcilla color café oscuro
 Densidad seca máxima γ_d : 1.436 t/m^3 89.62 lb/ft^3
 Humedad óptima Hop.: 29.2 %
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Cesar Alfonso García
 Ing. Cesar Alfonso García
 DIRECTOR CIUSAC



Omar Enrique Medrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No.: 447 S.S.

O.T. No.: 20732

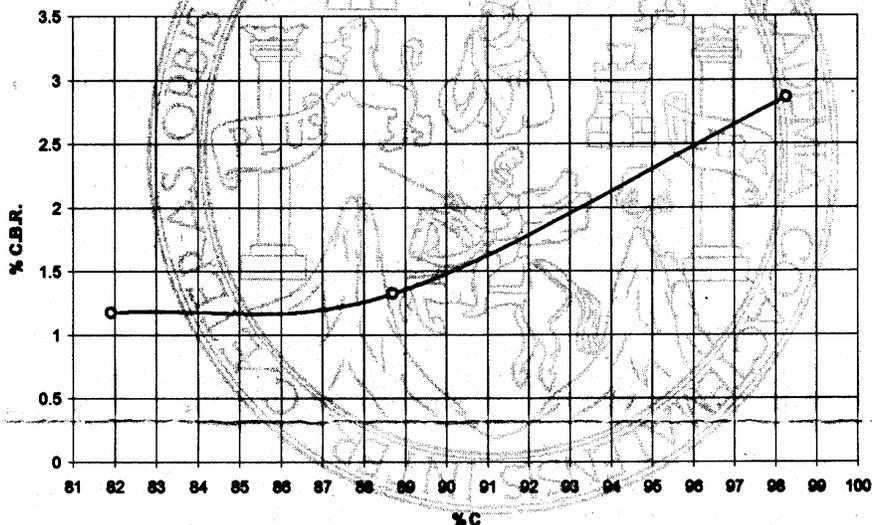
Interesado: David Roberto Ruano Téllez
Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)
Proyecto: E.P.S

Norma: A.A.S.H.T.O. T-193

Ubicación: La Libertad, Petén
Descripción del suelo: Arcilla color café oscuro
Muestra No.: 1
Fecha: 7 de noviembre de 2006

PROBETA No.	GOLPES No.	ALA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (kg/m ³)			
1	10	20.20	1176.1	81.92	0.0	1.2
2	30	20.20	1273.4	88.69	2.8	1.3
3	65	20.20	1410.8	96.26	3.9	2.9

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo. Bo.:

(Signature)
Ing. Francisco Javier Chisón de la Cruz
DIRECTOR CIUSAC

(Signature)
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 448 S.S.

O.T. No. 20732

Interesado: David Roberto Ruano Téllez
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Municipio de La Libertad, Petén

FECHA: 7 de noviembre de 2006

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	LL (%)	I.P. (%)	G.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	47.76	5.23	CH	Arcilla color café oscuro

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por los interesados.

Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. César Alfonso García Alvarado
DIRECTOR C.I.I.S.A.C.



Ing. Omar Enrique Madrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Omar E. Madrano Mendez



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 449 S.S.

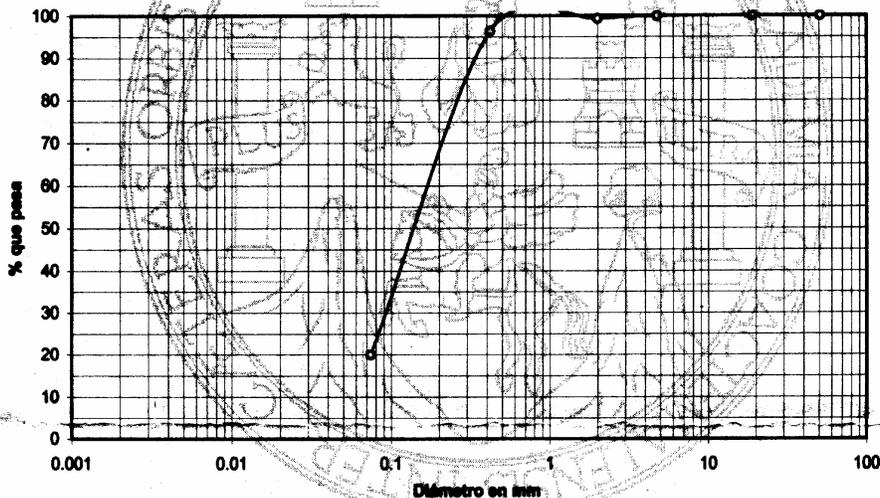
O.T. No. 20,732

Interesado: David Roberto Ruano Téllez
Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

Procedencia: Municipio de La Libertad, Petén
Fecha: 7 de noviembre de 2006
Muestra No.

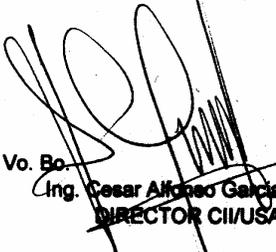
Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
20"	50.8	100.00
3/4"	19.00	100.00
4	4.76	99.93
10	2.00	99.33
40	0.42	96.41
200	0.074	20.00

% de Grava: 0.07
% de Arena: 4.93
% de Fines: 94.99



Descripción del suelo: Arcilla color café oscuro
Clasificación: S.C.U.: CH P.R.A.: A - 5
Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo. 
Ing. Cesar Alfonso Garcia
DIRECTOR CII/USAC




Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

ACTA DONDE LA COMUNIDAD DA EL ÁREA PARA UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

Acta no. En caserío Zaculeo, Jurisdicción del municipio de la Libertad, departamento de Petén, siendo las 16:00 horas del día jueves 29 de marzo del año en curso, reunidos en el local que ocupa la escuela de la comunidad, el alcalde auxiliar y presidente del consejo comunitario de desarrollo (COCODE) ante la asamblea general comunitaria para dejar constar lo siguiente: — — — — —

PRIMERO: El señor alcalde auxiliar y presidente del consejo comunitario de desarrollo señor Gaspar hizo uso de palabra para dar la bienvenida a cada uno de los asistentes e informarles sobre el objetivo de la presente reunión, que consiste en: Seber el terreno para la construcción de una planta de tratamiento la que será diseñada antes de ejecutar dicha obra por un Ingeniero Ambiental que será contratada por la Municipalidad. — — — — —

SEGUNDO: El señor alcalde auxiliar expuso a los asistentes que los trabajos topográficos para la planta de tratamiento fueron realizados gracias al especialista de la facultad de Ingeniería David Roberto Ruano Téllez, quien se encuentra haciendo su EPS en la municipalidad de la Libertad, Petén. — — — — —

TERCERO: Al estar enterado los vecinos que participan de esta asamblea están de acuerdo en ceder el terreno de 70*75 m, para la ejecución del proyecto de diseño del drenaje Sanitario, agradeciendo al joven Ingeniero David Roberto Ruano

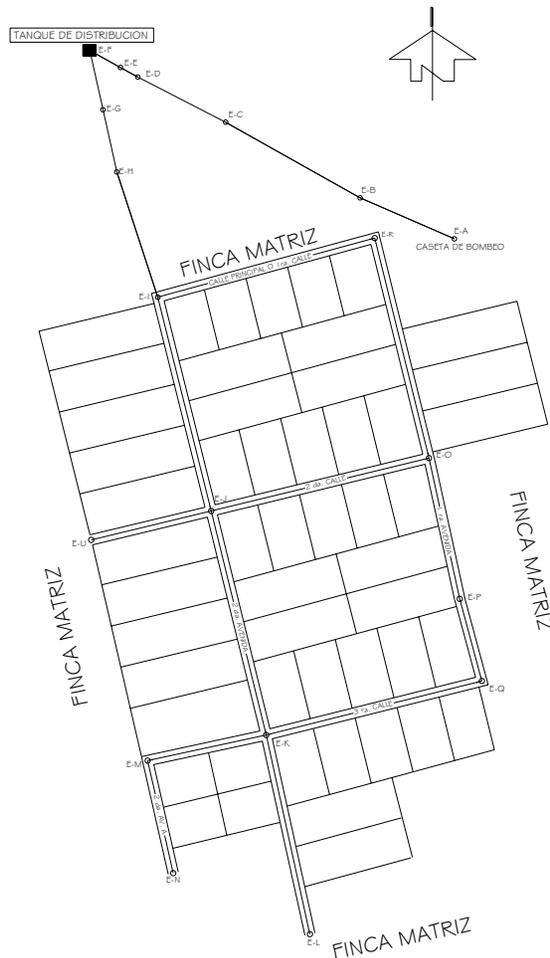
Téllez, el trabajo que desinteresadamente realizó en esta comunidad.

CUARTO: No habiendo más que hacer constar en la presente, se dio por terminada en el mismo lugar y fecha 1 hora después de su inicio, firmando de su entera conformidad los que en ella intervenimos, damos fé:



[Handwritten signature]
[Handwritten signature]





ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DOTACIÓN	1.50 Lt/Hab/Día
FACTOR DE DIA MÁXIMO	1.2
FACTOR DE HORA MÁXIMA	2.5
COEF. HAZEN - WILLIAM	1.50
No. DE CASAS	52 CASAS
CRECIMIENTO POBLACIONAL	2.5 %
PERIODO DE DISEÑO	22 AÑOS
POBLACIÓN DE DISEÑO	543 HABITANTES
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.943 Lt/Seg
DENSIDAD POBLACIONAL	6 Habitantes
FACTOR DE VOLUMEN PARA EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	40 %

Est	P.o	AZIMUT	Dist. H.	COTA
A	1	293° 27' 35"	25	99.60
B	2	293° 27' 40"	50	99.20
B	3	299° 19' 55"	25	98.94
4	299° 19' 55"	50	99.05	
C	299° 19' 55"	75	99.31	
C	5	298° 20' 10"	9.443	101.18
6	297° 40' 5"	18.550	104.91	
7	297° 18' 50"	27.954	108.56	
8	297° 8' 10"	36.967	112.53	
D	297° 9' 40"	46.518	116.16	
D	E	298° 52' 25"	9.495	119.07
E	F	298° 52' 25"	17.000	119.51
F	9	162° 32' 10"	9.656	118.14
10	163° 3' 30"	17.031	112.85	
G	164° 2' 30"	28.558	111.25	
G	11	170° 41' 10"	8.627	107.64
12	170° 41' 10"	18.250	103.98	
H	170° 41' 10"	27.181	101.11	
H	13	163° 2' 0"	9.863	100.44
14	162° 5' 15"	34.977	100.61	
I	161° 49' 55"	63.971	100.64	
I	15	167° 23' 45"	18.994	100.75
16	167° 12' 30"	38.988	100.74	
17	167° 6' 15"	57.999	100.93	
18	167° 6' 15"	78.999	100.80	
J	165° 57' 40"	106.998	100.70	
J	19	75° 57' 15"	19.991	100.74
20	76° 13' 5"	38.990	100.92	
21	76° 17' 50"	58.994	100.90	
22	76° 19' 40"	78.997	100.88	
O	76° 22' 0"	109.000	101.19	
23	256° 59' 10"	19.990	100.62	
24	256° 37' 45"	38.981	100.51	
U	256° 28' 10"	59.994	100.51	
25	166° 12' 25"	19.959	100.47	
26	166° 18' 40"	38.966	100.31	

Est	P.o	AZIMUT	Dist. H.	COTA
27	166° 24' 50"	58.977	100.00	
28	176° 19' 45"	77.966	99.65	
K	166° 10' 25"	111.964	99.23	
K	29	76° 46' 50"	19.998	99.90
30	76° 50' 10"	37.996	99.63	
31	76° 40' 45"	59.993	99.89	
32	76° 40' 15"	78.998	100.26	
Q	75° 57' 51"	107.993	100.63	
33	257° 52' 40"	17.989	99.45	
34	257° 52' 15"	39.989	99.62	
M	257° 49' 35"	59.000	99.79	
35	167° 31' 35"	19.980	99.26	
36	167° 35' 20"	40.992	99.07	
37	167° 36' 45"	58.995	99.29	
38	167° 34' 15"	78.000	99.60	
L	167° 36' 10"	98.998	99.97	
M	39	168° 41' 40"	20.000	100.00
40	167° 36' 15"	38.999	100.29	
N	167° 11' 5"	58.999	100.50	
O	41	170° 39' 45"	11.904	101.23
42	168° 11' 45"	31.997	101.59	
43	168° 6' 15"	50.931	103.17	
P	167° 39' 15"	69.900	103.06	
P	44	165° 50' 15"	19.739	101.30
Q	164° 50' 59"	39.973	100.42	
O	45	346° 16' 25"	19.950	101.09
46	346° 15' 20"	38.993	101.00	
47	346° 15' 20"	59.990	100.87	
48	346° 13' 15"	79.988	100.51	
R	346° 7' 0"	109.981	99.95	
R	49	254° 9' 20"	19.479	99.94
50	254° 8' 10"	38.995	100.19	
51	254° 0' 4"	59.992	100.32	
52	254° 5' 20"	78.998	100.45	
I	254° 47' 51"	109.000	100.67	

PLANTA GENERAL DEL CASERÍO ZACULEU, LA LIBERTAD, PETÉN
ESCALA 1:1000



LIBRETA TOPOGRÁFICA



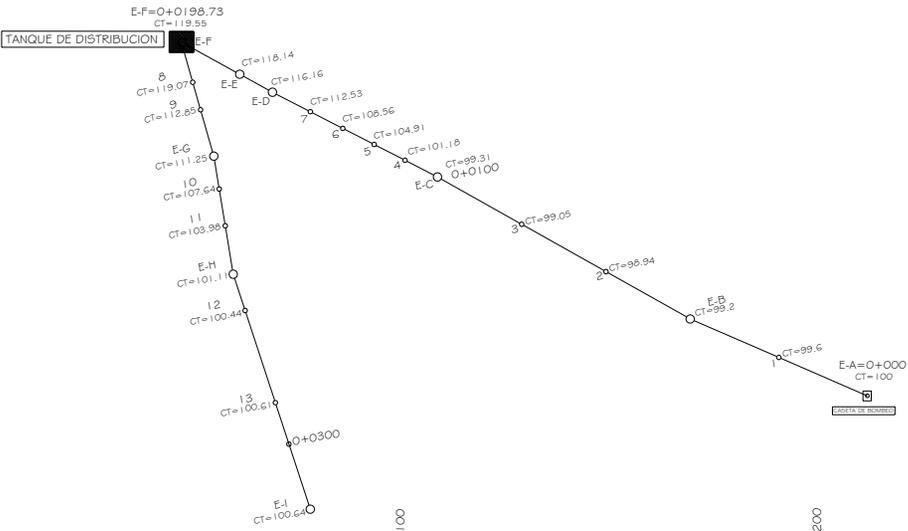
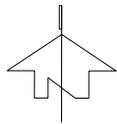
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA

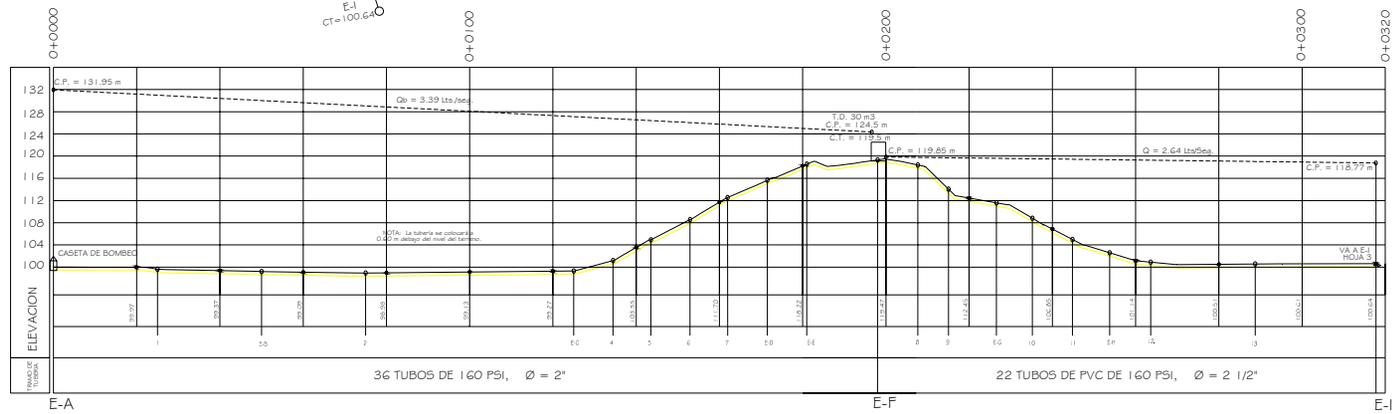
TÍTULO: PLANTA GENERAL

ESTUDIANTE: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2007	
PROFESOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	2007-1-2008

1	9
---	---



NOMENCLATURA	
	ESTACION (E)
	CASA, ESCUELA, ESCUELA
	CAJONCILLO
	TUBERIA LINEA DE BOMBEO, Ø indicado
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	TAPON HERRAJA (T.H.)
	CASETA DE BOMBEO
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	LINEA PERIMETRICA



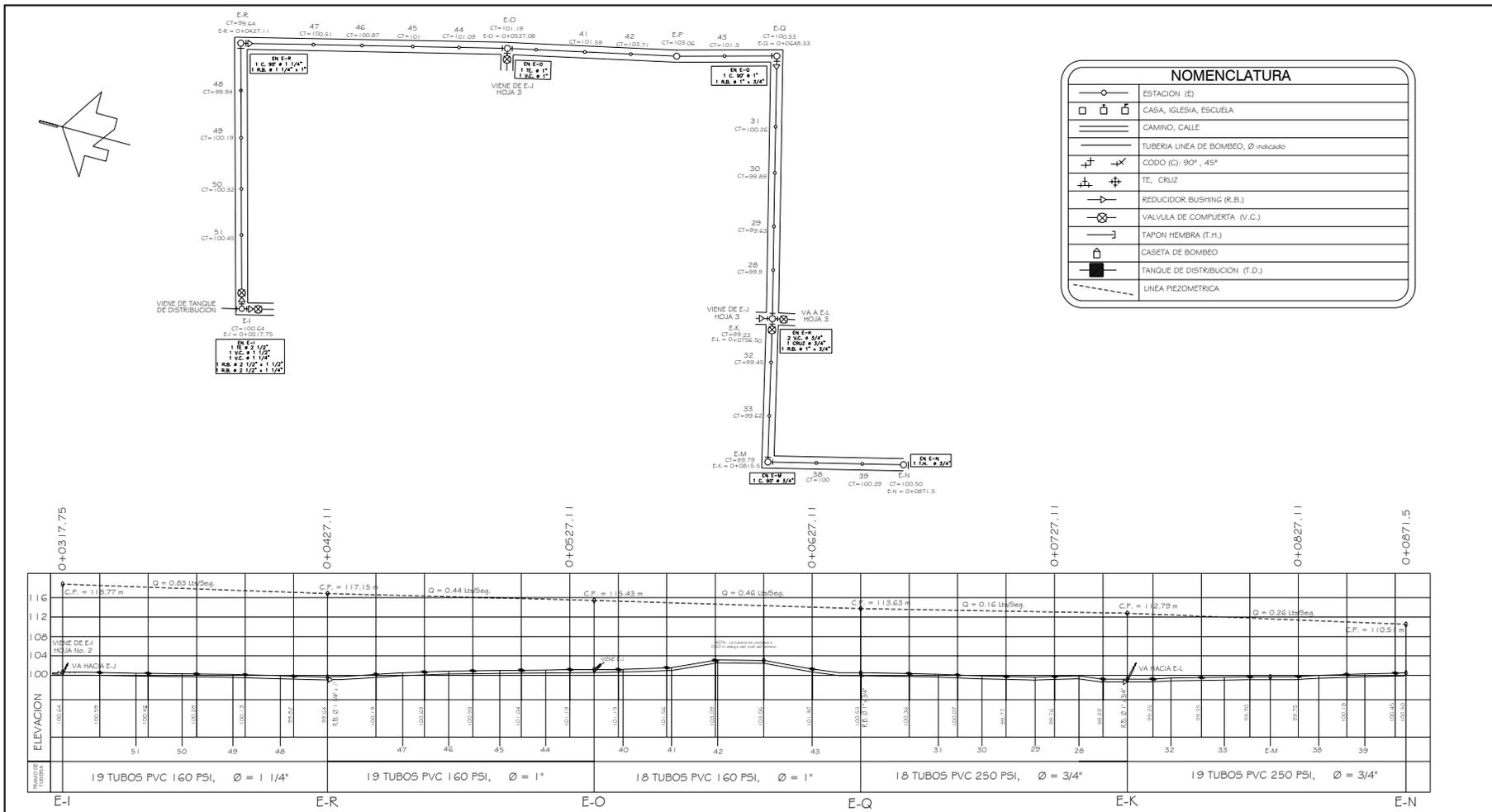
PLANTA - PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCION
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: PLANTA PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCION

ELABORADO: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	ESCALA: INDICADA
REVISOR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: ENERO, 2007
PROYECTISTA: LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ	PROYECTO: 200512838

T. G. J. A.
 2/9



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

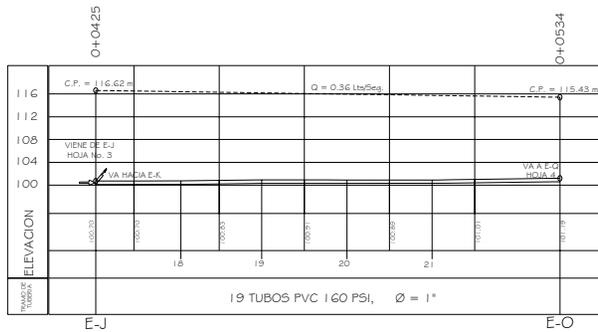
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA

PLANTA PERFIL DE LA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN

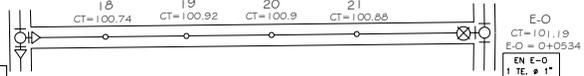
PROYECTISTA: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	ESCALA: INDICADA
REVISOR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: ENERO, 2007.
SUPERVISOR: LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ	2002-12838
H. O. J. A.	
4/9	

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ
ABSORB. Y SUPERVISOR DEL DISEÑO

DANIELO ANGEL GARCÍA GONZÁLEZ
ING. CIVIL EN PLANEACIÓN Y ASESORIA TÉCNICA



E-J
CT=100.70
E-J = 0+0425
EN E-J
1 TE. Ø 1 1/2"
2 R.B. Ø 1 1/2" x 1"



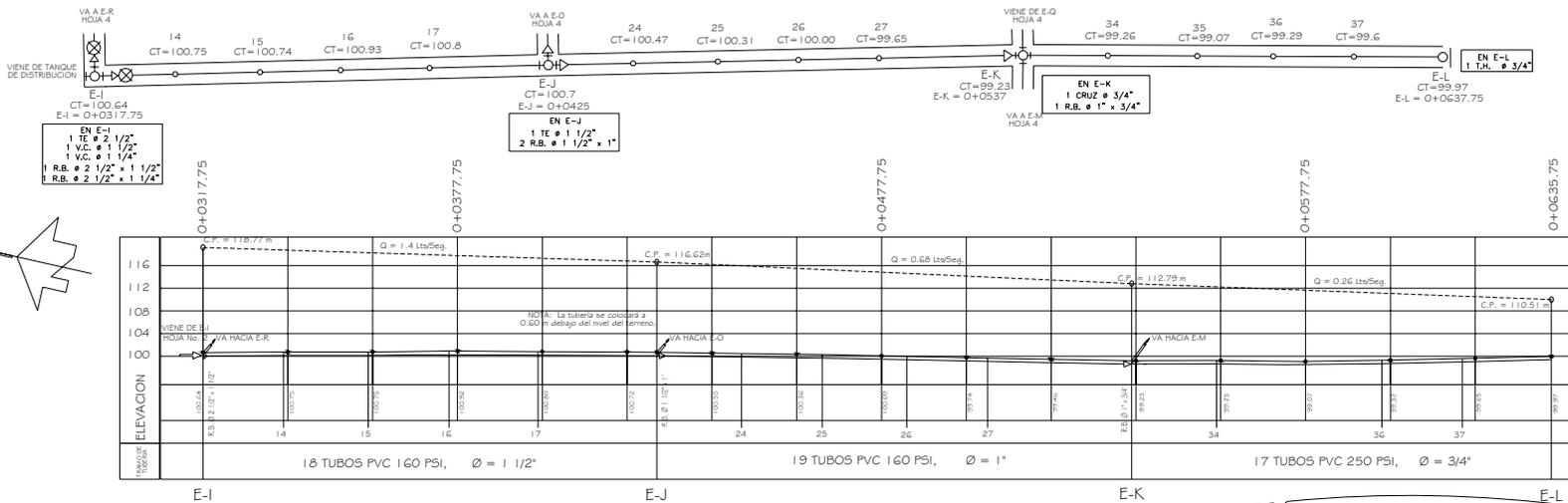
E-O
CT=101.19
E-O = 0+0534
EN E-O
1 TE. Ø 1"
1 V.C. Ø 1"



PLANTA - PERFIL DE LA E-J A E-L

ESCALA VERTICAL 1:250
ESCALA HORIZONTAL 1:500

NOMENCLATURA	
	ESTACION (E)
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	CAMINO, CALLE
	TUBERIA LINEA DE BOMBEO, Ø indicado
	CODO (C): 90°, 45°
	TE, CRUZ
	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
	VALVULA DE CUPIERTA (V.C.)
	TAPON HEMBRA (T.H.)
	CASETA DE BOMBEO
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	LINEA PIEZOMETRICA



E-I
CT=100.64
E-I = 0+0317.75
EN E-I
1 TE. Ø 2 1/2"
1 V.C. Ø 1 1/2"
1 V.C. Ø 1 1/4"
1 R.B. Ø 2 1/2" x 1 1/2"
1 R.B. Ø 2 1/2" x 1 1/4"

E-J
CT=100.7
E-J = 0+0425
EN E-J
1 TE. Ø 1 1/2"
2 R.B. Ø 1 1/2" x 1"

E-K
CT=99.23
E-K = 0+0537
EN E-K
1 TE. Ø 3/4"
1 R.B. Ø 1" x 3/4"

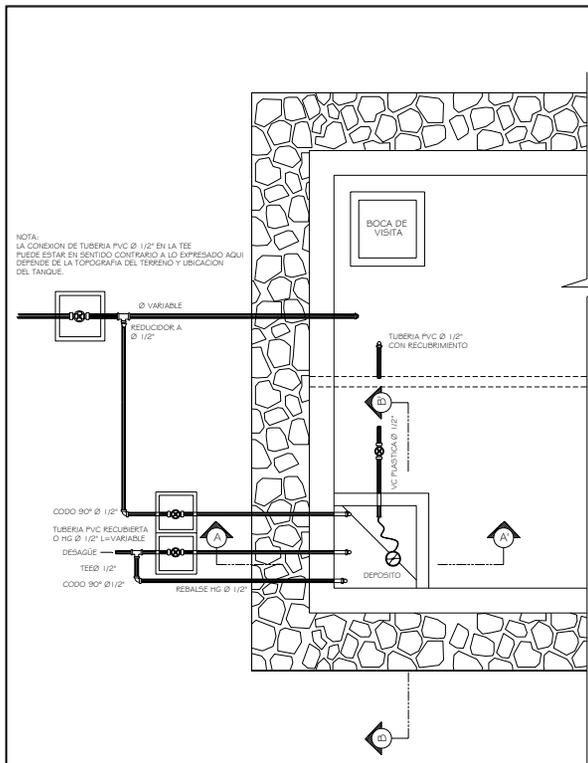
E-L
CT=99.97
E-L = 0+0637.75
EN E-L
1 T.H. Ø 3/4"



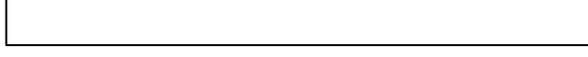
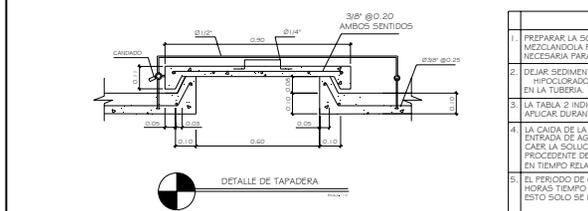
PLANTA - PERFIL DE LA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN E-I A E-L

ESCALA VERTICAL 1:250
ESCALA HORIZONTAL 1:500

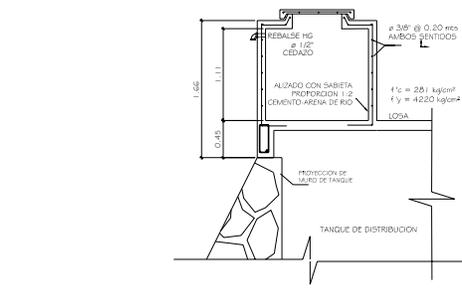
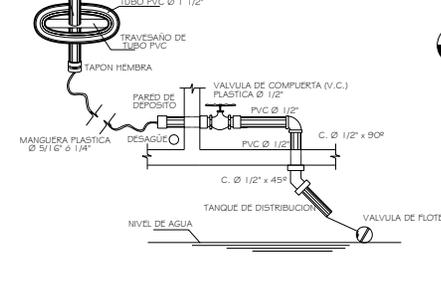
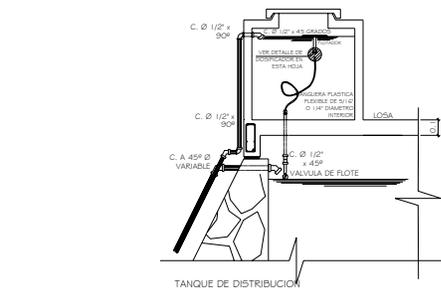
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA			
CLIENTE:	PLANTA PERFIL DE LA LINEA DE DISTRIBUCION	FECHA:	REVISADA
DISEÑADOR:	DAVID ROBERTO MIANO TELLEZ	PROY.	ENERO 2007
PROY.	DAVID ROBERTO MIANO TELLEZ	PROY.	2007-10-08
REVISOR:	LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ	PROY.	
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ ASESOR (SUPERVISOR) DE O.P.		ING. DAVID GARCIA ORDOZ INGENIERO EN SISTEMAS DE AGUA LICENCIADO EN SISTEMAS DE AGUA	
		H O J A	
		3 / 9	



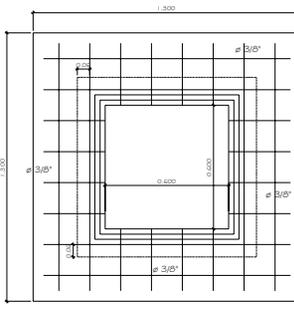
NOTA:
LA CONEXIÓN DE TUBERÍA PVC Ø 1/2" EN LA TEE PUEDE ESTAR EN SENTIDO CONTRARIO A LO EXPRESADO AQUÍ DEPENDE DE LA TOPOGRAFÍA DEL TERRENO Y UBICACIÓN DEL TANQUE.



- PASOS PARA LA CLORACIÓN DEL AGUA**
1. PREPARAR LA SOLUCIÓN CONCENTRADA DE HIPOCLORITO DE CALCIO EN OTRO TANQUE MEZCLÁNDOLO PERFECTAMENTE. LA TABLA 1 INDICA LA CANTIDAD DE CLOROGENIO NECESARIA PARA PREPARAR UNA SOLUCIÓN AL 0.10 % (1,000 P.P.M.).
 2. DEJAR SEDIMENTAR LA SOLUCIÓN. EL LÍQUIDO CLARO PASARÁ AL DEPÓSITO DEL HIPOCLORADOR. EL SEDIMENTO DESCHARGARÁ VIA QUE ES INACTIVO Y PRODUCE TAPONAMIENTOS EN LA TUBERÍA.
 3. LA TABLA 2 INDICA EL VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 0.10 % RESPECTIVAMENTE. NECESARIA PARA APLICAR DURANTE DOS DÍAS COMO MÍNIMO PARA DIFERENTES CANTIDADES DE DISEÑO.
 4. LA CAIDA DE LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO AL TANQUE DEBERÁ SER NORMAL A LA ENTRADA DE AGUA PROCEDENTE DE CONDUCCIÓN, O EN OTRAS PALABRAS, DEBERÁ CAER LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO SOBRE EL CHORRO DE AGUA QUE ENTRA AL TANQUE PROCEDENTE DE LA CONDUCCIÓN, CON EL OBJETO DE LOGRAR UNA BUENA MEZCLA EN TIEMPO RELATIVAMENTE CORTO.
 5. EL PERÍODO DE CONTACTO EN EL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN SERÁ COMO MÍNIMO DE DOS HORAS TIEMPO DURANTE EL CUAL EL AGUA NO PASARÁ A LA RED DE DISTRIBUCIÓN. ÉSTE SOLO SE HACE CUANDO SE INICIA EL PROCESO DE CLORACIÓN.



VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 0.10 % QUE TIENE QUE INGRESAR AL TANQUE PARA DOSIFICAR 1 mg/l		
CANTIDAD DEL SISTEMA	l/hora	l/día
0.50	1.80	43.20
0.60	2.16	51.84
0.70	2.52	60.48
0.80	2.88	69.12
0.90	3.24	77.76
1.00	3.60	86.40
1.10	3.96	95.04
1.20	4.32	103.68
1.30	4.68	112.32
1.40	5.04	120.96
1.50	5.40	129.60
1.60	5.76	138.24
1.70	6.12	146.88
1.80	6.48	155.52
1.90	6.84	164.16
2.00	7.20	172.80
2.10	7.56	181.44
2.20	7.92	190.08
2.30	8.28	198.72
2.40	8.64	207.36
2.50	9.00	216.00
2.60	9.36	224.64
2.70	9.72	233.28
2.80	10.08	241.92
2.90	10.44	250.56
3.00	10.80	259.20
3.50	11.88	285.12
4.00	12.96	311.04
4.50	14.04	336.96
5.00	15.12	362.88
5.50	16.20	388.80
6.00	17.28	414.72



HIPOCLORITO NECESARIO PARA PREPARAR SOLUCIÓN AL 0.10 %

VOLUMEN DE SOLUCIÓN REQUERIDA	CANTIDAD DE HIPOCLORITO				
	65%	67%	69%	69%	70%
1 litro	1.56	1.59	1.62	1.65	1.68
2	3.08	3.18	3.24	3.30	3.36
5	7.65	7.95	8.10	8.25	8.40
10	15.30	15.90	16.20	16.50	16.80
25	38.25	39.75	40.50	41.25	42.00
50	76.50	79.50	81.00	82.50	84.00
75	114.75	119.25	121.50	123.75	126.00
100	153.00	159.00	162.00	165.00	168.00
200	306.00	318.00	324.00	330.00	336.00
500	765.00	795.00	810.00	825.00	840.00
1000	1530.00	1590.00	1620.00	1650.00	1680.00

1 litro = 4600 gramos
DOSIFICAR 3 LIBRAS Y 1 ONZA PARA 65 %
DOSIFICAR 3 LIBRAS PARA 70 %

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA

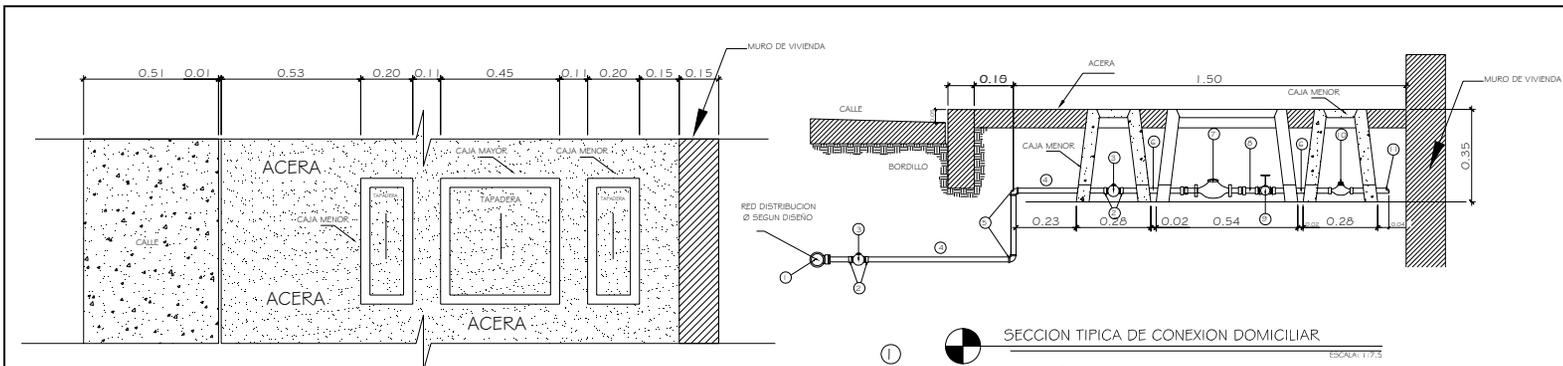
DETALLE DEL HIPOCLORADOR

DESARROLLADO POR:	DAVID ROBERTO HUANO TELLEZ	FECHA:	9 DICIEMBRE, 2007
REVISADO POR:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	FECHA:	2007-12-08

ESCALA: 1:1

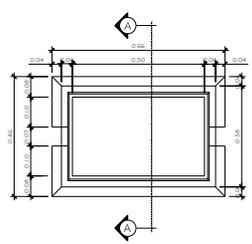
FIG. N.º 2.8

8

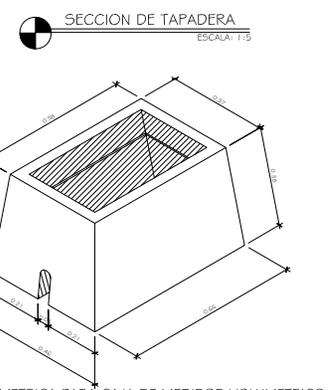
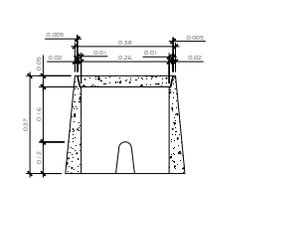
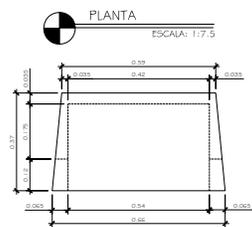
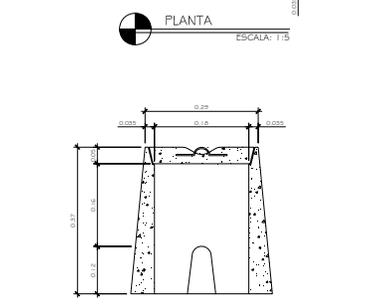
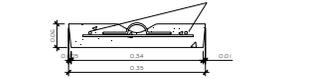
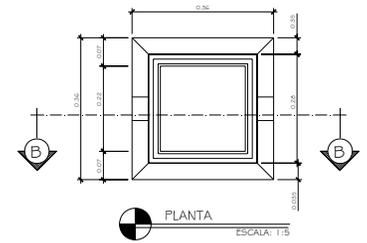
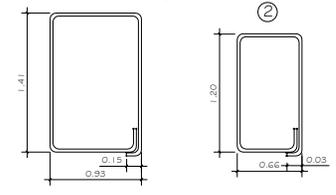


PLANTA TIPICA DE CONEXION DOMICILIAR
ESCALA: 1:7.5

SECCION TIPICA DE CONEXION DOMICILIAR
ESCALA: 1:7.5



- REFERENCIA DE MATERIALES**
1. TEE RED O ABRAZADERA DOMICILIAR. Ø SEGUN DISEÑO A 1/2" PVC.
 2. ADAPTADOR MACHO Ø 1/2" PVC.
 3. LLAVE DE PASO Ø 1/2" br.
 4. TUBERIA Ø 1/2" PVC.
 5. CODDO Ø 1/2" X 90° PVC.
 6. NIFLE H.G. Ø 1/2" X 0.30 M.
 7. MEDIDOR VOLUMETRICO Ø 1/2"
 8. NIFLE H.G. Ø 1/2" X 0.10 M.
 9. LLAVE DE COMPUERTA Ø 1/2" br.
 10. LLAVE DE RETENCION HORIZONTAL (CONEQUE DE BISAGRA) Ø 1/2" b.r.
 11. A RED DOMICILIAR.



SECCION B - B
ESCALA: 1:5

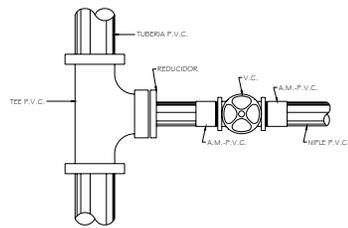
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA

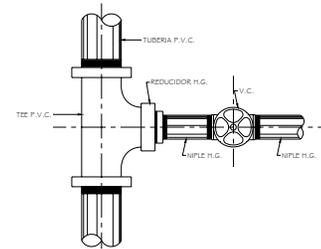
DETALLE DE CONEXION DOMICILIAR

ALUMNO Y TÍTULO:	DAVID ROBERTO BLANCO TELLEZ	GRUPO:	INDICADA
PROFESOR:	DAVID ROBERTO BLANCO TELLEZ	CATEDRA:	INDICADA
SUPERVISOR:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ	FECHA:	2008 11 28
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ			11.10.2008
DIPLOMA DE CALIFICACION EN INGENIERIA			7 9

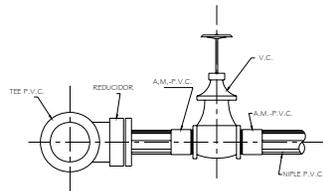
VISTA ISOMETRICA PARA CAJA DE MEDIDOR VOLUMETRICO
ESCALA: 1:7.5



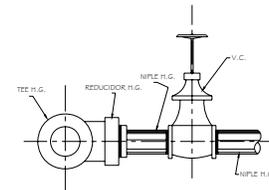
PLANTA VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.



PLANTA VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS H.G.

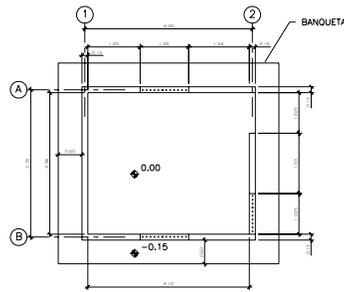


ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.

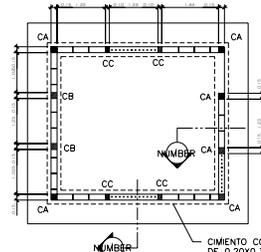


ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA
TUBERIA Y ACCESORIOS H.G.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA
DETALLE DE VALVULAS	
CALCULO Y DISEÑO:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ
REVISADO:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ
APROBADO:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ
FECHA:	ENERO, 2007
ESCALA:	1:100
H. G. J. A.	
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ	
ING. DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	
ING. ROBERTO GONZALEZ	
ING. RICARDO GONZALEZ	
8/9	

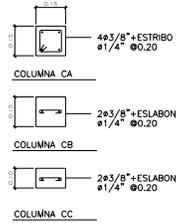


PLANTA DE COTAS
ESCALA 1/50

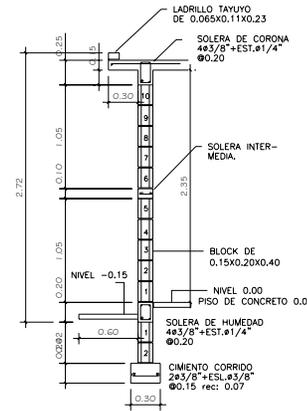


PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1/50

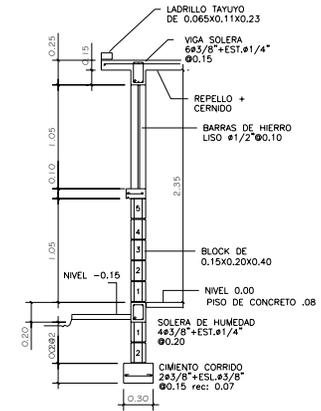
PLANILLA DE COLUMNAS		
TIPO	MEDIDAS	REFUERZO
CA	0.15X0.15	4#3/8"+ESTRIBO#1/4" Ø0.20
CB	0.15X0.15	2#3/8"+ESLAB.#1/4" Ø0.20
CC	0.10X0.15	2#3/8"+ESLAB.#1/4" Ø0.20



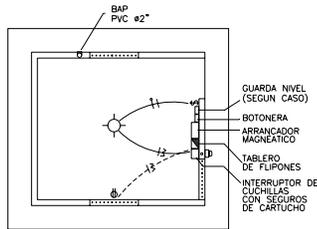
DETALLE DE COLUMNAS
ESCALA 1/10



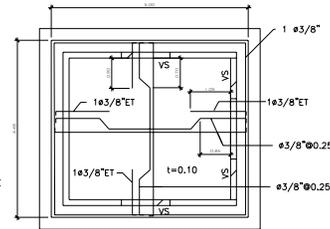
SECCION 1
ESCALA 1/20



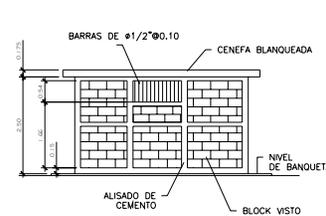
SECCION 2
ESCALA 1/20



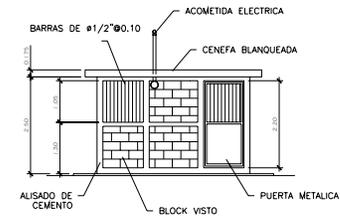
PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA
ESCALA 1/50



PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO
ESCALA 1/50



FACHADA LATERAL
ESCALA 1/50



FACHADA FRONTAL
ESCALA 1/50

PLANILLA DE ELECTRICIDAD	
	BOMBILLA DE 60 wotts.
	TOMACORRIENTE DOBLE 110v.
	INTERRUPTOR DE CUCHILLAS
	TABLERO
	CONTADOR
	ALAMBRES CAL 12 THW
	POLIDUCTO #1/2" EN LOSA
	POLIDUCTO #1/2" EN PISO

PLANILLA DE SOLERAS		
TIPO	MEDIDAS	REFUERZO
SOLERA DE HUMEDAD	0.15X0.20	4#3/8"+ESTRIBO#1/4" Ø0.20
SOLERA INTERMEDIA	0.10X0.15	2#3/8"+ESLAB.#1/4" Ø0.20
SOLERA DE CORONA	0.15X0.25	4#3/8"+ESTRIBO#1/4" Ø0.20
VIGA SOLERA VS	0.15X0.25	6#3/8"+ESTRIBO#1/4" Ø0.15

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 3 \text{ ksi}$ (CONCRETO)
 $f_y = \text{GRADO 40 KSI}$ (ACERO DE REFUERZO)
 $F_u = 45 \text{ kg/cm}^2$ (RESISTENCIA DE LA UNIDAD DE BLOCK)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA

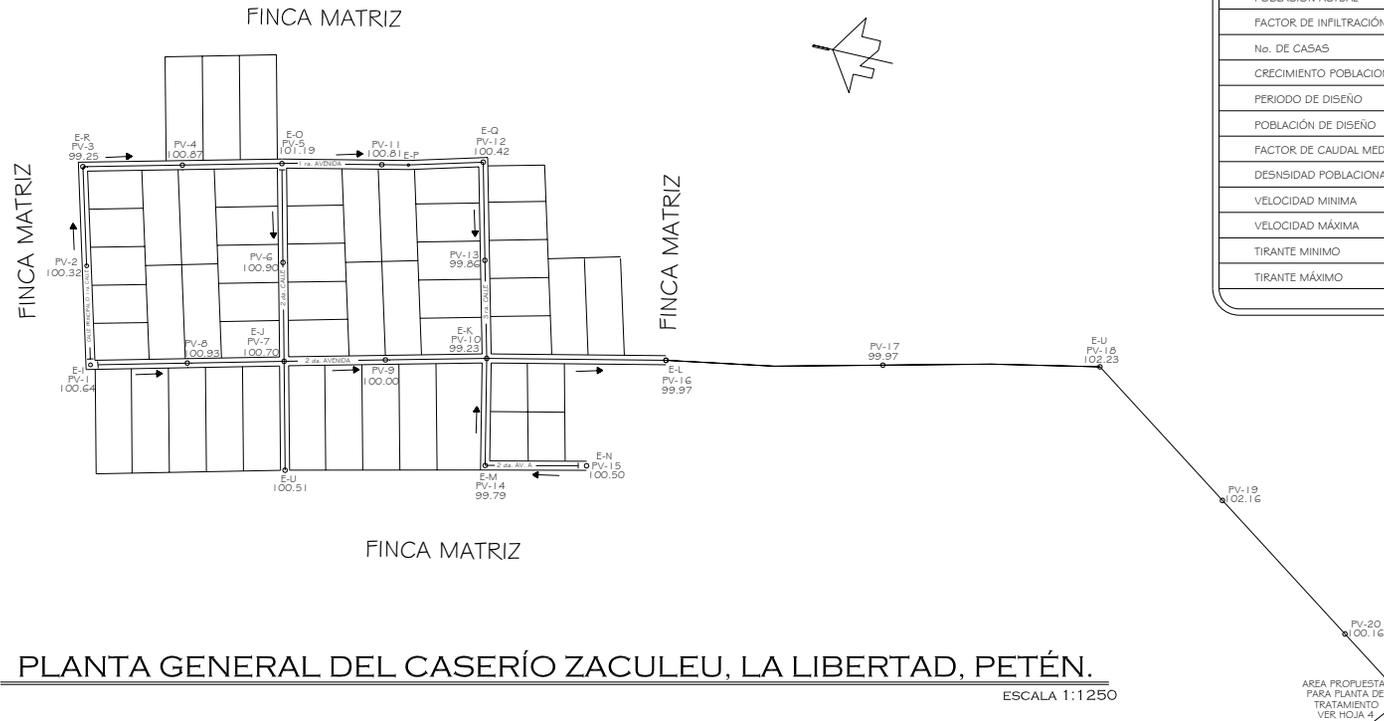
PROYECTO: CASITA DE BOMBIECO

ALUMNO PRINCIPAL: DAVID ROBERTO BALAM TELLEZ	ESCALA: INGENIERIA
ALUMNO: DAVID ROBERTO BALAM TELLEZ	FECHA: ENERO, 2009
PROFESOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELLEZ	AREA: FIBRIB
H. O. J. A.	
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELLEZ MAGISTER EN INGENIERIA	DATA: 02/01/2009 FOLIO: 02/02/09 LA LIBERTAD, GUATEMALA

9 9

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

DOTACIÓN	150 Lt/Hab/Da
FACTOR DE RETORNO	0.8
POBLACIÓN ACTUAL	308 HAB.
FACTOR DE INFILTRACIÓN	15000 Lt/Km/Da
No. DE CASAS	52 CASAS
CRECIMIENTO POBLACIONAL	2.5 %
PERIODO DE DISEÑO	30 AÑOS
POBLACIÓN DE DISEÑO	667 HABITANTES
FACTOR DE CAUDAL MEDIO	0.002
DENSIDAD POBLACIONAL	6
VELOCIDAD MÍNIMA	0.4 m/s
VELOCIDAD MÁXIMA	3.0 m/s
TIRANTE MÍNIMO	0.10
TIRANTE MÁXIMO	0.75



PLANTA GENERAL DEL CASERÍO ZACULEU, LA LIBERTAD, PETÉN.

ESCALA 1:1250

Est	P.o	AZIMUT	Dist. H.	COTA
I	15	167° 23' 45"	18.994	100.75
	16	167° 12' 30"	38.888	100.74
	17	167° 6' 15"	57.999	100.93
	18	167° 6' 15"	78.999	100.80
	J	165° 57' 40"	106.998	100.70
J	19	75° 57' 15"	19.991	100.74
	20	76° 13' 5"	38.990	100.92
	21	76° 17' 50"	58.994	100.90
	22	76° 19' 40"	78.997	100.88
	O	76° 22' 0"	109.000	101.19
	23	256° 59' 10"	19.990	100.62
	24	256° 37' 45"	38.981	100.51
	U	256° 28' 10"	59.994	100.51
	25	166° 12' 25"	19.959	100.47
	26	166° 18' 40"	38.966	100.31
	27	166° 24' 50"	58.977	100.00
	28	176° 19' 45"	77.966	99.65
	K	166° 10' 25"	111.964	99.23
K	29	76° 46' 50"	19.998	99.90
	30	76° 50' 10"	37.996	99.63
	31	76° 40' 45"	59.993	99.89
	32	76° 40' 15"	78.998	100.26
	Q	75° 57' 51"	107.993	100.53
	33	257° 52' 40"	17.989	99.45
	34	257° 52' 15"	39.989	99.62

Est	P.o	AZIMUT	Dist. H.	COTA
M	257° 49' 35"	59.000	99.70	
	35	167° 31' 35"	19.980	99.26
	36	167° 35' 20"	40.992	99.07
	37	167° 36' 45"	58.995	99.29
	38	167° 34' 15"	78.000	99.60
	L	167° 36' 10"	98.998	99.97
M	39	168° 41' 40"	20.000	100.00
	40	167° 36' 15"	38.999	100.29
	N	167° 11' 5"	55.999	100.50
	O	41' 170° 39' 45"	11.904	101.23
	42	168° 11' 45"	31.997	101.59
	43	168° 6' 15"	50.931	103.17
	P	167° 39' 15"	69.900	103.06
P	44	165° 50' 15"	19.739	101.30
	Q	164° 50' 59"	39.973	100.42
O	45	346° 16' 25"	19.950	101.09
	46	346° 15' 20"	38.993	101.00
	47	346° 15' 20"	59.990	100.87
	48	346° 13' 15"	79.996	100.51
	R	346° 7' 0"	109.981	99.95
R	49	254° 9' 20"	19.479	99.94
	50	254° 8' 10"	38.995	100.19
	51	254° 0' 4"	59.992	100.32
	52	254° 5' 20"	78.998	100.45
I	254° 47' 51"	109.000	100.67	

LIBRETA TOPOGRÁFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

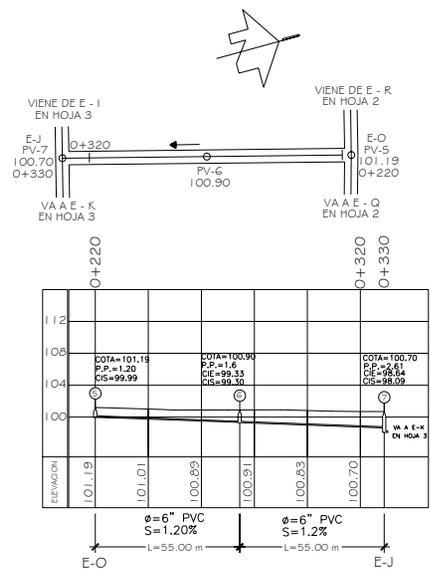
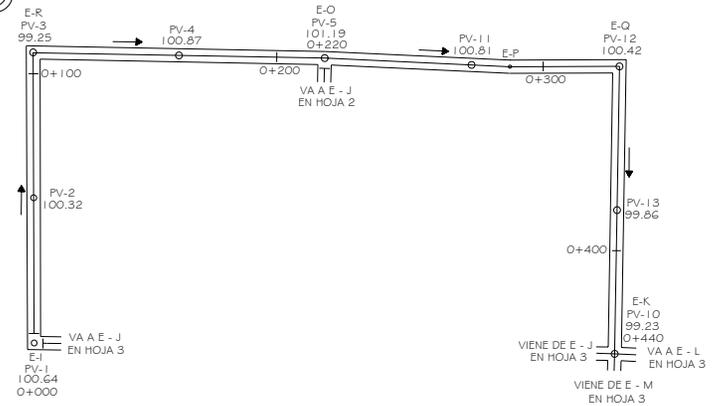
PROYECTO: DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO

TÍTULO: PLANTA GENERAL

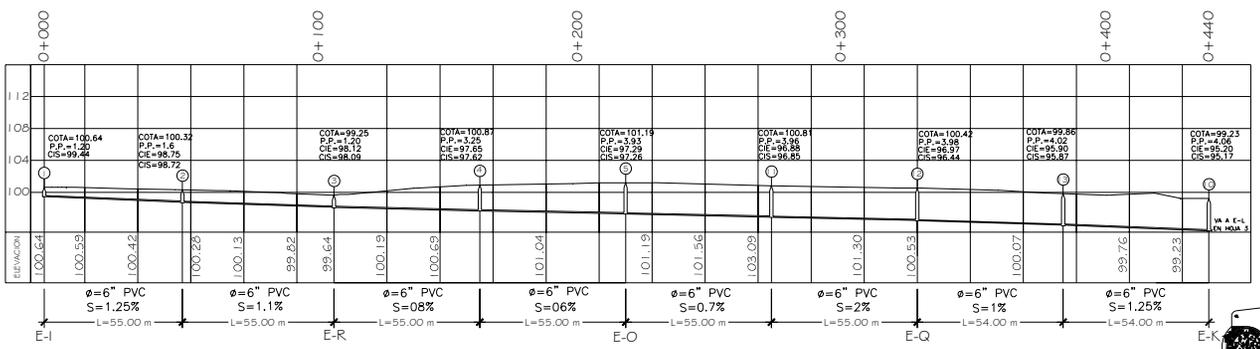
AUTOR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	CATEGORÍA: INDICADA
PROYECTO: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: ENERO, 2007
SUPERVISOR: LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	NO. DE PLAN: 2002-12838

1 / 6

NOMENCLATURA	
⊙	NUMERO DE POZO DE VISITA EN PERFIL
PV-00	NUMERO POZO DE VISITA EN PLANTA
—	TUBERIA A COLOCAR
△	POZO DE VISITA
E-1	ESTACION
O+000	CAMMINAMENTO HORIZONTAL
P.P.	POZO DE VISITA
CIE	COTA NIVEL DE ENTRADA
CIS	COTA NIVEL DE SALIDA



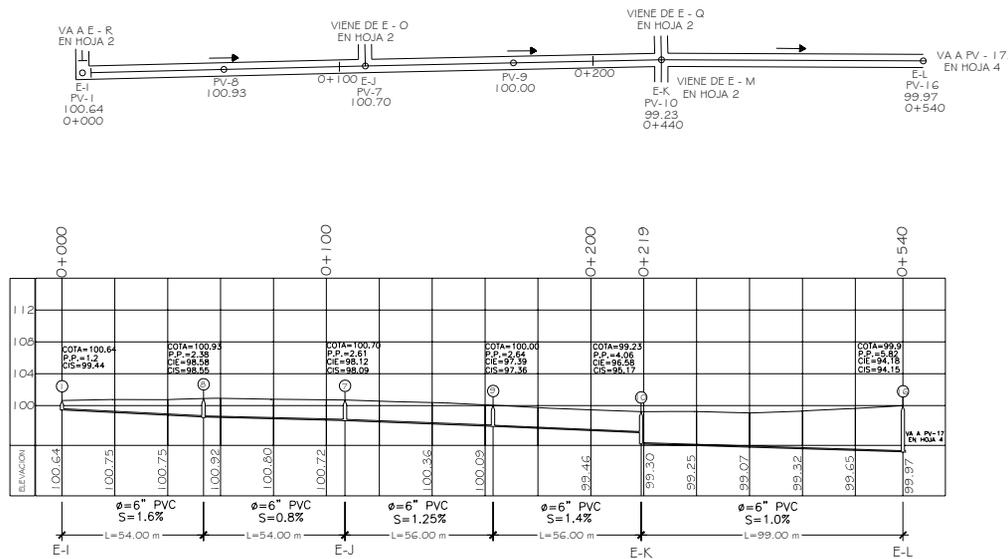
PLANTA - PERFIL DE POZO DE VISITA 5, 6, 7
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750



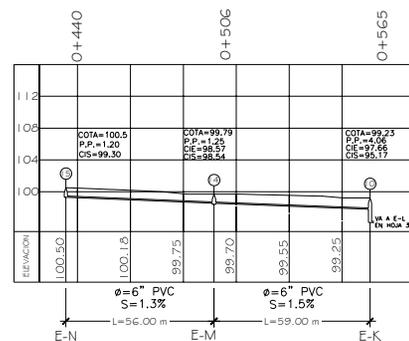
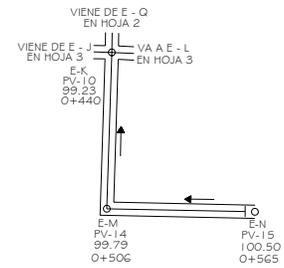
PLANTA - PERFIL DE POZO DE VISITA 1 AL 5 Y 11, 12, 13, 10
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO	
DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO	
PLANTA PERFIL DEL DRENAJE SANITARIO	
ALUMNO	DAVID ROBERTO BLANCO TELLEZ
PROF.	DAVID ROBERTO BLANCO TELLEZ
PROF.	LUIS GREGORIO ALFARO VELEZ
FECHA	2023-12-08
HOJA	2
DE	6

NOMENCLATURA	
⊙	NUMERO DE POZO DE VISITA EN PERFIL
P.V.00	NUMERO POZO DE VISITA EN PLANTA
—	TUBERIA A COLOCAR
⏊	POZO DE VISITA
E-L	ESTACION
0+000	CAMINAMENTO HORIZONTAL
P.P.	POZO DE VISITA
CIE	COTA INVER DE ENTRADA
CIS	COTA INVER DE SALIDA



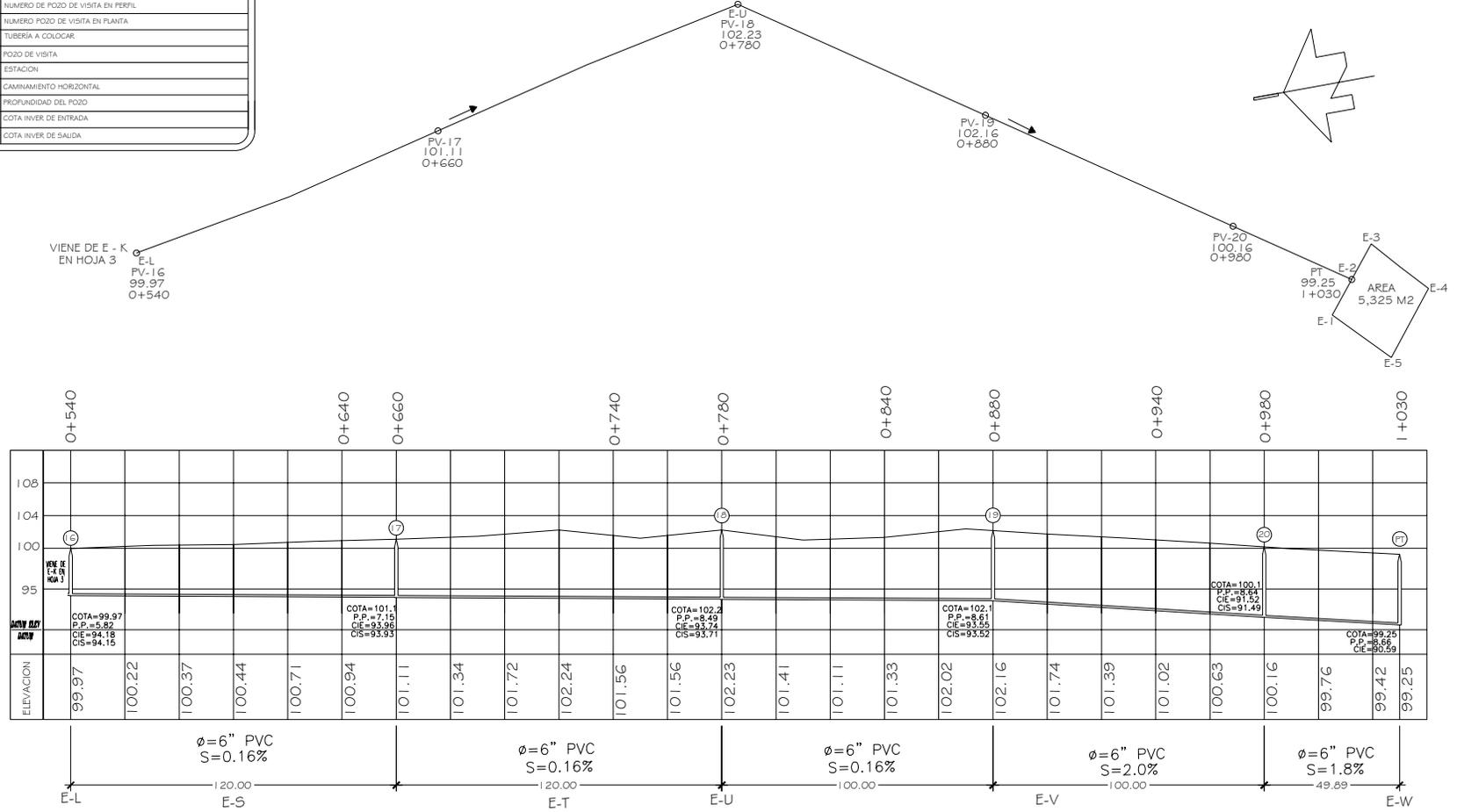
PLANTA - PERFIL DE POZO DE VISITA 1, 7, 8, 9 Y 10
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750



PLANTA - PERFIL DE POZO DE VISITA 10, 14, 15
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO	
PLANTA PERFIL DEL DRENAJE SANITARIO	
ELABORADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: INDEFINIDA
REVISADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: FEBRERO 2, 2007
PROYECTADO POR: LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	FECHA: 2003, 1983
SE O. J. E.	
3	
6	

NOMENCLATURA	
	NUMERO POZO DE VISITA EN PERFIL
	NUMERO POZO DE VISITA EN PLANTA
	TUBERIA A COLOCAR
	POZO DE VISITA
	ESTACION
	CAMBIAMIENTO HORIZONTAL
	PROFUNDIDAD DEL POZO
	COTA INVER DE ENTRADA
	COTA INVER DE SALIDA



PLANTA - PERFIL DE PV- 16 AL AREA PROPUESTA PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO

ESCALA VERTICAL 1:250
ESCALA HORIZONTAL 1:750

Est.	P.o.	AZIMUT	Dist. H.	COTA
L	1	170	0 1 40	100.337
S	170	0 8 0	60	100.443
S	2	166	0 22 25	100.854
3	166	0 29 25	60	101.111
4	166	0 23 15	90	101.462
T	166	0 25 50	120	102.240
S	168	0 27 55	30	101.224
U	168	0 30 0	60	102.228

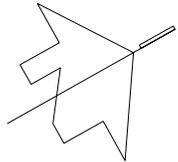
Est.	P.o.	AZIMUT	Dist. H.	COTA
U	6	206	0 19 25	101.002
7	206	0 46 20	60	101.334
8	206	0 47 25	90	102.372
V	206	0 45 0	120	101.743
V	9	222	0 35 40	101.215
10	222	0 40 45	60	100.629
11	221	0 44 55	90	99.930
W	221	0 27 30	130	99.255

LIBRETA TOPOGRAFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

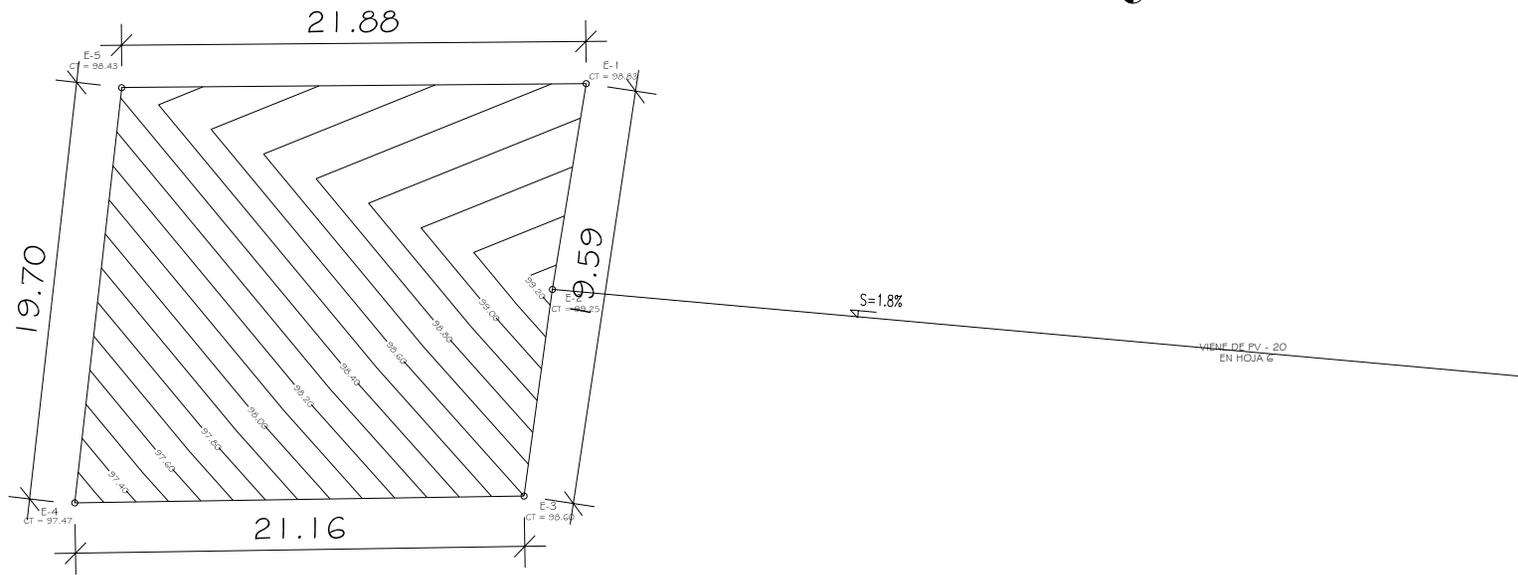
PROYECTO: DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO

COMPITE: PLANTA PERFIL DEL DRENAJE SANITARIO		SEÑALA
INICIALES Y SOBRENOMBRE: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	INDICADA	
TITULO: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: ENERO, 2007.	
SUPERVISOR: LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	NO. 2002-12838	
H. G. J. A.		4
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ ASESOR Y SUPERVISOR DEL EPS		ING. ANEL GARCIA ORDOZCO ALCALDE DEL MUNICIPIO LAURENTAL, TETEN



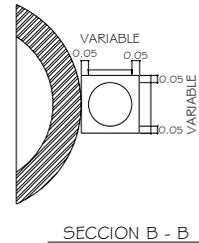
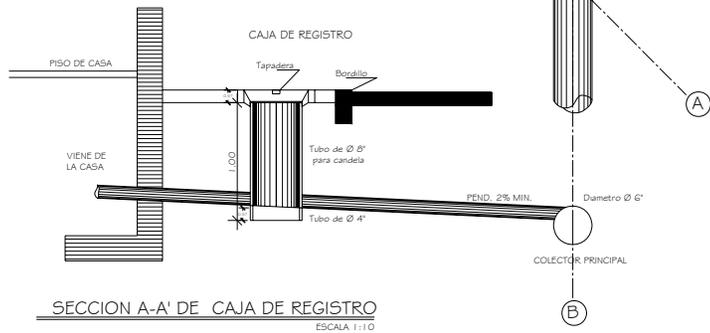
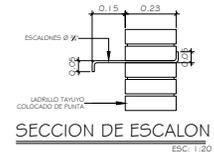
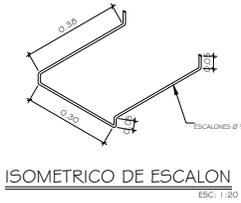
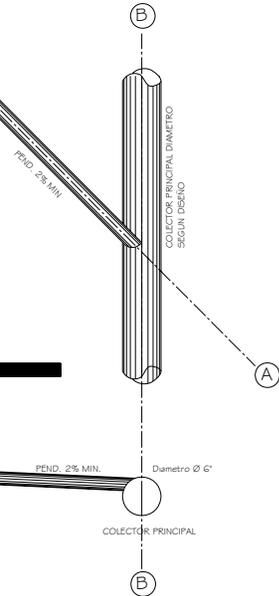
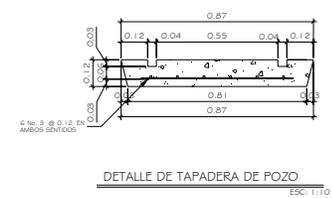
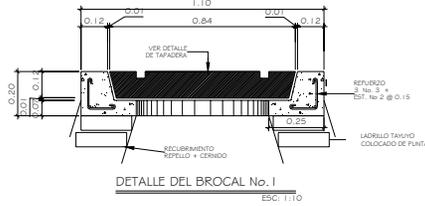
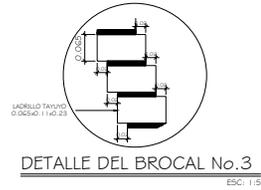
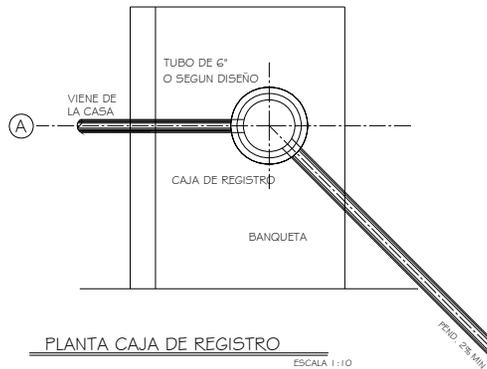
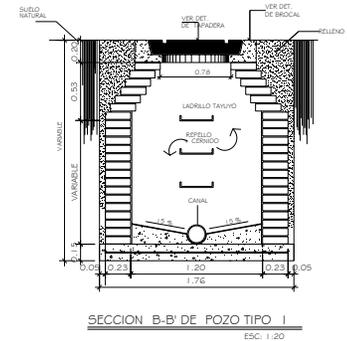
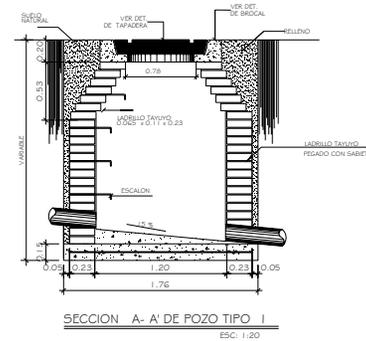
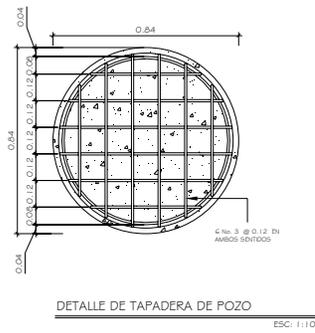
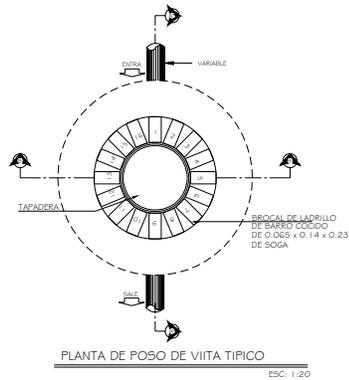
Est.	P.o	AZIMUT				Dist. H.
E-1	E-2	128	o	37	' 35	" 34.99
E-2	E-3	127	o	8	' 30	" 34.99
E-3	E-4	208	o	24	' 29	" 75.55
E-4	E-5	305	o	43	' 26	" 70.15
E-5	E-1	28	o	48	' 48	" 78.14

LIBRETA TOPOGRÁFICA

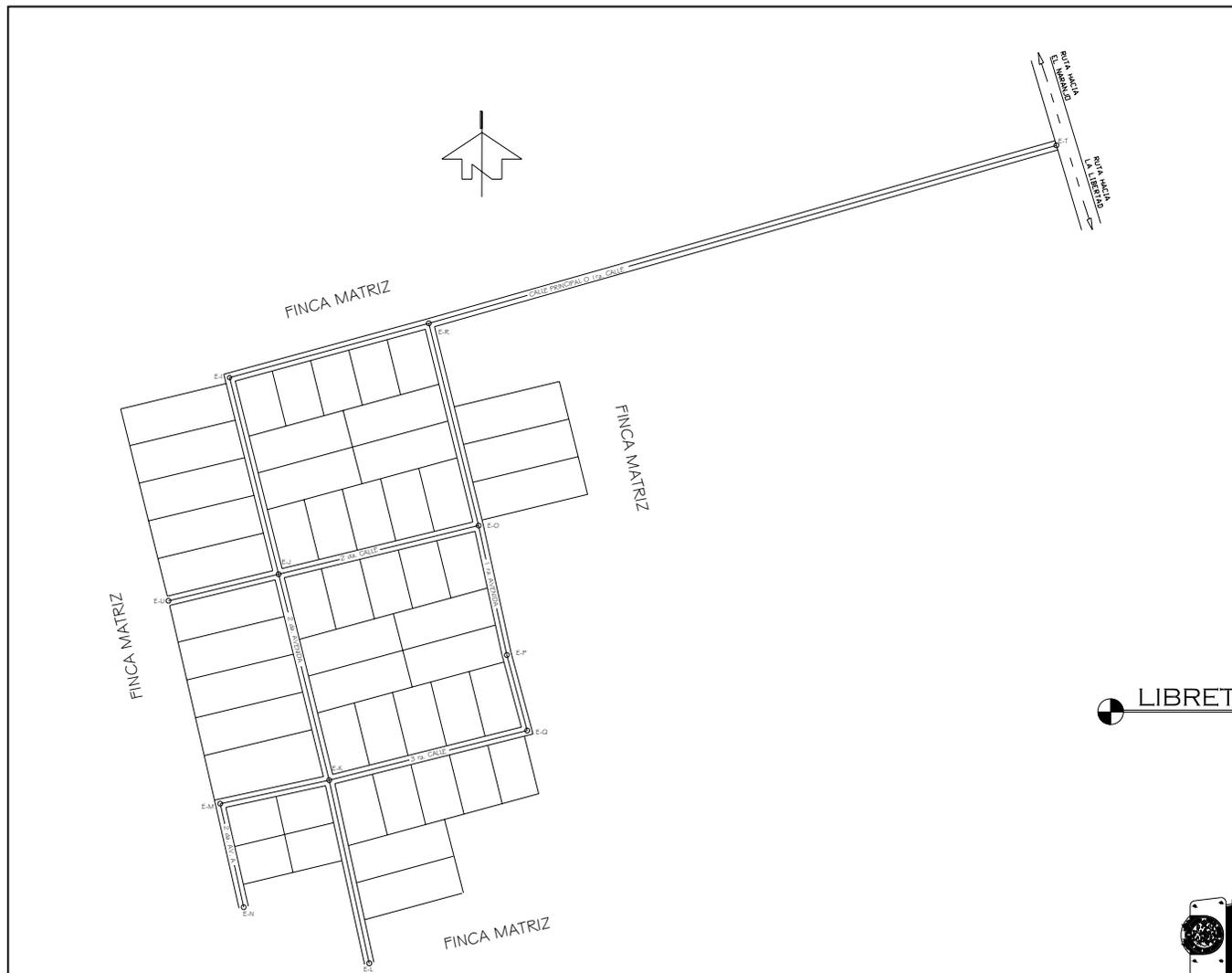


CURVAS DE NIVEL DEL ÁREA PROPUESTA PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO
 ESCALA 1:500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERÍA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO:			
CURVAS DE NIVEL DEL AREA PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO			
DESIGNADO POR:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA:	INDICADA
DISEÑADO POR:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA:	ENERO, 2, 2017
SUPERVISADO POR:	LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	FECHA:	2008, 1, 2008
NO LLEVO PROYECTO AL PAGO Y ELLE ASISTIR Y SUPERVISOR DEL DPS			DANILLO ABEL GARCIA, INGENIERO AL CALIDAD DE LA INGENIERIA
			5
			6



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DEL DRENAJE SANITARIO			
TÍTULO: DETALLE DE POZO DE VISITA Y CONEXIÓN DOMICILIAR			
ELABORADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	ESCALA: INDICADA		
REVISADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: ENERO, 2007		
SUPERVISADO POR: LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	PROYECTO: 2002-12638		
		H. D. J. A.	
PISO LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ		DANILO ANÍBAL CUMBA GONZALEZ	
INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL		INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL	
		"CALIFICACIÓN SUPERVISADO"	
		6	



PLANTA GENERAL DEL CASERÍO ZACULEU, LA LIBERTAD, PETÉN

ESCALA 1:1000

Est.	P.O	AZMUT	Dist. H.	COTA
I	15	167° 23' 45"	18.994	100.75
	16	167° 12' 30"	38.988	100.74
	17	167° 6' 15"	57.999	100.93
	18	167° 5' 15"	78.999	100.90
J	185	57' 40"	108.998	100.70
J	19	75° 57' 15"	19.991	100.74
	20	76° 13' 5"	38.990	100.92
	21	76° 17' 30"	58.994	100.90
	22	76° 19' 40"	78.997	100.88
O	76	22' 0"	109.000	101.19
	23	256° 59' 10"	19.990	100.62
	24	256° 37' 45"	38.981	100.51
U	256	28' 10"	59.994	100.51
	25	166° 12' 25"	19.959	100.47
	26	166° 18' 40"	38.966	100.31
	27	166° 24' 50"	58.977	100.00
	28	176° 19' 45"	77.966	99.65
K	166	10' 25"	111.964	99.23
K	29	76° 46' 50"	19.998	99.90
	30	76° 50' 10"	37.996	99.63
	31	76° 40' 45"	59.993	99.99
	32	76° 40' 15"	78.998	100.26
Q	75	57' 51"	107.993	100.53
	33	257° 52' 40"	17.989	99.45
	34	257° 52' 15"	39.989	99.62
M	257	49' 35"	59.000	99.79
	35	167° 31' 35"	19.980	99.26
	36	167° 35' 20"	40.992	99.07
	37	167° 36' 45"	58.995	99.29
	38	167° 34' 15"	78.000	99.60
L	167	36' 10"	98.998	99.97
M	39	168° 41' 40"	20.000	100.00
	40	167° 36' 15"	38.999	100.29
N	167	11' 5"	55.999	100.50
O	41	170° 39' 45"	11.904	101.23
	42	168° 11' 45"	31.997	101.59
	43	168° 8' 15"	50.991	103.17
P	167	39' 15"	69.900	103.06
P	44	165° 50' 15"	19.739	101.30
Q	164	50' 59"	39.973	100.42
O	45	346° 16' 25"	19.959	101.09
	46	346° 15' 20"	38.963	101.00
	47	346° 15' 20"	59.990	100.87
	48	346° 13' 15"	79.986	100.51
R	346	7' 10"	109.981	99.95
R	49	254° 9' 20"	19.479	99.94
	50	254° 8' 10"	38.995	100.19
	51	254° 0' 4"	59.992	100.32
	52	254° 5' 20"	78.998	100.45
I	1	254° 47' 51"	109.000	100.67
R	53	74° 10' 25"	19.991	99.97
	54	74° 11' 5"	39.992	99.95

LIBRETA TOPOGRÁFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO

ESTADANTE: PLANTA GENERAL

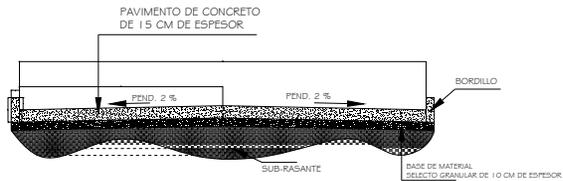
PROFESOR EN JEFE: DAVID ROBERTO BLANCO TELLEZ
FECHA: INDICADA

TELADO: DAVID ROBERTO BLANCO TELLEZ
FECHA: FEBRERO 2007

EXEQUENTE: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
FECHA: 2008-1-28-08

U. S. J. A.

1 8



DETALLE DE GARABITO
ESCALA 1:25

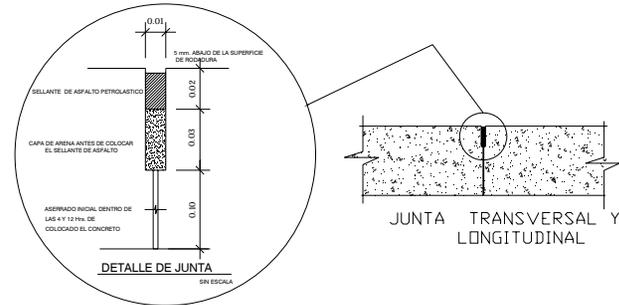
ESPECIFICACIONES DE PAVIMENTO RÍGIDO Y MATERIAL SELECTO GRANULAR PARA SUB-BASE

CONCRETO:
EN EL CONCRETO SE VA A UTILIZAR UN CEMENTO DE 4,000 PSI, Y EL CONCRETO POR MEDIO DE LA RELACION DE MEZCLA 1:2:2 VA A LLEGAR A UNA RESISTENCIA A COMPRESION DE 3,000 PSI. EN 28 DIAS.

AGREGADO FINO:
DEBE ESTAR LIMPIO, SAND, ADECUADAMENTE GRADUADO Y LIBRE DE MATERIA ORGANICA, QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO. SE EMPLEARA ARENA NATURAL, QUE CONTENGAN DE 12 A 15% DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA No. 5, SON PREFERIBLES PORQUE PRODUCEN CONCRETOS MAS TRABAJABLES.

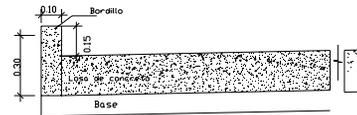
AGREGADO GRUESO:
DEBE SER RESISTENTE AL DESGASTE PARA LOS CONCRETOS UTILIZADOS EN PAVIMENTOS. SE PUEDE UTILIZAR UN AGREGADO CON LA GRANULOMETRIA DANDOSE RESULTADOS SATISFACTORIOS.

MATERIAL SELECTO GRANULAR:
LA MAXIMA DIMENSION DE CUALQUIER PARTICULA CONTENIDA EN EL MATERIAL, Y QUE NO SEA POSIBLE DESINTEGRAR CON EL EQUIPO DE CONFORMACION O DE COMPACTACION, NO DEBERA SER MAYOR DE 1/3 DEL ESPESOR ESPECIFICADO DE LA SUB-BASE.



ESPECIFICACIONES DE JUNTAS
JUNTAS LONGITUDINALES:
SON JUNTAS PARALELAS AL EJE LONGITUDINAL DEL PAVIMENTO. ESTAS JUNTAS SE COLOCARAN PARA PREVENIR LA FORMACION DE GRIETAS LONGITUDINALES, LAS CUALES SE REALIZARAN DE FORMA MECANICA. LA PROFUNDIDAD DE LA RANURA SUPERIOR DE ESTA JUNTA, NO DEBE SER INFERIOR DE UN CUARTO DEL ESPESOR DE LA LOSA, CON UNA LONGITUD DE 3 METROS.
JUNTAS DE CONTRACCION (TRANSVERSALES)
ESTAS JUNTAS CONTROLAN LA GRIETAS CAUSADAS POR LA RETRACCION DEL FRAGUADO DEL CONCRETO. LA RANURA DE LA JUNTA, DEBE POR LO MENOS TENER UNA PROFUNDIDAD DE UN CUARTO DEL ESPESOR DE LA LOSA, CON UNA LONGITUD DE 2.5 METROS.

DETALLE DE JUNTA DE DILATACION
SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES DE BORDILLO

CONCRETO:
EN EL CONCRETO SE VA UTILIZAR CEMENTO DE 3,000 PSI, Y EL CONCRETO POR MEDIO DE LA RELACION 1:2:2 VA A LLEGAR A UNA RESISTENCIA A COMPRESION DE 3,000 PSI. EN 28 DIAS.

AGREGADO FINO:
DEBE ESTAR LIMPIO, SAND, ADECUADAMENTE GRADUADO Y LIBRE DE MATERIA ORGANICA, QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO. SE EMPLEARA ARENA NATURAL, QUE CONTENGAN DE 12 A 15% DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA No. 5, SON PREFERIBLES PORQUE PRODUCEN CONCRETOS MAS TRABAJABLES.

AGREGADO GRUESO:
DEBE SER RESISTENTE AL DESGASTE. SE PUEDE UTILIZAR UN AGREGADO CON LA GRANULOMETRIA DE 1/3 * DANDOSE RESULTADOS SATISFACTORIOS.

DETALLE DE BORDILLO
ESCALA 1:20

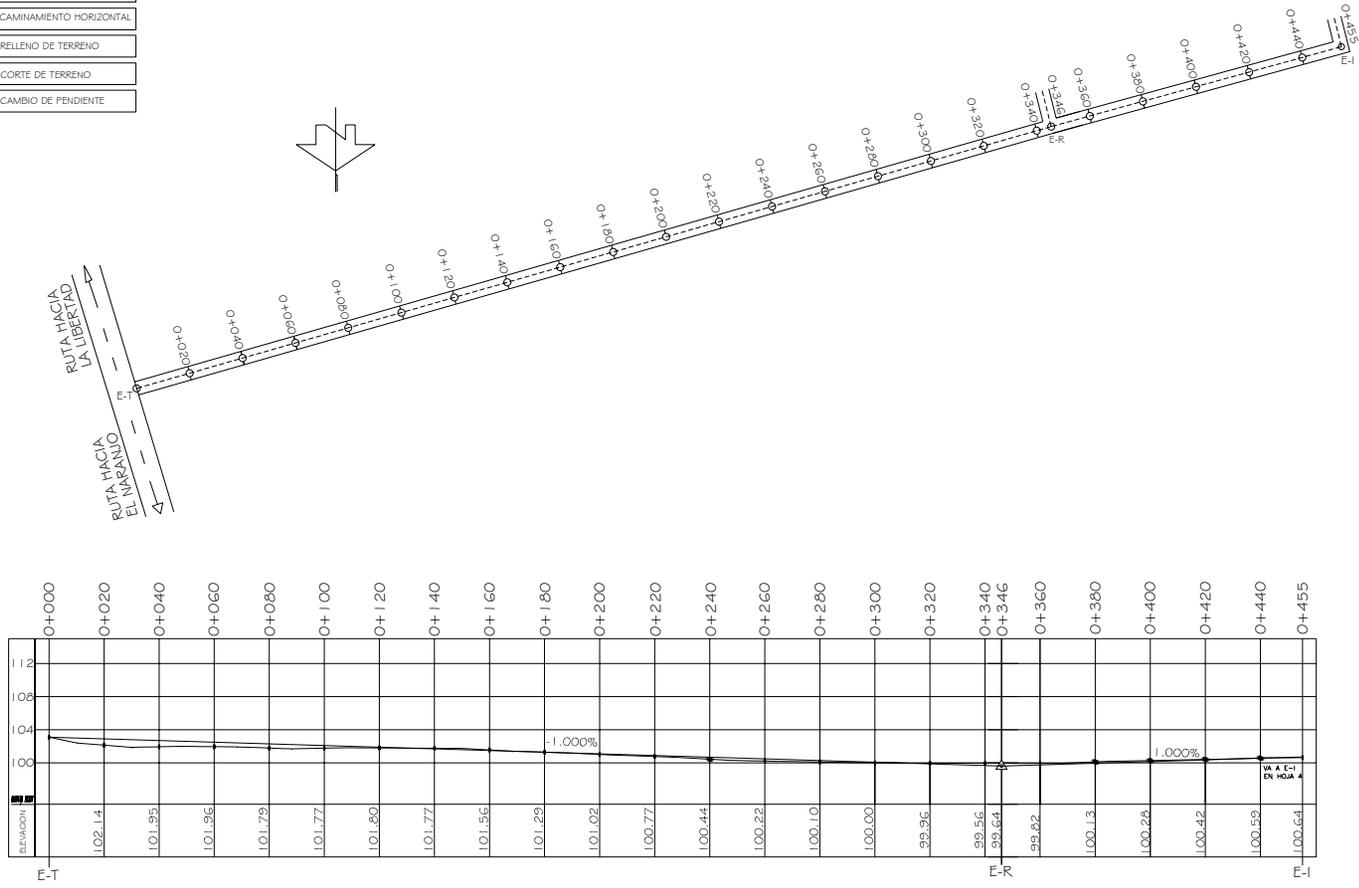
NOTA:

PARA EL DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO SE TOMO QUE TENDRA UN TRANSITO PROMEDIO DIARIO DE 200 A 800 VEHICULOS Y UN TRANSITO MAYOR DE 25 CAMIONES DIARIOS PARA EL CUAL TENDRA UN ESPESOR DE 15 CMS. Y SE COLOCARA SOBRE UNA BASE DE MATERIAL DE SELECTO GRANULAR EL CUAL TENDRA UN ESPESOR DE 10 CMS. SE COLOCARAN BORDILLOS PARA DIVIDIR EL PASO VEHICULAR Y PEATONAL EL CUAL TENDRA UNA ALTURA DE 15 CMS Y UN ESPESOR DE 10 CMS. ESTE BORDILLO SERVIRA DE REFERENCIA PARA LA ELABORACION DE LAS BANQUETAS.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO			
DETALLE DEL GARABITO			
DISEÑADO POR:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA:	INDICADA
REVISADO:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA:	ENERO, 2007
SUPERVISADO:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	FECHA:	2005 I 2838
FECHA DE ENTREGA AL PROYECTO:		PÁG. 2 DE 8	
DISEÑADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ		2	
DISEÑADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ		8	

NOMENCLATURA

E-00	NUMERO DE ESTACION
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
	RELLENO DE TERRENO
	CORTE DE TERRENO
	CAMBIO DE PENDIENTE

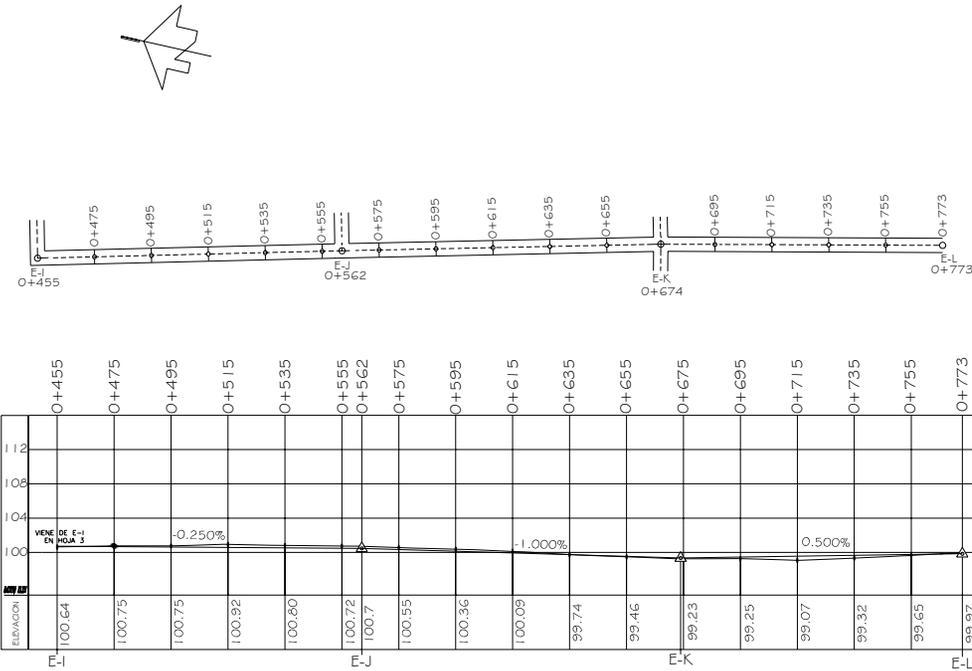


PLANTA - PERFIL DE E-T A E-I
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO	
TÍTULO: PLANTA PERFIL DEL PAVIMENTO RÍGIDO	
AUTORA: DAVID ROBERTO RIVANO TELLEZ	INDICADA: INGENIERO 2007
SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ	FECHA: 2008-12-28
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ <small>INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL AMERICANA Y SUPERVISOR DEL E.P.S.</small>	DR. WILDO ANEL GARCÍA GONZÁLEZ <small>PROFESOR DE LA CATEDRA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS</small>
3	8

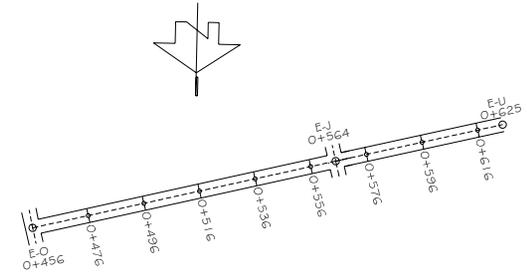
NOMENCLATURA

E-00	NUMERO DE ESTACION
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
	RELLENO DE TERRENO
	CORTE DE TERRENO
	CAMBIO DE PENDIENTE



PLANTA-PERFIL DE E-I A E-L

ESCALA VERTICAL 1:250
ESCALA HORIZONTAL 1:750



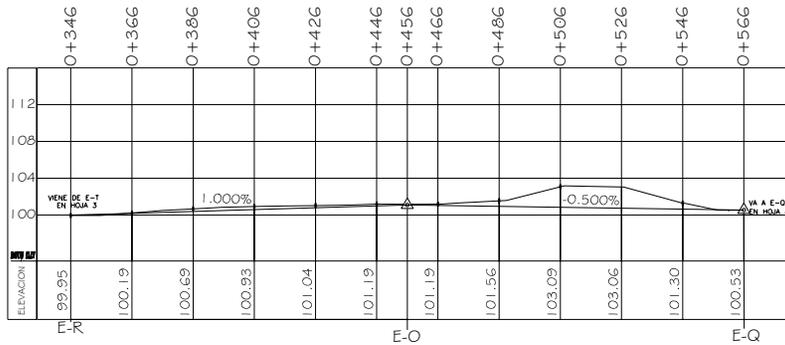
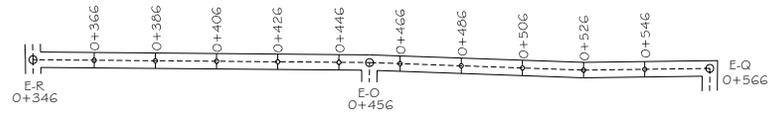
PLANTA-PERFIL DE E-O A E-U

ESCALA VERTICAL 1:250
ESCALA HORIZONTAL 1:750

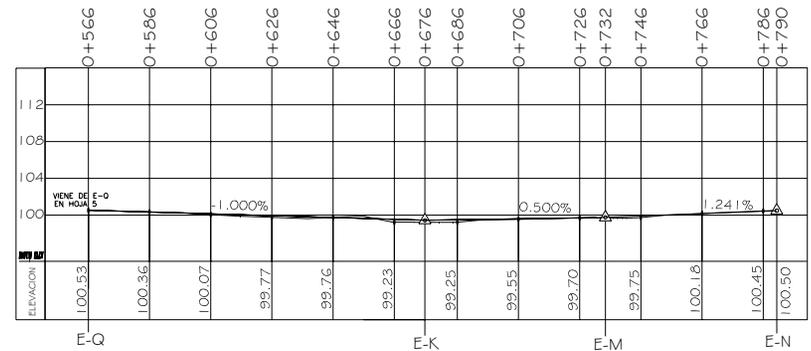
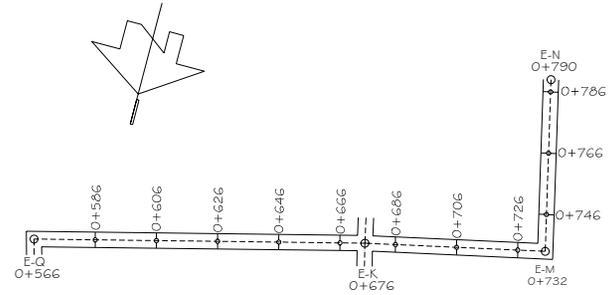
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO	
CONTENIDO: PLANTA PERFIL DEL PAVIMENTO RÍGIDO	
ELABORADO POR: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	ESCALA: INDICADA
PROYECTO: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA: ENERO 2007
SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELLZ	PROYECTO: 2006-12838
H. O. J. A.	
 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELLZ ASISTENTE SUPERVISOR DEL DISEÑO	
 DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ ALUMNO DE INGENIERIA	
4	8

NOMENCLATURA

E-00	NUMERO DE ESTACION
0+000	CAMINAMIENTO HORIZONTAL
	RELLENO DE TERRENO
	CORTE DE TERRENO
	CAMBIO DE PENDIENTE

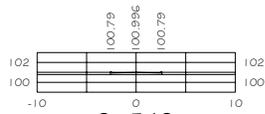


PLANTA - PERFIL DE E-R A E-Q
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750

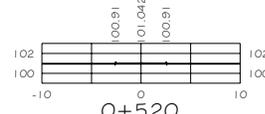


PLANTA - PERFIL DE E-Q A E-N
 ESCALA VERTICAL 1:250
 ESCALA HORIZONTAL 1:750

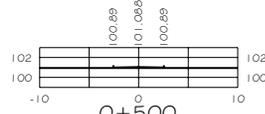
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA					
FACULTAD DE INGENIERIA					
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO					
PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO					
TITULO: PLANTA PERFIL DEL PAVIMENTO RIGIDO					
CALCULO Y DISEÑO: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	INDICADA				
DIBUJO: DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	ENERO, 2007				
SUPERVISION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	2002-12838				
<table border="1"> <tr> <td>ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ</td> <td>DANIELO ANGEL GARCIA ORTIZ</td> </tr> <tr> <td>ABSCISA Y SUPERVISOR DEL DTA</td> <td>ALCALDE DEL MUNICIPIO DE LA UNIDAD PETER</td> </tr> </table>		ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DANIELO ANGEL GARCIA ORTIZ	ABSCISA Y SUPERVISOR DEL DTA	ALCALDE DEL MUNICIPIO DE LA UNIDAD PETER
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DANIELO ANGEL GARCIA ORTIZ				
ABSCISA Y SUPERVISOR DEL DTA	ALCALDE DEL MUNICIPIO DE LA UNIDAD PETER				
<table border="1"> <tr> <td>5</td> <td>8</td> </tr> </table>		5	8		
5	8				



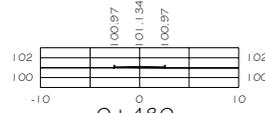
O+540



O+520



O+500



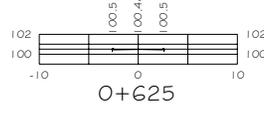
O+480



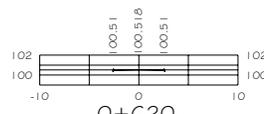
O+460



O+456



O+625



O+620



O+600



O+580



O+560



O+680



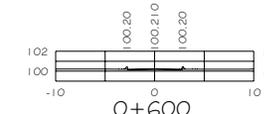
O+660



O+640



O+620



O+600



O+580



O+790



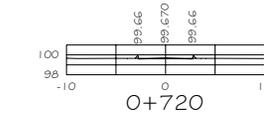
O+780



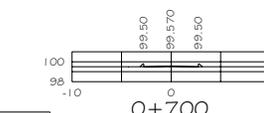
O+760



O+740



O+720



O+700

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV

SECCIONES DE LA E-O A E-U

STATION	AREAS		VOLUMES		CUMULATIVE VOLUMES	
	CUT	FILL	CUT	FILL	CUT	FILL
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV
0000+00	CUTA	FILLA	CUTV	FILLV	CUMCUTV	CUMFILLV

SECCIONES DE LA E-Q A E-N

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO

SECCIONES Y VOLUMENES DE TRABAJO

INGENIERO RESPONSABLE:	DAVID ROBERTO RUANO TELLEZ	FECHA:	ENERO, 2007
PROFESOR:	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	PROYECTO:	2002-1283R
NO LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ ASESOR Y SUPERVISOR DEL P.S.		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	

7/8

